

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

*На правах рукописи*

**Тарасов Александр Александрович**

**РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЁТА ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ  
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ  
ЗДАНИЙ**

Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты,  
подземные сооружения

Диссертация на соискание учёной степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель,  
Заслуженный строитель РФ,  
доктор технических наук, профессор  
А.И. Полищук

Томск – 2015

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	4
<b>ГЛАВА 1. ИССЛЕДОВАНИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ</b> .....	13
1.1 Способы устройства инъекционных свай .....	13
1.2 Существующие подходы к расчёту и конструированию инъекционных свай .....	21
<b>Выводы по главе 1</b> .....	42
<b>ГЛАВА 2. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЯ ВДАВЛИВАНИЯ ИНЪЕКТОРА ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫЙ ГЛИНИСТЫЙ ГРУНТ</b> .....	44
2.1 Обоснование подхода к определению усилия вдавливания инъектора в слабый глинистый грунт .....	44
2.2 Совершенствование метода расчёта усилия вдавливания инъектора в слабый глинистый грунт .....	49
2.2.1 Экспериментальные исследования работы инъекционных свай в слабых глинистых грунтах .....	49
2.2.2 Теоретические исследования усилия вдавливания инъектора в слабый глинистый грунт, сопоставление их с результатами экспериментов, анализ и обобщение полученных данных .....	67
<b>Выводы по главе 2</b> .....	76
<b>ГЛАВА 3. РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ</b> .....	77
3.1 Оценка процесса формирования инъекционной сваи в слабых глинистых грунтах .....	77
3.2 Совершенствование методов расчёта несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах .....	79

3.2.1 Численное моделирование работы инъекционных свай в программном комплексе «Plaxis-3D» .....	79
3.2.2 Расчёт несущей способности инъекционных свай с использованием данных о сопротивлении грунта вдавливаю иньектора .....	91
3.2.3 Расчёт несущей способности инъекционных свай по результатам статического зондирования .....	96
3.3 Сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, их анализ и обобщение .....	102
<b>Выводы по главе 3</b> .....	<b>105</b>
<b>ГЛАВА 4. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СПОСОБОВ УСТРОЙСТВА ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ И НАПРАВЛЕНИЯ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ</b> .....	<b>107</b>
4.1 Совершенствование конструктивных решений иньекторов для устройства инъекционных свай .....	107
4.2 Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах .....	111
4.3 Использование результатов исследований при усилении фундаментов реконструируемых зданий .....	112
4.4 Направления дальнейших исследований по совершенствованию способов устройства и проектирования инъекционных свай в слабых глинистых грунтах .....	117
<b>Выводы по главе 4</b> .....	<b>122</b>
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b> .....	<b>123</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ</b> .....	<b>125</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ</b> .....	<b>137</b>

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность избранной темы.** При реконструкции, восстановлении зданий часто приходится решать вопросы усиления фундаментов и упрочнения грунтов оснований. В последние годы все большее распространение получает способ усиления фундаментов реконструируемых зданий в глинистых грунтах путём передачи части нагрузки от здания на инъекционные сваи, который прошёл апробацию и внедрён на ряде объектов в г. Томске и других городах России. Под инъекционными понимаются сваи, которые формируются в предварительно подготовленных скважинах путём инъекции под давлением подвижной бетонной смеси с последующей опрессовкой системы «свая- грунт основания» (А.И. Полищук, А.А. Петухов, 2005 г.) К настоящему времени выполнен целый ряд исследований работы инъекционных свай в глинистых грунтах (2003-2015 гг.). Однако, вопросы взаимодействия инъекционных свай для фундаментов реконструируемых зданий на слабых глинистых грунтах<sup>1</sup> и методы их расчёта исследованы пока недостаточно. Поэтому тема диссертационной работы является актуальной.

**Степень разработанности темы исследований.** В условиях реконструкции и восстановления зданий инъекционные сваи устраиваются, обычно, в предварительно подготовленных скважинах с последующим их заполнением подвижной бетонной смесью под давлением. Скважины могут выполняться посредством вдавливания или ввинчивания в грунт инъекторов различной конструкции, которые в последующем извлекаются или выполняют роль арматуры. Величина давления нагнетания бетонной смеси в скважины изменяется обычно от 0,1 до 1,0 МПа. Для устройства инъекционных свай применяются и другие технологии, которые рассмотрены в первой главе диссертации.

---

<sup>1</sup> Здесь и далее, под слабыми глинистыми грунтами понимаются водонасыщенные глинистые грунты (супеси, суглинки и глины) с коэффициентом водонасыщения  $S_r > 0,8$  и модулем общей деформаций  $E \leq 5$  МПа (М.Ю. Абелев и др., 1973-1978 гг. [1, 2])



В большинстве случаев, при формировании ствола инъекционной сваи происходит расширение начального диаметра скважины в радиальном направлении под действием давления инъектируемой смеси. При разработке методов расчёта рассматривается задача осесимметричного расширения скважины в грунтовой среде. Задача о расширении цилиндрической полости в грунте впервые была рассмотрена в 30-х годах XX - го столетия К. Терцаги, Б.П. Поповым, Ф. Кёглером и др. Существенное развитие решение задачи о расширении скважины в радиальном направлении получило в 60-х...80-х годах прошлого века. Работы велись в основном в двух направлениях: первое - определения несущей способности свай; второе – оценка результатов прессиометрических испытаний. В последующем развитием этих направлений занимались Г.К. Бондарик, Л. Менар, П. Чедвик, К.В. Руппенейт и М.И. Бронштейн, С.Л. Коренева, В.В. Лушников и М.Г. Мариупольский, В. Андерсен и Р. Гибсон, М. Сагасет и М. Рандальф, Д. Картер и С. Янг, В.Г. Федоровский, Г.П. Корчагин, Б.И. Дидух и другие.

При расчёте и конструировании инъекционных свай в слабых глинистых грунтах также учитываются особенности деформирования таких грунтов. Для этого используются теории фильтрационной консолидации грунтов, ползучести, пластичности и др. Вопросами оценки деформируемости слабых глинистых грунтов посвящены исследования К. Терцаги, Д.Е. Польшина, Н.М. Герсеванова, Н.Н. Маслова, В.А. Флорина, Н.А. Цытовича, М.Ю. Абелева, М. Био, Л. Рендулика, Ю.К. Зарецкого, А.Л. Голдина, Л.В. Горелика, П.Л. Иванова, М.В. Малышева, Р.А. Мангушева, З.Г. Тер-Мартirosяна, А.Б. Пономарева, В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, Н.П. Пузыревского, В.П. Дыба, А.И. Осокина, Б.Ф. Рельтова, С.А. Роза, В.Н. Парамонова, Б.И. Далматова, И.И. Сахарова, С.А. Кудрявцева и многих других.

Один из способов устройства инъекционных свай был разработан сотрудниками ТГАСУ (пат. № 2238366 РФ, 2003 г), который прошёл апробацию и может использоваться для усиления фундаментов реконструируемых зданий в слабых глинистых грунтах. При устройстве инъекционных свай по рассматриваемому способу применяют инъекторы преимущественно из перфорированных стальных труб

различного диаметра, вдавливаемые в грунт до заданной отметки. В инъекторе предусмотрены уширения в уровне нижнего конца, а также по его длине (чаще на границах зон перфорации). Уширение по длине ствола инъектора выполняется в виде стальных плоских колец большего диаметра. Уширение в уровне нижнего конца – в виде плоского стального диска со стальными пластинами. Особенность рассматриваемой конструкции инъектора заключается в том, что при его вдавливании в глинистый грунт между инъекторной трубой и стенкой скважины образуется воздушный зазор, впоследствии заполняемый бетоном. Установлено, что наличие воздушного зазора приводит к снижению, а в ряде случаев, к полному устранению сил трения на боковой поверхности инъектора в процессе его погружения и снижает усилие вдавливания в 1,5...4 раза (Петухов А.А., Шалгинов Р.В. и др., 2006...2010 гг.). В опубликованных работах Петухова А.А. и Шалгинова Р.В. (2006...2010 гг.) приводятся методы расчёта усилия вдавливания инъектора и несущей способности инъекционных свай в глинистых грунтах (преимущественно, в супесях пластичных, суглинках мягкопластичных). Однако, предложенные методы не учитывают в полной мере как конструктивных особенностей инъектора, так и особенностей деформирования слабых глинистых грунтов в процессе устройства и последующей работы инъекционных свай, что приводит к значительным расхождениям расчётных и экспериментальных данных (расхождения до  $\pm 35\%$ ). Кроме того, разработанные методы расчёта несущей способности инъекционных свай не позволяют использовать материалы статического зондирования грунтов.

**Цель исследований** – развитие методов расчёта инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, обеспечивающих надёжность их эксплуатации в составе фундаментов реконструируемых зданий.

**Задачи исследования:**

- 1 Исследовать опыт применения инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для усиления фундаментов реконструируемых зданий.
- 2 Выполнить экспериментальные исследования работы и устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах.

- 3 Усовершенствовать метод расчёта усилия вдавливания иньектора иньекционных свай в слабые глинистые грунты, позволяющий подбирать вдавливающее оборудование для его погружения на заданную глубину.
- 4 Развить метод расчёта несущей способности иньекционных свай в слабых глинистых грунтах с учётом технологии их устройства.
- 5 Усовершенствовать конструкцию иньектора и способ устройства иньекционных свай в слабых глинистых грунтах, обеспечивающие качественное формирование бетонного ствола сваи.
- 6 Выполнить опытно-промышленную апробацию результатов исследований для фундаментов реконструируемых зданий.

**Объект исследования** – иньекционная свая, устраиваемая в слабых глинистых грунтах путём нагнетания под давлением подвижной бетонной смеси через иньектор в предварительно подготовленную скважину.

**Предмет исследований** – взаимодействие иньекционной сваи со слабым глинистым грунтом основания на этапе её устройства и работы под нагрузкой.

**Научная новизна исследований:**

- 1 В результате сопоставления выполненных экспериментальных исследований и существующих аналитических решений установлена зависимость между усилием вдавливания иньектора  $N_{вд}$  и вертикальной составляющей силы предельного сопротивления грунта  $N_u$  под нижним концом иньектора при его статическом нагружении. Полученные результаты позволили усовершенствовать метод расчёта усилия вдавливания иньектора  $N_{вд}$  иньекционных свай в слабые глинистые грунты.
- 2 В результате анализа данных экспериментальных исследований и численного моделирования, выявлено, что при устройстве иньекционной сваи происходит улучшение условий работы слабого глинистого грунта на её боковой поверхности, обусловленное формированием волнообразной (неровной) поверхности ствола сваи и образованием цементно-грунтовой рубашки на границе «свая-грунт» при радиальном расширении скважины давлением бетонной

смеси. Это позволило уточнить значения коэффициента условий работы грунта  $\gamma_{cf}$  на боковой поверхности инъекционной сваи (в супесях пластичных и текучих  $\gamma_{cf} = 1,25$ ; в суглинках текучепластичных  $\gamma_{cf} = 1,05$ ), что даёт возможность использовать для расчёта несущей способности инъекционных свай характеристики грунтов, соответствующие природным значениям.

- 3 Усовершенствован метод расчёта несущей способности инъекционных свай  $F_d$  в слабых глинистых грунтах, позволяющий использовать данные о сопротивлении грунта вдавливаю инъектора  $q_{вд}$  путём введения переходного коэффициента  $\gamma_{cR}$  между  $q_{вд}$  и расчётным сопротивлением грунта под нижним концом инъекционной сваи  $R_{нк}$ . Выявлено, что при значениях  $q_{вд}$  меньше 3500 кПа (что характерно для слабых глинистых грунтов) коэффициент  $\gamma_{cR}$  изменяется от 0,75 до 1,0.
- 4 Обоснована возможность использования результатов статического зондирования грунтов для определения несущей способности инъекционных свай. Экспериментально установлено, что несущая способность инъекционных свай по результатам статического зондирования, меньше фактической (до 16%). Это объясняется улучшением условий работы грунта на боковой поверхности инъекционных свай при расширении скважины. Усовершенствован метод расчёта несущей способности инъекционных свай по результатам статического зондирования путём введения коэффициентов условий работы  $\gamma_{cf}$ .

**Теоретическая значимость работы заключается в следующем:** установлена зависимость между усилием вдавливания инъектора и силой предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора при его статическом нагружении; усовершенствован метод расчёта усилия вдавливания инъектора инъекционной сваи в слабые глинистые грунты; усовершенствован метод расчёта несущей способности инъекционной сваи в слабых глинистых грунтах, позволяющий использовать как материалы статического зондирования, так и усилия вдавливания (сопротивления грунта вдавливаю) инъектора в грунт.

**Практическое значение работы заключается:** в получении результатов, позволяющих выполнить расчёт и конструирование инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, включая подбор требуемого оборудования для вдавливания инъекторов; в обосновании возможности использования результатов статического зондирования слабых глинистых грунтов для определения несущей способности инъекционных свай; в обосновании возможности использования усилия вдавливания (сопротивления грунта вдавливанию) инъекторов для операционного контроля несущей способности инъекционных свай в процессе их устройства; в разработке конструктивного решения инъектора инъекционной сваи, позволяющего применять для устройства инъекционных свай бетонные смеси с крупностью заполнителя до 20...40 мм (патент РФ на полезную модель № 87718, приоритет от 11.01.2009 г.); в разработке способа устройства инъекционной сваи в слабых глинистых грунтах, позволяющего вести бетонирование снизу вверх через извлекаемый бетонолитный рукав (патент РФ на полезную модель № 129522 от 15.01.2013 г.).

**Результаты исследований использованы:** при написании книги «Справочник геотехника: основания, фундаменты и подземные сооружения» / Под общей редакцией В.А.Ильичева и Р.А.Мангушева. Параграф 16.5.3 - Определение усилия вдавливания инъектора инъекционных свай при проектировании усиления фундаментов (соавтор А.И. Полищук); - М.: Изд-во АСВ, 2014. С. 650 – 653; при разработке проектной документации на усиление фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий в г. Томске (здание жилого дома по ул. Ленина, 70; здание жилого дома по ул. Усова, 37а; административно-хозяйственного здания на пл. Соляной, 2; здание многоуровневого гаражного комплекса по ул. Говорова, 29); в Томском государственном архитектурно-строительном университете (ТГАСУ) при чтении лекций, проведении практических занятий и дипломном проектировании для студентов специальности «Промышленно-гражданское строительство», а также для студентов-бакалавров и студентов-магистрантов, обучающихся по направлению «Строительство».

### **Методология и методы исследований:**

- Изучение имеющихся в научной литературе данных по устройству и работе инъекционных свай в глинистых грунтах для условий реконструкции зданий и сооружений. Анализ существующих нормативов методик инженерных методов расчёта свай, устраиваемых по схожим технологиям.
- Экспериментальные исследования устройства и работы инъекционных свай в слабых глинистых грунтах; обобщение и анализ полученных данных. Численное моделирование работы инъекционных свай в слабых глинистых грунтах.
- Сопоставление результатов теоретических исследований с данными, полученными при проведении собственных экспериментальных исследованиях, экспериментальных исследований других учёных, а также численном моделировании. Апробация результатов исследований автора при усилении фундаментов реконструируемых зданий.

### **Положения, выносимые на защиту:**

- 1 Результаты исследований зависимости между усилием вдавливания инъектора  $N_{вд}$  и вертикальной составляющей силы предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора  $N_u$  при его статическом нагружении.
- 2 Метод расчёта усилия вдавливания инъектора  $N_{вд}$  инъекционных свай в слабые глинистые грунты, позволяющий подбирать для его погружения вдавливающее оборудование с требуемыми параметрами.
- 3 Обоснование возможности использования результатов статического зондирования грунтов для определения несущей способности инъекционных свай.
- 4 Метод расчёта несущей способности  $F_d$  инъекционной сваи по результатам статического зондирования слабых глинистых грунтов.
- 5 Результаты исследований изменения переходного коэффициент  $\gamma_{cR}$  в зависимости от сопротивления грунта  $q_{вд}$  под нижним концом инъектора при его вдавливании.

**Область исследований** соответствует паспорту специальности 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, пункт 5 – «Разработка новых методов расчёта, высокоэффективных конструкций и способов устройства оснований и фундаментов в особых инженерно-геологических условиях: на слабых, насыпных, просадочных, засоленных, набухающих, закарстованных, вечномёрзлых, пучинистых и других грунтах» и п. 7 – «Разработка новых методов расчёта, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции, усилении и ликвидации аварийных ситуаций».

**Степень достоверности и апробация работы.** Достоверность сформулированных в диссертации научных положений и выводов обеспечена сопоставлением результатов теоретических исследований с результатами экспериментов. Достоверность экспериментальных исследований достигнута применением современных поверенных и аттестованных приборов и оборудования, а также проведением натурных испытаний в объёме, достаточном для анализа полученных результатов.

Апробация работы. Основные положения диссертационной работы обсуждались на 65-й, 66-й, 67-й и 70-й научно-технических конференциях в Новосибирском государственном архитектурно-строительном университете (Сибстрин, г. Новосибирск, 2007 – 2013 гг.); на университетской научно-практической конференции студентов, аспирантов и молодых учёных: «Знания, умения, навыки – путь к созданию новых инженерных решений» в Томском политехническом университете (г. Томск, 2007 г.); на Всероссийской научно-практической конференции: «Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири» в Тюменском государственном архитектурно-строительном университете (г. Тюмень, 2009 г.); на Международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» в Южно-Российском государственном политехническом университете (г. Новочеркасск, 2015 г.); на научном семинаре кафедры «Основания и фундаменты» в Кубанском государственном аграрном университете (г. Краснодар, 2012 г.); на научных семинарах кафедры «Основания, фундаменты и испытания сооружений» Томского государственного

архитектурно-строительного университета (г. Томск, 2006 – 2015 гг.); В полном объёме диссертационная работа доложена на научном семинаре кафедры «Геотехника» СПбГАСУ (г. Санкт-Петербург, 2015 г.) и на межкафедральных семинарах ТГАСУ (г. Томск, 2015 г.), КубГАУ (г. Краснодар, 2015 г.).

**Публикации.** По теме диссертационной работы опубликовано 18 научных работ, включая 3 публикации в ведущих рецензируемых научных журналах и изданиях, три патента РФ на полезную модель.

**Структура и объем диссертационной работы.** Диссертация состоит из введения, четырёх глав, заключения, списка литературы и приложений. Общий объем работы составляет 139 страниц, включая 49 рисунков и 14 таблиц. Список литературы содержит 113 наименований. В приложении приведены 2 справки о внедрении результатов исследований.

Автор выражает искреннюю благодарность научному руководителю Заслуженному строителю РФ, д.т.н., профессору А.И. Полищуку за постоянные консультации и содействие в выполнении работы. Соискатель признателен всем сотрудникам кафедры «Основания, фундаменты и испытания сооружений» ТГАСУ (г. Томск) за поддержку выбранного направления исследований и внимание к диссертационной работе.



# ГЛАВА 1. ИССЛЕДОВАНИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

## 1.1 Способы устройства инъекционных свай

Инъекционные сваи относятся к сваям, изготавливаемым в грунте и являются разновидностью буроинъекционных свай. В общем случае, инъекционные сваи устраиваются путём заполнения предварительно устроенных вертикальных или наклонных скважин (пробурённые, выштампованные и др.) цементно-песчаными растворами или мелкозернистыми бетонами под давлением [78]. Такие сваи имеют малый диаметр (50...300 мм) при относительно большой длине (до 30 м) и гибкости ( $L/D = 80-120$ ).

В настоящее время использование инъекционных свай широко распространено как в России, так и в других странах мира [95]. Основная область применения инъекционных свай в мировой практике - усиление и реконструкция фундаментов зданий, создания стен в грунте или анкеров [11, 45, 59, 102, 103].

Исторически, инъекционные сваи появились на базе технологий по закреплению грунтов оснований, таких как силикатизация, смолизация, цементация и др. [55]. Закрепление грунтов обычно выполняют при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях – рыхлых песках, просадочных, набухающих, вечномёрзлых, засоленных, слабых глинистых и других грунтах с низкими прочностными и деформационными характеристиками. Первые упоминания о закреплении грунтов цементными растворами относятся к началу 19-го века. Однако, массовое применение таких технологий началось только в начале XX столетия [5, 6].

В настоящее время, состояние строительной науки и технологической базы даёт возможность применять различные способы закрепления грунтов, которые уменьшают их деформируемость и увеличивают прочностные характеристики, что, в ряде случаев, приводит к существенному снижению затрат на устройство новых фундаментов. Согласно Ухову С.Б. [78] все методы преобразования свойств грунтов можно разделить на следующие группы:

- методы, основанные на физико-химическом воздействии на грунты, приводящие к образованию прочных структурных связей между частицами грунта;
- методы, направленные на уплотнение грунтов, приводящие к уменьшению их пористости и повышению плотности сложения;
- методы, направленные на улучшения работы оснований фундаментов за счёт регулирования напряжённого состояния и условий деформирования грунта.

Выбор метода улучшения основания зависит от напластования грунтов, величины передаваемой нагрузки и особенностей сооружения или конструкции [36].

История появления непосредственно буроинъекционных свай берёт своё начало в Италии в пятидесятых годах двадцатого века. Буроинъекционные сваи использовались для реконструкции и восстановления памятников архитектуры, получивших серьёзные повреждения в ходе 2-й мировой войны. Начиная с того времени, доля применения буроинъекционных свай при реконструкции фундаментов постоянно растёт [85, 95]. В СССР буроинъекционные сваи впервые были разработаны «Гидроспецпроект» совместно с НИИОСП им. Герсеванова Н.М. и применены при ремонте фундаментов здания в г. Москве в 1975 г.

Сегодня существуют различные отечественные и зарубежные способы устройства свай, в частности, инъекционных. Основным требованием к таким сваям остаётся минимизация воздействия на существующие строения в ходе проведения работ по усилению фундаментов [28-36]. Ниже приведены некоторые варианты применяемых инъекционных свай.

Немецкой фирмой «Ischebeck GmbH» применяются инъекционные сваи, устраиваемые с помощью вдавливания в грунт теряемой буровой колонны с последующим заполнением скважины цементно-песчаным раствором. Раствор подается в забой скважины через полую буровую колонну после её погружения на проектную отметку. Для снижения расхода металла при изготовлении инъекционных свай немецкой фирмой «Dywidag» вместо буровой колонны используется высокопрочная винтовая арматура. После полного заполнения скважины раствором выполняют вторичную опрессовку через специальные инъекционные трубки малого диа-

метра. Инъекционные трубки могут быть как одноразового так и многоразового использования. Трубки имеют клапаны специальной конструкции для дополнительного нагнетания бетонной смеси под давлением. Как правило, по длине сваи располагают не меньше трёх клапанов [5, 9, 32].

В Красноярске разработан способ устройства буроинъекционных свай в тугопластичных глинистых грунтах и маловлажных песках с закреплением грунта вокруг сваи методом двухрастворной силикатизации. По данной технологии сваи устраиваются в три этапа. На первом этапе производится тампонирующее устье скважины. Затем выполняется бурение скважины и подача раствора силиката натрия и хлористого кальция под давлением 0,2...0,3 МПа, что приводит к закреплению околоствайного грунта. После чего выполняется повторное разбуривание скважины, а затем армированием и заполнением цементно-песчаным раствором под давлением [51, 85].

В отдельную ветвь можно выделить ряд технологий основанных на использовании энергии электрических зарядов при устройстве свай. Первые исследования по использованию электроразрядной технологии в геотехнике были проведены в МИСИ в 60-х годах 20 века (Г. М. Ломизе и другие.) [7, 24, 77]. В 1978–1981 гг. Улицким В. М., Гавриловым Г. Н. и др. были определены исходные положения по изготовлению буронабивных свай с применением электрогидравлического эффекта [75].

Устройство буроинъекционных свай по электроразрядно- геотехнической технологии (ЭРГТ), разработанной в Санкт- Петербурге совместно с НИИОСП им. Герсеванова Н.М., основано на создании ударных волн в бетоне сваи на стадии её возведения, путём пропускания через бетонную смесь высоковольтных разрядов. Это приводит к возникновению гидродинамического давления, при этом используется серия импульсных ударов с паузой в несколько секунд, что приводит к многократному динамическому воздействию на окружающий грунт. Использование ЭРГТ позволяет в водонасыщенных песчаных грунтах создавать области уплотнённого грунта в вокруг сваи или уширение в уровне её нижнего конца [59, 60].

Устройство свай по электроразрядно-геотехнической технологии можно разделить на следующие этапы: бурение лидерной скважины; подача бетонной смеси в скважину; создание динамического воздействия на околосвайный грунт, например, установкой УЭГ-30 (50); установка арматурного каркаса в подвижную бетонную смесь [59, 60].

Дальнейшим развитием электроразрядно-геотехнической технологии является электрохимического взрыва (ЭХВ). При использовании этого способа в зону разрядного промежутка вводят специальные химические составы (гели), что приводит к увеличению выделяемой энергии разряда и к изменению импульса ударной волны. Использование технологии ЭХВ позволяет даёт хорошие результаты при устройстве камуфлетных уширений в уровне нижних концов свай [59, 60, 76].

В Томском строительном университете ведутся работы по совершенствованию способа устройства буроинъекционных свай с применением электрических разрядов, позволяющего устраивать такие сваи в маловлажных слабосвязанных грунтах [61, 62, 89]. Воздействием электроразрядов на бетонную смесь и грунт вокруг сваи достигается радиальное уширения тела сваи, приводящее к повышению её несущей способности. Определяющими моментами при устройстве уширения являются энергетические характеристики разряда и материала сваи.

В настоящее время широкое применение нашли буроинъекционные сваи устраиваемые методом высоконапорной инъекции (ВНИ). Метод высоконапорной инъекции, разработанный Лушниковым В.В. и Богомоловым В.А, даёт возможность создать в грунта песчано-цементный ствол (ядро). Грунт, окружающий сваю, перемешивается с цементно-песчаным раствором, образуя сложный геоматериал с повышенными прочностными и деформационными характеристиками [4, 27]. Устройство свай по технологии ВНИ состоит из следующих этапов: устройство скважины; погружение инъекционной трубы; подача бетонной смеси через иньектор с кратковременными задержками для ликвидации образующихся в грунте трещин и разрывов; опрессовка высоким давлением после окончания иньектирования. Иньекционная труба остаётся в теле сваи и выполняет функцию армирования.

Польской фирмой «Polbud Pomorze» широко используется технология возведения буроинъекционных свай методом струйной высоконапорной инъекции (jet grouting). Она основана на перемешивании грунта со стабилизирующим раствором, струйно-нагнетаемым под высоким давлением. После отверждения перемешанного с грунтом вяжущего материала создаётся цилиндрическая колонна. Процесс устройства начинается с бурения скважины при помощи инъекционной штанги. После достижения проектной отметки штанга поднимается с одновременным вращением и инъекцией раствора, подаваемого под высоким давлением. Перемешанный таким образом грунт с вяжущим материалом создаёт прочную и водонепроницаемую грунтово-цементную структуру.

В 80-х годах в Швеции была разработана технология устройства буроинъекционных свай, получившая название Сойлекс». Особенность данных свай заключается в наличии специальной свёрнутой оболочки из тонколистового металла на конце инъектора. После погружения инъектора на проектную глубину, в него подаётся цементно-песчаный раствор или мелкозернистый бетон под давлением 0,5...3,0 МПа, что приводит к расправлению (расширению в радиальном направлении) оболочки. В итоге, полученная буроинъекционная свая получает уширение пяты, превосходящее диаметр ствола сваи в 5...10 раз [31, 32].

Также в 80-х годах в Германии были разработаны буроинъекционные анкерные сваи «Титан». Свая «Титан» состоит из трубы с непрерывной резьбой, которая одновременно выполняет роль буровой штанги и инъекторной трубы [28-32]. Сваи погружаются в грунт ударно-вращательным способом без обсадных труб с подачей через трубу (штангу) промывочного раствора под давлением до 2 МПа. Промывочный раствор используется для некоторого расширения скважины, закрепления стенок скважины, а также для подачи к устью скважины грунтового шлама и воды из скважины. После устройства скважины в неё подаётся цементный раствор под давлением от 2 МПа до 6 МПа, что приводит к формированию ствола сваи. После твердения цементного ствола сваи выполняется преднатяжение буроинъекционной анкерной сваи «Титан» завинчиванием специальной шаровой гайки [32].

Широкое применение при усилении исторических зданий в Италии нашла технология устройства буроинъекционных свай «Солес». Устройство свай по данной технологии предполагает устройство монолитного ростверка с гнёздами для последующего устройства в них свай. Сваи устраиваются в следующей последовательности. Через гнёзда в ростверке в грунт вдавливаются трубы, состоящая из отдельных секций, соединённых между собой на сварке. К нижнему концу первой секции трубы приварен металлический башмак. Диаметр башмака превышает диаметр трубы, тем самым при вдавливании секций вокруг трубы образуется воздушный зазор. После погружения трубы на проектную отметку её внутреннюю полость заполняют мелкозернистым бетоном. Затем, через специальную инъекторную трубку выполняют заполнение воздушного зазора мелкозернистым бетоном или цементно-песчаным раствором для предотвращения коррозии трубы [31, 32].

В Томском государственном архитектурно-строительном университете (ТГАСУ) с 2003 г. ведутся исследования устройства инъекционных свай в глинистых грунтах, в том числе и слабых. По данному способу сваи «формируются в предварительно подготовленных скважинах путём инъекции под давлением подвижной бетонной смеси» (по определению Полищука А.И. и Петухова А.А., 2005 г.). Готовая свая состоит из металлического инъектора и бетонного ствола, при этом, инъектор выполняет функцию арматуры [40, 42].

Инъектор представляет собой стальную перфорированную трубу (инъекционная труба) с конусным наконечником. Инъекционная труба выполняется из отдельных секций, которые свариваются между собой в процессе погружения. Верхняя секция, обычно, не имеет перфорацию и используется для создания тампонажа. Участки трубы с перфорацией и без разделяются специальным кольцом. К нижней секции приваривается наконечник в виде круглого диска, диаметр которого превышает диаметр стальной трубы. Погружение инъектора с уширенным наконечником приводит к формированию скважины диаметром, превышающим диаметр инъекторной трубы. Между инъекторной трубой и стенками скважины формируется воздушный зазор, что приводит к снижению или ликвидации трения грунта о стенку трубы инъ-

ектора при его погружении. Вдавливание инъектора выполняется поэтапно, секциями по 0,5-1,2 м при помощи вдавливающего оборудования (домкрат, гидроцилиндр и др.). В качестве упоров обычно используются существующие конструкции реконструируемых зданий и сооружений.

По окончании процесса вдавливания инъектора до нужной отметки в устье скважины (участок без перфорации) устраивается тампонаж. Далее, через инъектор осуществляется нагнетание под давлением (инъекцией) подвижной бетонной смеси, что приводит к формированию ствола инъекционной сваи. После полного заполнения скважины бетонной смесью с помощью насоса через патрубок специальной конструкции подаётся дополнительный объем бетонной смеси, что приводит к росту давления и к осесимметричному расширению скважины в радиальном направлении. Подачу бетонной смеси ведут с кратковременными задержками для исключения появления трещин и разрывов сплошности в грунте. Для устройства таких свай требуется подвижные мелкозернистые бетонные смеси с осадкой стандартного конуса СтройЦНИЛа 10 – 12 см [40]. После достижения проектного диаметра сваи, закачка бетонной смеси прекращается. Контроль качества изготовления инъекционной сваи ведётся путём строгого контроля давления в скважине и объёма закаченной бетонной смеси. Схема устройства инъекционных свай приведена на рис. 1.1. Достоверность формирования свай по указанному способу была подтверждена результатами натурных испытаний, проведённых сотрудниками кафедры «Основания, фундаменты и испытания сооружений» ТГАСУ<sup>2</sup>

при усилении фундаментов реконструируемых зданий в водонасыщенных глинистых грунтах в г. Томске и др. городах России в период с 2003 по 2014 гг.

Настоящая диссертационная работа посвящена исследованиям устройства и работы именно таких инъекционных свай и в дальнейшем под термином «инъекционная свая» будут пониматься сваи, устроенные по способу [42].

Конечно, данная технология не лишена и недостатков, главным из которых является отсутствие надёжных методов контроля формирования ствола сваи по

---

<sup>2</sup> Полищук А.И., Петухов А.А., Шалгинов Р.В., Тарасов А.А. и др. [40, 85]

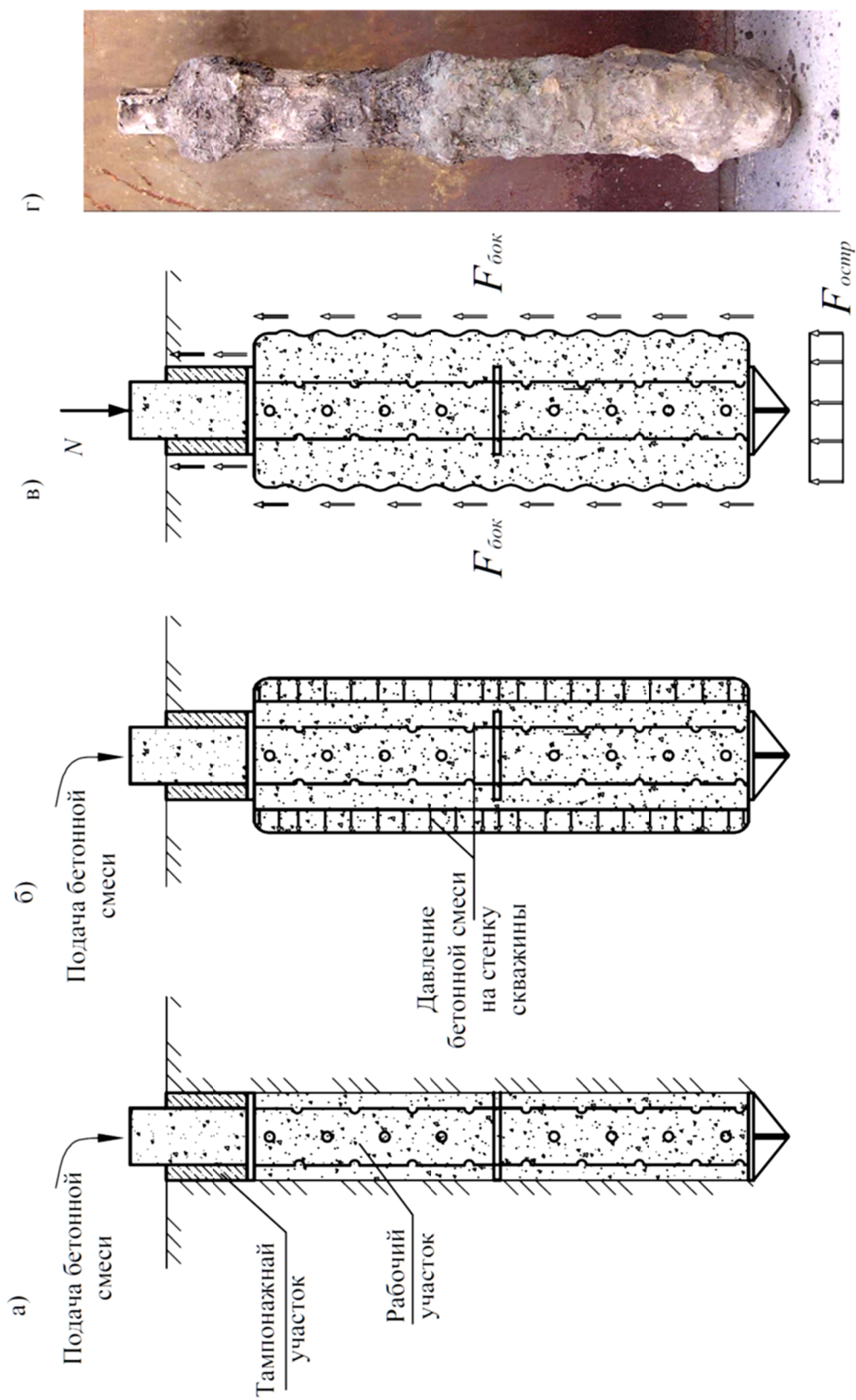


Рисунок 1.1 – Схема устройства инъекционных свай: а – вдавливание инъектора с одновременным образованием скважины инъекционной свай; б – расширение скважины в радиальном направлении давлением нагнетаемой бетонной смеси; в – работа готовой сваи под нагрузкой; г - общий вид откопанной экспериментальной инъекционной сваи (по данным Полищука А.И., Петухова А.А., Шалгинова Р.В. [40, 85])



длине инъектора. Следует отметить, что данный недостаток присущ большинству буроинъекционных свай [30-36]. К индивидуальным недостаткам стоит отнести повышенный расход металла за счёт теряемого инъектора, а также повышенная требовательность к составу бетонной смеси.

## **1.2 Существующие подходы к расчёту и конструированию инъекционных свай**

В результате обзора общедоступных литературных источников все основные подходы к расчёту инъекционных свай можно разделить на два основных направления. К первому относятся расчёты, основанные на проведении экспериментальных исследований с последующим получением строгих математических решений, а ко второму - приближенные (инженерные) расчёты по эмпирическим формулам с дополнительным обоснованием (проведением испытаний) для каждого конкретного объекта. Тогда как в нашей стране превалирует методы, относящиеся к первому направлению, в ряде других стран зачастую ограничиваются проведением расчётов по эмпирическим зависимостям [5, 63]. Иногда, экономически выгоднее ввести дополнительные коэффициенты запаса в эмпирические формулы, увеличив себестоимость устройства свай, чем провести дорогостоящие научные исследования.

В общем случае, процесс устройства инъекционных (буроинъекционных) свай можно разбить на три этапа:

- 1) устройство скважины (бурение, вдавливание и др.);
- 2) формирование ствола инъекционной сваи (свободное заполнение, опрессовка, электроразрядные технологии и др.)
- 3) работа сваи в период эксплуатации.

В нашей стране расчёт буроинъекционных свай, в том числе и инъекционных, регламентируется такими документами как СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 [67], СП 22.13330.2011.

Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83 [66], и другими [17, 52, 53, 65, 68, 73]. Согласно этим документам расчёт таких свай ведётся по двум группам предельных состояний. По первой группе, преимущественно, ведётся расчёт ствола свай на прочность и устойчивость, а по второй - расчёт грунта основания по деформациям. Проверка грунта основания по первой группе предельных состояний также может выполняться в отдельных случаях.

Большинство технологий устройства инъекционных свай предполагает при формировании тела свай осесимметричное расширение начального диаметра скважины, например, под действием давления инъецируемой смеси. Решение задачи о расширении цилиндрической скважины в грунте были впервые получены в 30-х годах XX – столетия К. Терцаги, Б.П. Поповым, Ф. Кёглером [23, 71]. Предложенные ими решения были первой попыткой описать процесс расширения скважины в грунте и не учитывали или изменение состояние грунта вокруг скважины [71], или наличие тангенциальных напряжений [23].

Серьёзное развитие решения задачи о расширении скважины получило в 60-х ... 80-х годах прошлого века. Работы в этом направлении в основном велись для решения двух практических задач: определения несущей способности свай и анализа прессиометрических испытаний. В эти годы многими учёными были получены различные решения задачи о расширении цилиндрической скважины в грунте. Этим вопросам посвящены труды таких учёных как Г.К. Бондарик (идеально пластичный грунт, 1967), Л. Менар, П. Чедвик [93], К.В. Руппенейт и М.И. Бронштейн (грунты, обладающие внутренним трением и сцеплением, 1971-1972 гг.) [57, 58], С.Л. Коренева, В.В. Лушников и Л.Г. Мариупольский (прессиометрические испытания, 1969 г.) [25, 26], В. Андерсен и Р. Гибсон [96], М. Сагасет и М. Рандальф (набивные сваи, 1979 - 1984 гг.) [108, 110], Д. Картер и С. Янг (геометрически нелинейная постановка задачи) [92], В.Г. Федоровский [80], Г.П. Корчагин [22] и другие [90, 94, 98, 99, 100, 106, 112].

В работах М.И. Бронштейна, К.В. Руппенейта и В.Г. Федоровского грунтовая среда вокруг расширяемой скважины также делилась на две зоны – пластичную

и упругую (линейно деформируемую). Обе зоны имели общие уравнения совместности деформаций и статического равновесия. По М.И. Бронштейну и К.В. Руппелю, напряжения в пластической зоне определяются уравнениями статики и предельного равновесия, а напряжения в зоне упругих деформаций уравнениями Лямэ. В отличие от них, в решении В.Г. Федоровского деформации грунта в пластической зоне определялись по ассоциированному закону пластического течения, а в линейно деформируемой зоне соблюдался закон Гука.

Дальнейшее развитие решение Федоровского В.Г. получило в конце 80-х годов XX века в работах Дидуха Б.И. [12-14]. Рассмотрим решение о расширении цилиндрической скважины, приведённое в работе Дидуха Б.И. [13] (1987 г.) более подробно, так как оно позволяет проанализировать изменение напряжённо-деформированного состояния грунта вокруг скважины.

В работе [13] рассматриваются стадии напряжённо-деформированного состояния грунта, последовательно сменяющие друг друга при увеличении нагрузки в скважине с учётом собственного веса грунта. Задача решается для цилиндрической скважины подверженной изнутри давлению  $(p+p_0)$  превышающему на величину  $p$  природное боковое давление  $p_0$ . Начальное напряжённое состояние вокруг скважины принимается геостатическим.

С ростом давления на стенку скважины напряжённо – деформированное состояние грунта около скважины пространства проходит три стадии: стадия линейных деформаций, упругопластическая стадия и стадия предельных напряжений.

В начале, напряжённое состояние грунта около скважины пространства можно принять геостатическим [13]:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (1.1)$$

где  $\gamma$  – объёмный вес грунта,  $z$  – расстояние от уровня земли до рассматриваемой поверхности.

Принимая, что в начальный момент времени радиальные смещения  $u$  равны нулю ( $u=0$ ):

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \varepsilon_\theta = 0; \\ \varepsilon_z &= \beta \gamma z / E \\ \sigma_r &= \sigma_\theta = z \xi \gamma = p_0;\end{aligned}\tag{1.2}$$

где  $\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$ ,  $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ ,  $\nu$  – коэффициент Пуассона

Здесь и далее сжимающие напряжения принимаются со знаком «+», растягивающие со знаком «-».

Последующее решение задачи ведётся в предположении [13]:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= const, \\ d\sigma_z &= 0, \\ d\varepsilon_z &\neq 0.\end{aligned}\tag{1.3}$$

Уравнения равновесия, отвечающие повсеместно допредельному состоянию грунта, запишутся в следующем виде:

$$\begin{aligned}\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0, \\ \varepsilon_r &= \frac{du}{dr}, \varepsilon_\theta = \frac{u}{r}\end{aligned}\tag{1.4}$$

Тогда условие прочности Мора-Кулона имеет вид:

$$\sigma_r = \sigma_\theta < \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_z + \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}\tag{1.5}$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

Таким образом, решение задачи при повсеместно допредельных напряжениях в грунте ( $0 \leq p \leq p_{nl}$ ,  $\sigma_z \leq \sigma_r \leq \sigma_\theta$ ) запишется в виде [13]:

$$\begin{aligned}\sigma_r(r) &= -p \cdot r_0^2 \cdot r^{-2} - p_0; \\ \sigma_\theta(r) &= p \cdot r_0^2 \cdot r^{-2} - p_0 \\ \varepsilon_\infty &= -(1+\nu)p \cdot r_0^2 \cdot E^{-1} r^{-2} \\ \Delta r_\infty &= u = (1+\nu)p \cdot r_0^2 \cdot E^{-1} r^{-1}\end{aligned}\tag{1.6}$$

где  $\Delta r_\infty$  - полное приращение радиуса стенки скважины

$p_{nl}$  - напряжение, при котором в грунте возникает предельное напряжённое состояние по условию Мора-Кулона.

Очевидно, что предельные напряжения  $p_{nl}$  зарождаются на стенке скважины, то есть при  $r_0=r$ . С дальнейшим ростом нагрузки зона пластических деформаций в массиве грунта вокруг скважины растёт. Однако на некотором удалении от стенки скважины напряжения по-прежнему находятся в допредельном состоянии. Давление, при котором на стенке скважины зарождается предельное состояние, определяется по формуле:

$$p_{nl} = p_0 \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi \quad (1.7)$$

Для зон предельного состояния Дидухоу Б.И. приводится следующее линейное уравнения для напряжения  $\sigma_r$ :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{1-X}{r} \sigma_r = \frac{Y}{r} \quad (1.8)$$

$$\text{где } X = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \text{ и } Y = 2c \cdot \cos \varphi \frac{1}{1 + \sin \varphi}$$

С дальнейшим ростом избыточного давления напряжения на стенке скважины может достигнуть предельного значения ( $p=p_{пред}$ ). При этом, тангенциальные напряжения будут равны вертикальному природному давлению  $\sigma_z$ , что соответствует прекращению развития зон предельного состояния. По Дидухоу Б.И. [13, 14], при достижении предельного напряжения невозможно удовлетворить одновременно уравнению равновесия и предельному условию. Вследствие чего, в грунте возникают зоны запредельного состояния и происходит течение грунта [13]. Тогда, для интервала давлений  $p_{nl} \leq p \leq p_{пред}$  главные напряжения равны:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= c \cdot ctg \varphi - (p_0 + p + c \cdot ctg \varphi) \cdot r_0^{1-X} \cdot r^{X-1} \\ \sigma_\theta &= c \cdot ctg \varphi - X(p_0 + p + c \cdot ctg \varphi) \cdot r_0^{1-X} \cdot r^{X-1} \end{aligned} \quad (1.9)$$

где  $p_{пред}$ - напряжение, при котором выполняется условие  $\sigma_\theta = \sigma_z$ , и развитие зон предельного состояния прекращается [13]:

$$p_{пред} = (Y + \gamma \cdot z) / X - p_0 \quad (1.10)$$

где обозначения  $X, Y$  - те же, что и в формуле (1.8)

Для наглядности изменения напряжённо-деформированного состояния грунта вокруг скважины, воспользуемся схемой (рис. 1.2) приведённой в работе Дидуа Б.И. [13].

В развитие решения Дидуа Б.И. [13] и решения Федоровского В.Г. [80] Лушниковым В.В. были внесены некоторые коррективы, для учёта анизотропии, а также изменения характеристик грунтов в процессе радиального расширения цилиндрической скважины [25, 26].

При устройстве инъекционных свай в слабых глинистых грунтах необходимо учитывать особенности их деформирования. При нагружении таких грунтов их прочность снижается, следовательно, возрастает сжимаемость и уменьшается сопротивление сдвигу. Согласно З.Г. Тер-Мартirosяну, к водонасыщенным относятся грунты, поры которых заполнены водой более чем на 80% и воздухом (в виде пузырьков и растворов в воде). Такой грунт представляет собой многофазную структуру. Но, обычно его приводят к двухфазной системе, состоящей из минеральных частиц (скелет грунта и сжимаемая поровая вода). Количественное соотношение фаз влияет как на физико-механические свойства, так и на характер деформирования.

Для описания деформирования водонасыщенных грунтов используются теория ползучести и теория фильтрационной консолидации грунтов. Известно, что процесс уплотнения глинистых водонасыщенных грунтов имеет достаточно сложный характер и может развиваться в течение длительного времени [1, 2]. Современные методы прогноза деформаций грунтов во времени основаны на теории фильтрационной консолидации, разработанной в 1924 г. К. Терцаги [70]. Дальнейшее развитие данная теория получила в трудах Д.Е. Польшина, Н.М. Герсеванова [8], Н.Н. Маслова, В.А. Флорина [82], Н.А. Цытовича, М. Био, Л. Рендулика, Ю.К. Зарецкого [15, 83, 91], А.Л. Голдина, Л.В. Горелика, А.Г. Шашкина [74, 75, 86], А.Б. Пономарева [48-50], П.Л. Иванова [16], А.И. Осокина [32, 34, 35], М.В. Малышева, Р.А. Мангушева [28-32] А.А. Бартоломея [3], В.М. Улицкого [74] и других учёных.

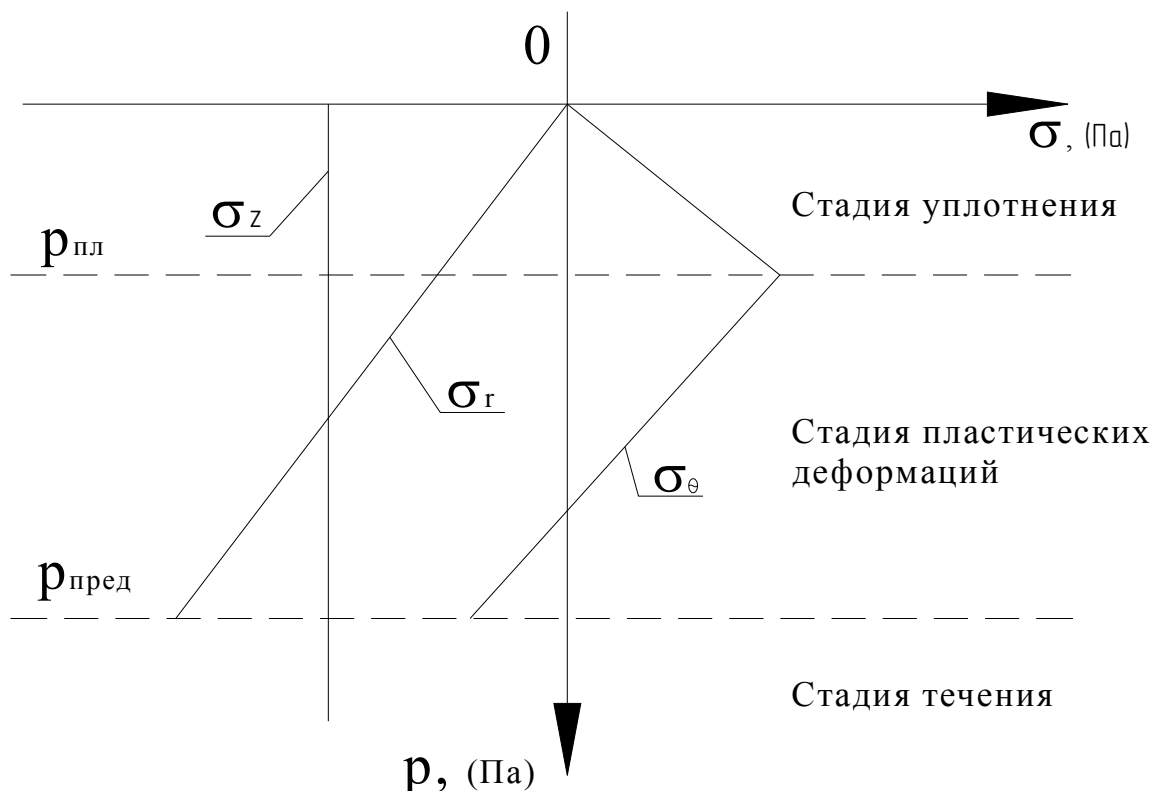


Рисунок 1.2 – Смена стадий напряжённого состояния грунта вокруг скважины с ростом давления на её стенку:  $\sigma_r$  – радиальные напряжения;  $\sigma_\theta$  – тангенсальные напряжения;  $\sigma_z$  – собственный вес грунта;  $p_{пл}$  – напряжение, при котором в грунте возникает предельное напряжённое состояние по условию Мора-Кулона;  $p_{пред}$  – напряжение, при котором выполняется условие  $\sigma_\theta = \sigma_z$ , и развитие зон предельного состояния прекращается

Согласно классической теории фильтрационной консолидации К. Терцаги [70] условие прочности имеет вид:

$$\tau = (\sigma - U) \operatorname{tg} \varphi + C \quad (1.11)$$

где  $U$  – поровое давление;

$\varphi$ ,  $C$  – консолидированные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления, соответственно.

Большое распространение, в том числе и за рубежом, получила теория упругости и пластичности М. Био [91], в которой рост порового давления приводит к объёмной деформации скелета грунта, при этом модуль объёмного расширения равен модулю объёмного сжатия грунта. Зарецкий Ю.К. [15] в отличие от М. Био в

своих трудах принимает модуль сжатия меньше, чем модуль расширения грунта. Связь между напряжениями и деформациями записывается в виде:

$$v_{i,i} + \frac{1-m_s}{M_w} u = \left( \frac{k_i}{\gamma_w} u_i \right)_i \quad (1.12)$$

где  $u$  – скорость изменения порового давления;

$v_{i,i} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}$  - скорость изменения объёмной деформации грунта  $\varepsilon_v$ ;

$m_s$  – пористость грунта;

$\gamma_w$  – удельный вес воды;

$M_w$  – модуль сжимаемости поровой воды;

$k_i$  – коэффициент фильтрации;

$\left( \frac{k_i}{\gamma_w} u_i \right)_i$  - фильтрационный расход поровой жидкости в элементарном объёме

грунта.

Условие прочности (1.11) является в настоящее время общепринятым и даёт представление о влиянии порового давления на устойчивость основания. Однако, использование теории фильтрационной консолидации для описания процессов деформирования применимо не ко всем глинистым грунтам. При этом, ряд известных учёных дают свои критерии её применимости. Согласно Цытовичу Н.А. [84], теория фильтрационной консолидации применима лишь для глинистых текучепластичных грунтов. Н.Н. Маслова выдвинул теорию плотности – влажности [33], согласно которой соотношению времени консолидации ( $T$  и  $t$ ) для слоёв различной мощности ( $H$ ,  $h$ ) равно  $T = t \left( \frac{H}{h} \right)^n$ . Процесс чистой фильтрационной консолидации, в этом случае, имеет место при  $n=2$ , что соответствует глинистым грунтам текучей и текучепластичной консистенции с нарушенной структурой.

По мнению Ю.К. Зарецкого, учитывать многофазность глинистых грунтов следует при влажности выше максимальной молекулярной [15], что соответствует влажности на границе раскатывания. Однако, наиболее общепринятое деление связано со степенью влажности грунта (коэффициент водонасыщения,  $S_r$ ). Так, при  $S_r > 0,75 \dots 0,8$  грунт должен описываться моделью многофазной среды. При этом, для описания процесса деформирования водонасыщенных грунтов используются



две основные модели: в первой учитываются объёмные фильтрационные силы, во второй – эффективные напряжения. Начальное условие по поровому давлению для одномерного уплотнения имеет вид:

$$U_{t=0} = \sigma \quad (1.13)$$

где  $U$  – поровое давление.

Сопоставляя формулы (1.11) и (1.13) в начальный момент времени ( $t=0$ ) сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов снижается до величины  $\tau=C$ , что может привести к потере устойчивости основания.

В настоящее время выявлены различные свойства грунтов, снижающие поровое давление в начальный момент времени. К ним можно отнести ползучесть структурного каркаса, начальный градиент напора и структурную прочность грунта. Таким образом, выражение (1.13) справедливо только для несвязных грунтов. В связных грунтах часть поровой жидкости следует отнести к структурному каркасу, такая вода является связанной и не образует гидравлически непрерывную жидкую среду. Эффективные напряжения для связных грунтов определяются следующим образом [74]:

$$\sigma = U' \cdot n_{act} + \sigma^{ef} (1 - n_{act}) \quad (1.14)$$

где  $U'$  – истинное поровое давление, измеряемое в натурных и лабораторных исследованиях

$n_{act}$  – активная пористость, свободной воды, которое может быть отжато из грунта под статической нагрузкой (при полном заполнении пор водой).

При  $n_{act}=1$  выражение (1.14) совпадает с классическим выражением К. Терцаги. Однако, в реальных глинистых грунтах при нагрузках до 400 кПа активная пористость не превышает 0,2 [74].

При определении сопротивления грунтов сдвигу учёт активной пористости приводит к существенному изменению расчётного значения начального порового давления в начальный момент времени. Напротив, при рассмотрении объёмного деформирования изменение объёма грунта определяется исключительно изменением его пористости, следовательно, допустимо принимать  $n_{act}=1$  [74].

Ещё одной особенностью глинистых грунтов является наличие начального градиента напора  $i_0$ . Так, при градиентах напора  $i < i_0$ , фильтрация настолько мала, что её можно пренебречь [2, 74, 86]. Согласно Маслову Н.Н. [35], мощность сжимаемой толщи необходимо ограничивать областью, где градиент напора  $i$  превышает начальный  $i_0$ .

Впервые начальный градиент напора был обнаружен в опытах Н.П. Пузыревского (1929 г.), а позднее в опытах Б.Ф. Рельтова [54], С.А. Розы (1940 г.), М.Ю. Абелева (1961 г.) и других. Непосредственно учёт начального градиента напора к задачам фильтрационной консолидации впервые было рассмотрено С.А. Розой [56]. Проведённые им опыты показали, что начальный градиент напора может достигать существенных величин ( $i_0 = 10 \dots 20$ ). Позднее, Флориным В.А. было получено решение теории фильтрационной консолидации с учётом начального градиента напора. Согласно этому решению, начальный градиент напора влияет только на скорость фильтрации и на граничные условия задачи, и не вносит изменения в уравнения уплотнения грунта [82]. Следует отметить, что существование начального градиента напора рядом учёных ставится под сомнение. В.М. Павилонский и В.Н. Жиленков связывают отклонение фильтрации воды от закона Дарси с растворением заземлённого в порах грунта газа при возрастании градиента напора, а также с методическими ошибками и погрешностями измерений.

Следующей ступенью развития теории фильтрационной консолидации стал учёт структурной прочности грунта. Задача нелинейной консолидации грунта с учётом порового давления, градиента напора и структурной прочности грунта была решена Абелевым М.Ю. в шестидесятых годах XX – столетия [1]. Решение задачи одномерного уплотнения многофазного грунта с учётом структурной прочности было получено Н.А. Цытовичем и З.Г. Тер-Мартirosяном. Ими было показано, что при напряжениях больше структурной прочности грунта  $\sigma_{стр}$  в начальный момент времени ( $t=0$ ) происходит практически мгновенное разрушение структуры и начинается процесс отжатия воды из пор. При напряжениях меньше структурной прочности  $\sigma_{стр}$  сначала происходит перераспределение между напряжениями в поровой

воде и скелете грунта. По мере рассеивания порового давления появляются области, где эффективные напряжения превышают структурную прочность  $\sigma_{стр}$ . С течением времени такие области будут перемещаться в сторону от дренирующей поверхности.

Деформация водонасыщенного глинистого грунта происходит не только под действием отжатия поровой воды, но и за счёт ползучести скелета грунта. Стабилизация объёмной и сдвиговой части полных деформаций происходит по-разному. Объёмная часть деформаций в большинстве случаев происходит в течении длительного периода времени и зависит от коэффициента фильтрации, сжимаемости поровой воды, размеров массива грунта и др. Сдвиговая часть полных деформаций зависит только от свойств ползучести скелета, а в случае отсутствия таковых происходит условно мгновенно. Исследования, проведённые З.Г. Тер-Мартirosяном, показали, что для слабых глинистых грунтов сдвиговая часть деформаций мало зависит от консолидационных процессов и может достигать 70% от общей [69]. Так, при  $k_f \geq 10^{-5}$  см/с и  $\mu_c \leq 0,001$  скорость протекания объёмных деформаций будет обусловлена в основном ползучестью скелета, а при  $k_f \leq 10^{-8}$  см/с и  $\mu_c \geq 10$  вязким сопротивлением поровой жидкости.

В настоящее время, в связи с развитием вычислительной техники, всё большее развитие получают модели дисперсной среды. Закономерности деформирования грунта как дисперсной среды отражены в работах И.В. Попова, Е.М. Сергеева, В.А. Приклонского, В.Д. Ломтадзе, П.А. Ребиндера, Б.В. Дерягина и многих других. К основным особенностям дисперсных сред следует отнести образование поверхностных междуфазных слоёв при взаимодействии фаз, обладающими особыми свойствами по сравнению со свойствами каждой из фаз в объёме, а также проявление свободной поверхностной энергии [74, 86]. Дерягин Б.В. показал, что вода в порах глинистого грунта является структурированной и проявляет свойства неньютоновской жидкости с водородными связями, характеризующиеся наличием сопротивления к сдвигу и изменением вязкости при росте напряжений с нарушением её структуры [51, 74]. Прочность слабого глинистого грунта, прежде всего,

обусловлена наличием структурных молекулярных связей, а отсутствие жёстких связей приводит к его пластическому деформированию. Для структурированных дисперсных систем, и в частности для слабых глинистых грунтов, после механического воздействия характерно восстановление структурных связей. Причём, при отсутствии внешних факторов, прочность таких систем постоянна.

К особенностям деформирования слабых глинистых грунтов следует отнести также существенное преобладание остаточных деформаций при статическом нагружении. Так, при медленном нагружении таких грунтов скорости нарушения и восстановления связей примерно равны, а при быстром нагружении «связи между частицами грунта не успевают восстанавливаться и происходит освобождение иммобилизованной воды» [74]. Таким образом, при квазистатическом нагружении процесс деформирования грунта можно охарактеризовать как установившуюся ползучесть, а во втором случае – как разрушение структурного каркаса. При разрушении структурного каркаса образовавшаяся свободная вода приводит «к снижению прочности грунта за счёт увеличения диффузной гидратации частиц, развитию пластического деформирования и фильтрационной консолидации грунта» [74]. Очевидно, что напряжённо-деформированное состояние водонасыщенных глинистых грунтов зависит как от свойств скелета, так и от свойств поровой воды [74].

З.Г. Тер-Мартirosян [69] предложил напряжённо-деформированное состояние водонасыщенных грунтов делить на три стадии: начальная, промежуточная и конечная (рис. 1.3). На начальной стадии (рис. 1.3а) происходит деление общих напряжений между скелетом и поровой водой. При этом, соотношение фаз в единице объёма не изменяется. Продолжительность этой стадии занимает крайне небольшой промежуток времени по сравнению с другими стадиями и её можно условно считать мгновенной. Окончанием начальной стадии является полное распределение приложенной нагрузки между поровой водой и скелетом грунта. Распределение избыточного порового давления записывается в виде:

$$\Delta u_w(x, y, z, 0) = \sigma_{tot}(x, y, z, 0) \cdot \beta_w \quad (1.15)$$

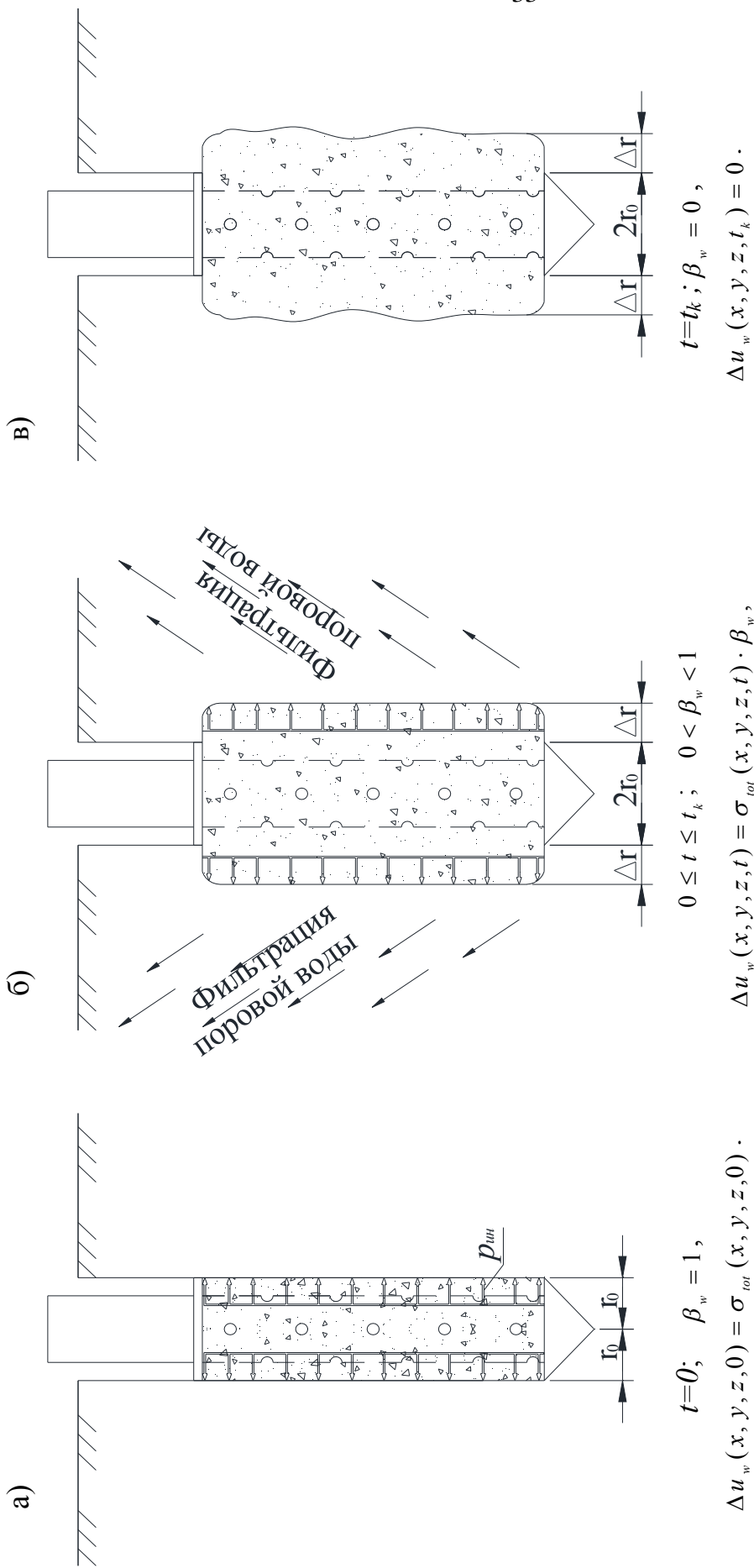


Рисунок 1.3 – Упрощённая схема изменения напряжённо деформированного состояния грунтов вокруг инъекционной сваи при её расширении бетонной смесью: а) деление общих напряжений между скелетом и поровой водой без изменения соотношения фаз в единице объёма; б) дальнейшее перераспределение тотальных напряжений, сопровождающееся изменением соотношения фаз в единице объёма; в) полное рассеивание избыточного порового давления в грунте, окончание процесса расширения скважины

где  $\sigma_{tot}(x, y, z, 0)$  - распределение среднего общего напряжения в грунте от внешней нагрузки;

$$\beta_w = \frac{K_w}{K_w + n \cdot K_s} - \text{коэффициент начального порового давления};$$

$K_s$  – модуль объёмной деформации скелета грунта;

$K_w$  – модуль объёмной деформации поровой воды;

$n$  – пористость грунта.

На промежуточной стадии (рис. 1.3б) происходит дальнейшее перераспределение тотальных напряжений, однако здесь уже этот процесс сопровождается изменением соотношения фаз в единице объёма. Напряжённо-деформированного состояния грунта на этом этапе описывается уравнениями равновесия, консолидации, неразрывности и физическими уравнениями для скелета и поровой воды. Кроме того, при решении уравнения консолидации грунта вводится допущение о постоянстве среднего тотального и касательного напряжения во времени, следовательно, сдвиговые деформации не изменяются во времени. Дополнительные перемещения грунта возникают вследствие объёмных деформаций грунта при консолидационных процессах [69]. Продолжительность промежуточной стадии зависит от многих факторов, таких как: коэффициент фильтрации, сжимаемость поровой воды, ползучесть, размеры массива грунта и других. Уравнение распределения избыточного давления запишется в следующем виде:

$$\Delta u_w(x, y, z, t) = \sigma_{tot}(x, y, z, t) \cdot \beta_w, \text{ где } 0 < \beta_w < 1 \quad (1.16)$$

Третий этап (рис. 1.3в) характеризуется полным рассеиванием избыточного порового давления в грунте:

$$\beta_w = 0, \Delta u_w(x, y, z, t_k) = 0 \quad (1.17)$$

Дальнейшее напряжённо-деформированное состояние грунта будет описываться аналогично грунтам в стабилизированном состоянии.

Проанализировав ряд случаев действия местной нагрузки, в условиях плоской и пространственной задачи З.Г. Тер-Мартirosян пришёл к выводу [69], что соотношение между деформациями в начальный и конечный момент времени можно описать следующим соотношением:

$$K_{\gamma v} = \frac{\omega(0)}{\omega(\infty)} = \frac{1 - \nu_{np}}{1 - \nu} \quad (1.18)$$

где  $w(0)$  и  $w(\infty)$  – осадка в начальный момент времени и конечный соответственно;

$\nu_{np}$  и  $\nu$  – приведённый коэффициент Пуассона, и коэффициент Пуассона в стабилизированном состоянии.

Перейдём непосредственно к существующим методам расчёта инъекционных свай в глинистых грунтах, устраиваемых по способу [42].

На основе экспериментальных данных Петухова А.А. [40] для определения несущей способности инъекционных свай в глинистых грунтах было предложено использовать общепринятый подход, согласно которому несущая способность определяется как сумма сопротивлений грунта по боковой поверхности и под нижним концом сваи по формуле (9) СНиП 2.02.03-85 [65] с использованием рекомендаций [10]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (1.19)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $\gamma_c=1$ ;

$\gamma_{cr}$  – коэффициент условий работы под нижним концом сваи, принимаемый равным 1,0;  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы на боковой поверхности сваи, принимаемые равным 1,2;  $R$  – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое для слабых глинистых грунтов с показателем  $I_L > 0,6$  по рекомендациям [10], кПа; остальные обозначения те же, что и в формуле (9, [65]).

Согласно Петухову А.А. (2006 г.), данный подход является первым приближением к определению несущей способности рассматриваемых инъекционных свай в слабых глинистых грунтах. Недостатком подхода является то, что значения расчётного сопротивления грунта под нижним концом инъекционной сваи  $R$  при-

нимается по данным исследований Далматова Б.И., Лапшина Ф.К. и Росси-хина Ю.В. [10], полученных для предварительно изготовленных свай, устраиваемых в грунтовые условия г. Санкт-Петербурга (г. Ленинграда), и являющихся, по утверждению самих авторов, предварительными. Кроме того, исходя из принятого значения  $R$ , были определены коэффициенты условий работы грунта под нижним концом ( $\gamma_{cr} = 1,0$ ) и на боковой поверхности ( $\gamma_{cf} = 1,2$ ) инъекционных свай. Для использование данного подхода к расчёту несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах г. Томска необходимо проведение дополнительных исследований по раздельному определению сопротивления грунта под нижним концом и на боковой поверхности.

В 2010 г. Шалгиновым Р.В. был предложен метод определения несущей способности инъекционных свай в супесях пластичных и суглинках мягкопластичных – текучепластичных:

$$F_d = AR + \sum[(\sigma_r^{\text{обж}} tg\varphi + C_{\text{упл}})_i h_i u_i] \quad (1.20)$$

где  $R$  – расчётное сопротивление грунта под нижним концом инъекционной сваи, кПа;

$\sigma_r^{\text{обж}}$  – радиальное давление обжатия ствола сваи грунтом, кПа;

$C_{\text{упл}}$  – удельное сцепление уплотнённого околоствайного грунта; остальные обозначения те же, что и в формуле (9) [65].

Анализ формулы (1.20) и сопоставление их с исследованиями свойств слабых глинистых грунтов, приведёнными в общедоступных источниках, показал, что принятый подход имеет ряд допущений, которые могут существенно сказаться на результатах определения несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах. Так, в формуле (1.20) давления обжатия ствола определяется как сумму бокового давления грунта на сваю и критического давления (давление, при котором на стенке скважины возникают пластические деформации); при этом, релаксация напряжений в грунте, после прекращения расширения скважины и твердения бетонной смесью не учитывается. Удельное сцепление грунта  $C_{\text{упл}}$  в формуле (1.20) определяется в зависимости от плотности  $\rho_{\text{упл}}$  и коэффициента пористости  $e_{\text{упл}}$  уплотнённого околоствайного грунта по таблицам СП 50-101-2004.



При этом, коэффициент пористости уплотнённого грунта  $e_{упл}$  равен:

$$e_{упл} = \frac{\rho_s(1+0,8w)}{\rho_{упл}} - 1 \quad (1.21)$$

где  $\rho_s$  - плотность частиц грунта;

$\rho_{упл}$  - плотность грунта, уплотнённого при расширении скважины, определяется в зависимости от величины давления нагнетания бетонной смеси;  $w$  - влажность грунта;

0,8 – коэффициент, учитывающий снижение влажности околосвайного грунта при расширении скважины.

Недостатком такого подхода к определению  $\rho_{упл}$  в слабых глинистых грунтах является то, что процесс уплотнения околосвайного грунта принимается как условно мгновенный процесс, без учёта ограниченности периода расширения скважины временем твердения бетонной смеси. Это приемлемо только для хорошо фильтруемых, быстро уплотняющихся грунтов. Кроме того, коэффициент, учитывающий снижение влажности околосвайного грунта при расширении скважины будет равняться 0,8 только для узкого круга грунтовых условий, так как зависит от коэффициента пористости, коэффициента фильтрации и других характеристик конкретного глинистого грунта.

Далее, рассмотрим вопросы, связанные с устойчивостью инъекционных свай в слабых глинистых грунтах. В зависимости от деформационных характеристик грунта окружающего сваю, её рассчитывают либо как упругий стержень с начальным изгибом ( $E \leq 5 \text{ МПа}$ ), либо как стержень, жёстко зацементированный в грунте ( $E > 5 \text{ МПа}$ ). Согласно действующим нормативным документам относительное искривление оси сваи при проходке скважины может достигать 0,002 – 0,005. К недостаткам существующего подхода можно отнести слабо обоснованное определение расчётной длины сваи и не полный учёт величины отпора грунта [20].

В 1961 г. К. Терцаги было предложено, что разрушение длинных гибких свай в грунте может происходить только вследствие выпучивания [71]. Тогда критическая сила вычисляется следующим образом:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EI}{b^2} (2m^2 + 2m - 1) \quad (1.22)$$

где  $m$  - число полуволен синусоиды, по которой свая может изогнуться в грунте;

$EI$  – изгибная жёсткость сваи.

Коноваловым П. А. [21], а также Джантимировым Х.А и Федоровым Б.С. [79] было установлено, что устойчивость буроинъекционных свай (включая инъекционные) не зависит от длины сваи и условий заделки в ростверк. Согласно [20] и [79], устойчивость свай определяется по формуле:

$$\alpha = \frac{P}{P_{кр}} \quad (1.23)$$

где  $P$  – нагрузка, действующая на сваю;

$P_{кр} = 2\sqrt{kdEI}$  – критическая нагрузка вызывающая продольный изгиб сваи;

$k$  – коэффициент постели грунта, окружающего сваю;

$d$  – диаметр сваи;

$E, I$  – модуль упругости сваи и приведённый момент инерции, соответственно.

Потеря устойчивости сваи происходит при достижении критической нагрузки на сваю. Данный метод определения несущей способности необходимо рассматривать как первое приближение к решению поставленной задачи. Для обеспечения надёжности при определении устойчивости по данному методу вводится коэффициент запаса равный трём.

В 1985 г. Х.А. Джантимировым была решена задача об устойчивости стержня в упругом полупространстве, с модулем деформации как для линейно-деформируемой среды. Критическая нагрузка в этом случае вычисляется по формуле:

$$N_{кр} = EI \frac{\pi^2}{d^2} + \frac{d^2}{\pi^2} B(u) \quad (1.24)$$

где  $EI$  – изгибная жёсткость стержня;

$d$  – длина стержня;

$B(u)$  – функция влияния нагрузки на изгиб.

Основной трудностью определения устойчивости буроинъекционных свай в слабых глинистых грунтах по данной методике является определение граничных условий для расчёта полуволны изгиба на различных глубинах.

Для определения устойчивости инъекционных свай в слабых водонасыщенных глинистых грунтах В.М. Улицким и К.Г. Шашкиным получено дифференциальное уравнение изогнутой оси для деформированной схемы, учитывающее наличие начального искривления и гибкость ствола сваи [75]. В результате было установлено, что различие при расчётах по деформированной и недеформированной схемам составляет 30%. При проведении расчётов для слабых глинистых грунтов г. Санкт - Петербурга было выявлено, что критическая сила превышает несущую способность свай по грунту более чем в 10 раз, таким образом, потеря устойчивости буроинъекционных свай маловероятна [74].

Одним из важных аспектов, влияющих на проектирование и устройство инъекционных свай является правильное назначение усилия вдавливания инъектора, для его погружения на заданную глубину и формирования скважины требуемого диаметра. Важность решения данного вопроса возрастает, если принять во внимание, что основная область применения таких свай – реконструкция фундаментов зданий, а, следовательно, в большинстве случаев возможность применения крупногабаритных механизмов отсутствует. Кроме того, в качестве упоров зачастую используются существующие строительные конструкции.

Определение усилия вдавливания имеет много общего с нахождением несущей способности грунта (предельно критической нагрузки) под нижним концом инъектора, с учётом его конструктивных особенностей инъектора. При расчёте несущей способности дисперсных грунтов основания выделяют две основные группы: расчёты в стабилизированном и нестабилизированном состоянии.

Расчёты дисперсных грунтов в стабилизированном состоянии основываются на законе Кулона, устанавливающего связь между нормальными и касательными напряжениями:

$$\tau = \sigma t g \varphi + c \quad (1.25)$$

где  $\tau$  - предельные касательные напряжения;  $\sigma$  - предельные нормальные напряжения,  $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта;  $c$  – удельное сцепление грунта.

Впервые задача по определению предельной критической нагрузки в плоской постановке для невесомого грунта была решена в 1920 – 1921 гг. Л. Прандтлем [107] и Г. Рейснером [109] в виде:

$$p_u = (\gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (1.26)$$

Одним из первых решений, применимых для практических задач по определению среднего по подошве предельного вертикального давления, соответствующего несущей способности грунта, было получено К. Терцаги [71, 111] в следующем виде:

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma + N_q \xi_q \gamma' d + N_c \xi_c c \quad (1.27)$$

где  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $b$  – ширина подошвы фундамента;  $\gamma'$  - удельный вес грунта выше подошвы фундамента (пригрузка);  $d$  - глубина заложения фундамента;  $\xi_\gamma, \xi_q, \xi_c$  - коэффициенты формы, определяемые в зависимости от соотношения сторон фундамента;  $N_\gamma, N_q, N_c$  - коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от угла внутреннего трения.

Приведённое классическое решение учитывает наличие собственного веса грунта, угол внутреннего трения и сцепления. Также решением вопросов учёта собственного веса грунта при определении его несущей способности занимались Г. Мейергоф (1951 г.) [105], Й. Хансен (1971 г.) [97], А. Весич (1974 г.) [113] и другие.

Помимо строгих аналитических решений широкое применение получил графоаналитический метод определения несущей способности грунта Строганова А.С., разработанный для различных случаев выпирания грунта из-под подошвы фундамента.

В настоящее время, развитие теории предельного равновесия дисперсных грунтов в стабилизированном состоянии идёт по двум основным направлениям: для условий плоской и осесимметричной задачи. Решение второй группы задач вызывает наибольшие трудности, связанные с раскрытием статической неопределё-

мости в условиях полной пластичности грунтов. Работы в этом направлении велись такими учёными как А. Како, Ж. Керезель, В.В. Соколов, Н.А. Цытович, А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, В.Н. Морозов, З.Г. Тер-Мартirosян, С.С. Тимофеев, М.И. Горбунов-Посадов, А.А. Григорян, В.Г. Березанцев, Ф.К. Лапшин, Л.С. Амарян, Г.К. Бондарик, Ю.А. Ельцов, А.Н. Аптукова, В.А. Велданова, С.В. Федорова, Л.Г. Мариупольский, Ю.Г. Трофименков, В.Б. Швеиц, А.Ю. Ишлинский, Д.Г. Копаница, А.А. Югов, В.Г. Федоровский, А.Я. Сагомоян, В.В. Соколовский и др. Большой вклад в развитие решений задач теории предельного равновесия в последние годы внесли А.М. Караулов, К.В. Королёв, К.В. Шашкин [18, 21, 78, 83].

В современной нормативной литературе [64, 66] вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания  $N_u$  сложенного нескальными (глинистыми) грунтами определяют по формуле, основанной на строгих решениях теории предельного равновесия грунтов для шероховатого фундамента с выпиранием по схеме Прандтля:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma_I' d + N_c \xi_c c_I) \quad (1.28)$$

где  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $b, l$  - ширина и длина подошвы фундамента;  $\gamma'$  - удельный вес грунта выше подошвы фундамента (пригрузка);  $d$  - глубина заложения фундамента;  $\xi_\gamma, \xi_q, \xi_c$  - коэффициенты формы, определяемые в зависимости от соотношения сторон фундамента;  $N_\gamma, N_q, N_c$  - коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от угла внутреннего трения.

А.М. Карауловым, Ю.С. Соловьёвым (1990-2000 гг), а позднее К.В. Королёвым, в результате анализа формулы (1.28) было установлено, что результаты расчётов несущей способности грунта по формуле (1.28) хорошо соотносятся со строгими решениями теории предельного равновесия, включая графоаналитический метод А.С. Строгонова [21]

Расчёты грунтов в нестабилизированном состоянии согласно [64, 66] определяется по формуле (1.11) К. Терцаги [70], приведённой выше. В этом случае, вводится допущение, что в момент приложения внешней нагрузки на грунты основания давление под подошвой фундамента полностью воспринимается поровой

водой, угол внутреннего трения грунта стремиться к нулю, а прочность грунта характеризуется только его удельным сцеплением, полученным при консолидировано-дренированном сдвиге. Тогда, предельное вертикальное давление, соответствующее несущей способности грунта можно определить по формуле Прандтля для идеально-связных грунтов ( $\varphi=0$ ,  $c\neq 0$ ) [78]:

$$p_u = 5,14c + \gamma' d \quad - \text{ для плоской задачи} \quad (1.29)$$

$$p_u = 5,7c + \gamma' d \quad - \text{ для осесимметричной задачи} \quad (1.30)$$

Данный подход является частным решением теории предельного равновесия грунтов, а принятые в нём допущения являются приемлемыми для большого круга задач [21].

В работе [85] предложен метод определения усилия вдавливания иньектора иньекционных свай в глинистые грунты (супеси пластичные, суглинки мягкопластичные), основанный на решении Бахолдина Б.В. и Лапшина Ф.К., который разработан для определения осадки забивных свай сплошного сечения. При этом, наличие воздушных зазоров, а также влияние их на напряжённо-деформированное состояние грунта под нижним концом иньектора не учитывалось. Кроме того, геометрические размеры зон предельного равновесия приняты в работе [85] для упрощения прямоугольными. Несоответствие принятой формы зон предельного равновесия под нижним концом иньектора при его вдавливании фактической, а также не учёт наличия воздушных зазоров между иньекторной трубой и стенками скважины приводят к значительным погрешностям расчёта усилия вдавливания иньектора (расхождения до  $\pm 35\%$ ).

### Выводы по главе 1

В результате выполненного обзора исследований процессов, происходящих при устройстве и последующей работе иньекционных свай в глинистых грунтах, можно выделить следующее:

1. В настоящее время, технологии устройства иньекционных свай получают всё большее применение в разных областях строительства. Однако, основ-

ное применение инъекционные технологии находят при усилении и реконструкции фундаментов, что объясняется возможностью их применения в стеснённых условиях и в условиях плотной городской застройки.

2. Несмотря на большую практику применения инъекционных свай в России и за рубежом, надёжных методов расчёта их несущей способности крайне мало, особенно в слабых глинистых грунтах. Существующие методы имеют различные ограничения по грунтовым условиям и тесно связаны с технологией их устройства, либо носят сугубо эмпирический характер и основываются на результатах полевых экспериментов, полученных на конкретной площадке строительства.
3. Помимо совершенствования методов расчёта несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, остро стоит вопрос о разработке метода расчёта усилия вдавливания инъекторов инъекционных свай в слабые глинистые грунты, который позволил бы с достаточной точностью подобрать оборудование для их погружения, а также определить величину усилия, передаваемого на существующие конструкции зданий, при их использовании в качестве упоров. При этом, для более широкого применения метода на практике, в расчётах должны использоваться, по возможности, только характеристики грунтов, получаемые при стандартных инженерно-геологических изысканиях.
4. Обзор исследований о работе инъекционных свай в глинистых грунтах показал актуальность и практическую значимость данного направления, а также позволил сформулировать цель диссертационной работы и основные задачи исследований.

## **ГЛАВА 2. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЯ ВДАВЛИВАНИЯ ИНЪЕКТОРА ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ**

### **2.1 Обоснование подхода к определению усилия вдавливания инъектора в слабый глинистый грунт**

Одним из основных параметров, который необходимо определить на этапе устройства скважины, является усилие вдавливания инъектора. Очевидно, что в зависимости от грунтовых условий площадки строительства, глубины погружения и площади нижнего конца инъектора усилие вдавливания будет различным.

Согласно разработанному методу устройства инъекционных свай [42] вдавливание инъектора производят секциями по 0,5 – 1,5 м, которые соединяют друг с другом на сварке. Упорами для вдавливания служат специальные приспособления (грузовые платформы, анкера и др.), а также существующие строительные конструкции зданий (ростверки, фундаменты и др.). Обычно, работы по усилению фундаментов инъекционными сваями ведутся в стеснённых условиях, что ограничивает как возможности использования крупногабаритных тяжёлых механизмов, так и величину реактивного усилия, передаваемого на существующие конструкции зданий и сооружений.

Основное отличие при погружении инъектора, рассматриваемой конструкции от классических, заключается в том, что при его погружении между инъекторной трубой и грунтом формируется воздушный зазор, впоследствии заполняемый бетоном (рис. 2.1). Наличие воздушного зазора приводит к устранению сил трения по боковой поверхности инъектора в процессе его погружения. По результатам исследований, выполненных А.А. Петуховым, Р.В. Шалгиновым и др. (2003-2005 гг.), было установлено, что усилие вдавливания инъектора в глинистый грунт за счёт наличия воздушного зазора может снижаться в 1,5...4 раза [40]. Следует отметить, что при устройстве инъекционных свай в слабых глинистых грунтах с показателем



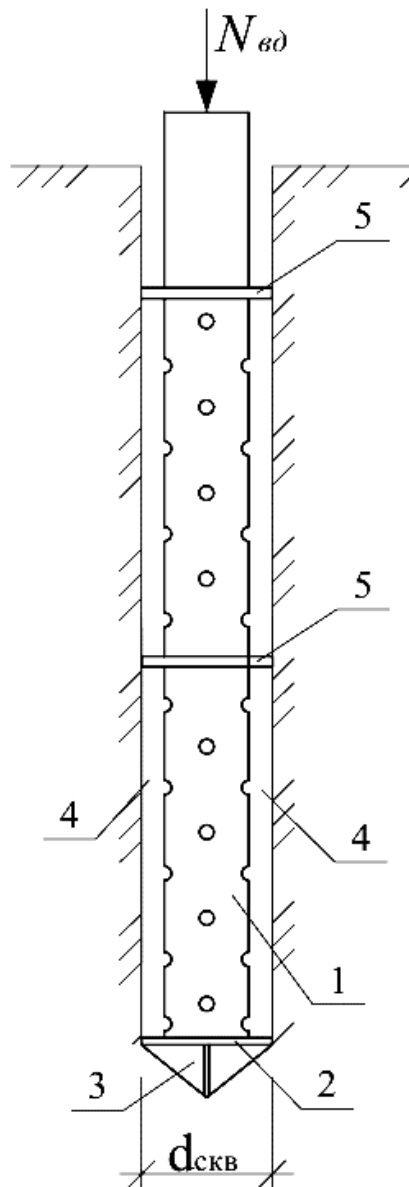


Рисунок 2.1 – Схема устройства скважины инъекционной сваи при погружении иньектора: 1 - металлическая иньекторная перфорированная труба; 2 – металлический плоский диск уширения на нижней секции иньектора; 3 – металлические ребра жёсткости; 4 - воздушный зазор между иньекторной трубой и грунтом (стенкой скважины); 5 – металлические плоские кольца уширения, устанавливаемые по длине иньектора

текучести  $I_L \geq 0,75$  воздушный зазор может оплывать непосредственно в процессе погружения иньектора, и иньекторная труба будет соприкасаться со глинистым грунтом нарушенной структуры (грунтовым шламом) и силы трения при погружении будут незначительны.

В работе Шалгинова Р.В. [85] был предложен метод расчёта усилия вдавливания иньекторов основанный на методах расчёта свай по деформациях Б.В. Бахолдина и Л.С. Лapidуса – Ф.К. Лапшина. При этом, точность

разработанного метода составляет  $\pm 25\% \dots 35\%$  (см. главу 1), что в условиях реконструкции может оказать существенное влияние на возможность погружения иньекторов на заданную глубину и формирования скважины требуемого диаметра.

С целью повышения точности расчёта усилия вдавливания иньектора иньекционной сваи, было решено усовершенствовать метод расчёта, приведённый в работе [85, взяв за основу существующие методы расчёта несущей способности грунта, основанные на строгих решениях теории предельного равновесия грунтов. При разработке метода расчёта усилия вдавливания принималось во внимание следующее:

1. Сопротивление грунта погружению иньектора происходит только в уровне его нижнего конца. Силы трения по боковой поверхности иньектора либо малы, либо отсутствуют, и могут не учитываться в расчётах.
2. Точность метода расчёта должна быть достаточной, чтобы подобрать вдавливающее оборудование и определить реактивное усилие в существующих конструкциях, используемых в качестве упоров.

При определении усилия вдавливания иньектора в грунт, в отличие от классической постановки задачи о нахождении несущей способности грунта, искомой является не минимальная, а максимальная величина предельной нагрузки на грунт основания. Кроме того, не одно из существующих решений не отражает в полной мере процесс формирования предельных областей вокруг острия (нижнего конца) рассматриваемого иньектора с учётом наличия воздушных зазоров между иньекторной трубой и стенкой скважины. Получение строгих решений связано с большими трудностями при определении очертаний предельных поверхностей в осесимметричной постановке задачи.

Рассмотрим процесс вдавливания иньектора в глинистый грунт. Вдавливание иньектора следует рассматривать как процесс внедрения стержня в грунтовую среду. Известно, что этот процесс сопровождается перемещением грунта под нижним концом иньектора в стороны и вниз от его вертикальной оси [83, 84]. С ростом вдавливающего усилия напряжённо-деформированное состояние

грунта под нижним концом иньектора изменяется. Вначале, при напряжениях меньше начального критического под нижним концом иньектора развивается процесс уплотнения грунта [81, 83]. Грунт перемещается, в основном, вдоль вертикальной оси. С увеличением нагрузки под нижним концом иньектора образуются зоны пластических деформаций (зоны сдвигов) и происходит выдавливание грунта в стороны от оси иньектора. Дальнейший рост нагрузки до предельной критической приводит к потере устойчивости грунта под нижним концом иньектора (рис. 2.2), что характеризуется ростом перемещений грунта без существенного увеличения нагрузки на иньектор.

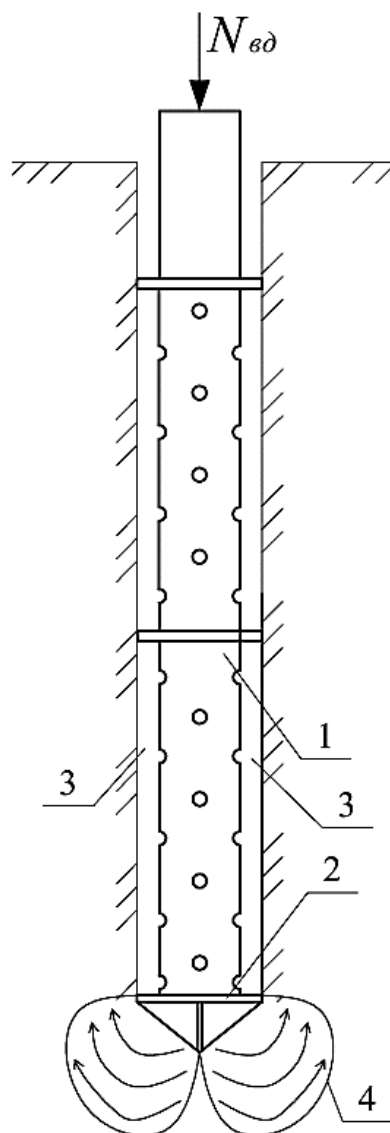


Рисунок 2.2 – Образование зон предельного равновесия в уровне нижнего конца иньектора: 1- перфорированная иньекторная труба; 2- наконечник из металлической пластин и дисков; 3- воздушный зазор между иньектором и стенкой скважины; 4 – области предельного равновесия

Очевидно, что перемещения грунта в допредельной фазе не велики по сравнению с длиной инъектора, и ими можно пренебречь. Основная доля перемещений инъектора происходит после того, как напряжения в грунте под нижним концом инъектора достигают значений его несущей способности и происходит потеря устойчивости грунта. Следовательно, за усилие вдавливание инъектора может быть принято такое значение внешней продольной силы, при котором происходит потеря устойчивости грунта под его нижним концом.

Тогда, учитывая конструктивные особенности инъектора, его погружение можно рассматривать как вдавливание шероховатого штампа в дно (забой) заранее устроенной скважины (рис. 2.1), а усилие  $N_{вд}$ , необходимое для вдавливания инъектора, может быть определено аналогично силе предельного сопротивления основания  $N_u$ , под круглым жёстким штампом, сложенного дисперсными грунтами (например, с использованием рекомендаций нормативных документов [64, 66]) с учётом снижения прочностных характеристик слабых глинистых грунтов, вследствие их перехода в нестабилизированное состояние и разрушения структурного каркаса.

Согласно СНиП 2.0201-83\*[64] и СП 22.133302011 [66] вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания  $N_u$  сложенного не скальными (глинистыми) грунтами можно определить по формуле:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) \quad (2.1)$$

где  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $b, l$  – ширина и длина подошвы фундамента;  $\gamma'$  - удельный вес грунта выше подошвы фундамента (пригрузка);  $d$  - глубина заложения фундамента;  $\xi_\gamma, \xi_q, \xi_c$  - коэффициенты формы, определяемые в зависимости от соотношения сторон фундамента;  $N_\gamma, N_q, N_c$  - коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от угла внутреннего трения.

Данный метод определения несущей способности грунта основан на строгих решениях теории предельного равновесия грунтов. По данным Караулова А.М., Соловьёва Ю.И. и Королёва К.В. [21, 22] результаты, полученные по формуле (2.1) имеют хорошую сходимость с другими известными аналитиче-

скими и графоаналитическими решениями теории предельного равновесия грунтов.

Таким образом, учитывая вышесказанное, а также преследуемые цели, было решено для определения усилия вдавливания инъектора взять за основу формулу (2.1). Результаты аналитических решений сравнить с экспериментальными данными и, при необходимости, ввести поправочные коэффициенты.

## **2.2 Совершенствование метода расчёта усилия вдавливания инъектора в слабый глинистый грунт**

### **2.2.1 Экспериментальные исследования работы инъекционных свай в слабых глинистых грунтах**

Для изучения процессов, происходящих при устройстве и работе инъекционных свай автором, были выполнены экспериментальные исследования<sup>1</sup>, в ходе которых было устроено 12 инъекционных свай С-1...С-12 длиной 4,0-5,0 м. Схема расположения устроенных натуральных инъекционных свай С-1...С-12 приведена на рис. 2.3.

Экспериментальная площадка располагалась в центральной части г. Томска. В геоморфологическом отношении приурочена к третьей надпойменной террасе реки Томи. По данным отчёта об инженерно-геологических изысканиях [39] площадка имеет ровный рельеф с перепадом высот на участке между скважинами не более 0,5 м. Геолого-литологическое строение площадки с поверхности до глубины 11,0 м представлено аллювиальными отложениями верхне- и среднечетвертичного возраста ( $alQ_{II-III}$ ), перекрытыми современными насыпными грунтами ( $tQ_{IV}$ ). В геологическом строении участка на глубину изученности принимают участие (рис. 2.4):

---

<sup>1</sup> Экспериментальные исследования выполнялись совместно с Шалгиновым Р.В., под общим научным руководством Полищука А.И.

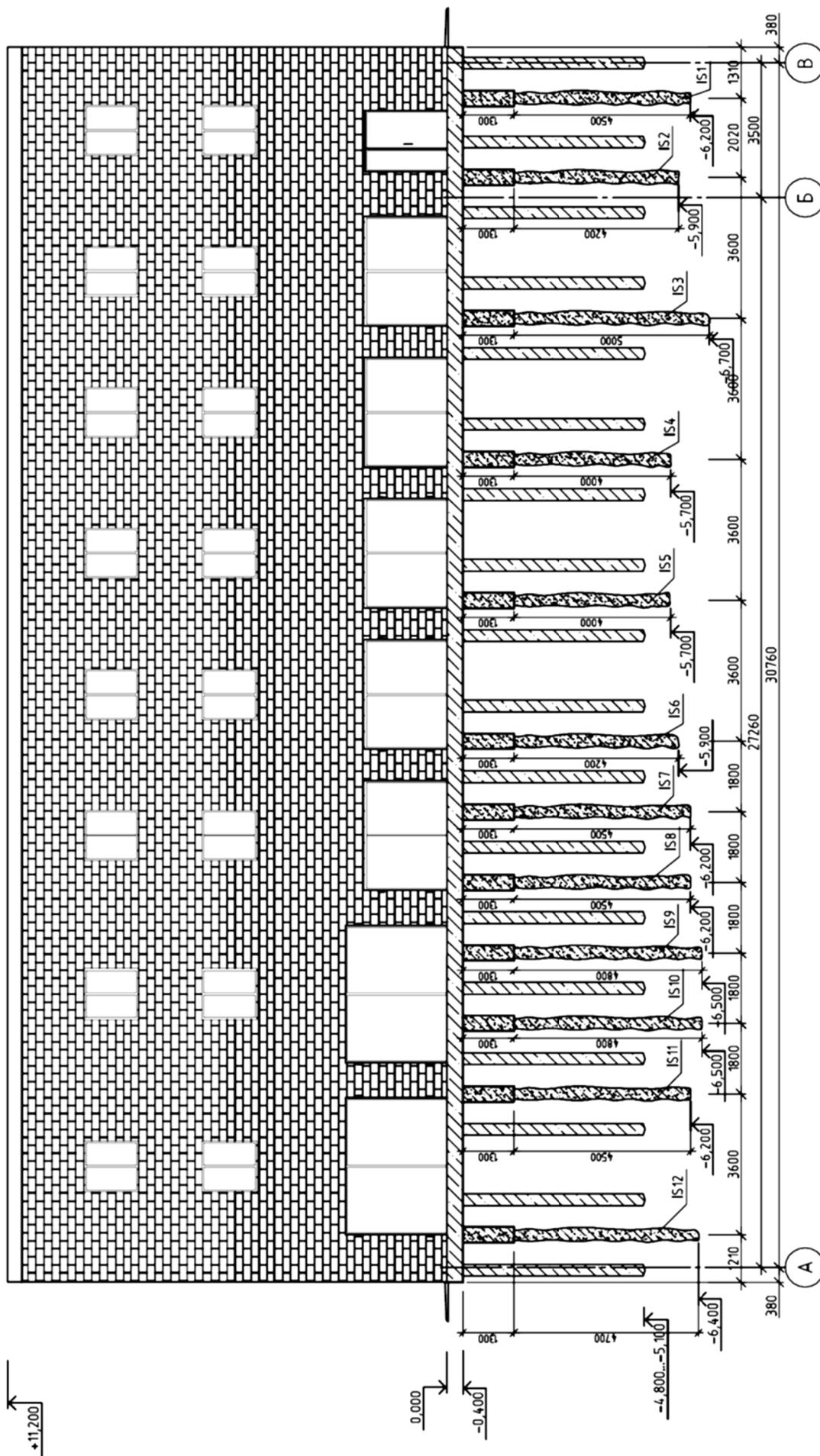


Рисунок 2.3 – Схема расположения экспериментальных инъекционных свай

1. Грунты насыпные, состоящие из суглинков, с включением гравия до 10 – 15 % и бытовых отходов. Мощность слоя доходит до 2,55 м.
2. Супесь пластичная бурая. Мощность слоя составляет 1,45 – 1,65 м.
3. Супесь текучая бурая с прослоями песка пылеватого. Мощность слоя составляет 1,65 – 2,35 м.
4. Суглинок текучий серо-бурый. Мощность слоя 3,0 - 3,1 м.
5. Суглинок тугопластичный серо-бурый. Мощность слоя 1,25 – 1,45 м.

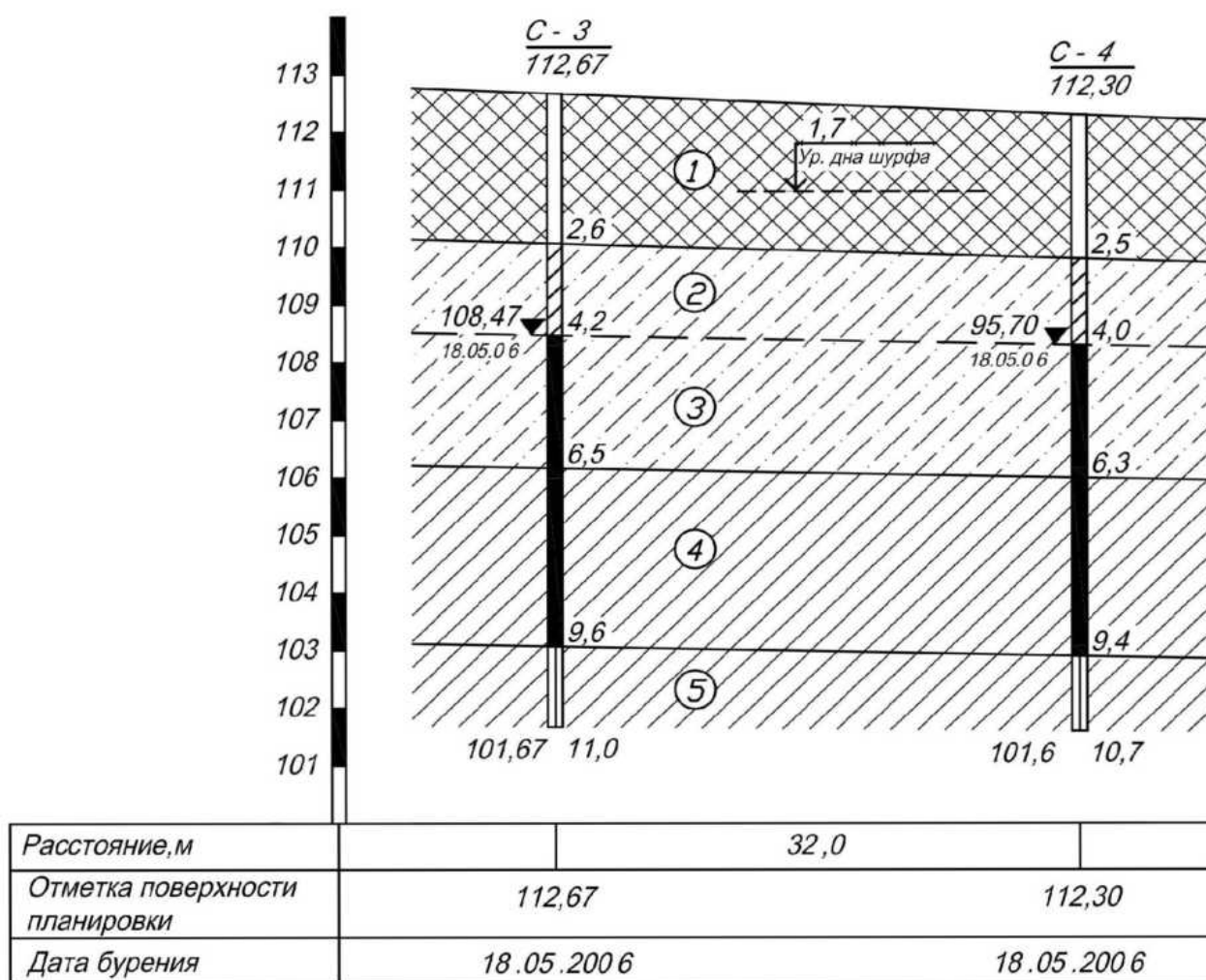


Рисунок 2.4 – Инженерно-геологический разрез экспериментальной площадки: 1 – насыпной слой; 2 – Супесь пластичной консистенции; 3 – супесь текучей консистенции; 4 – суглинок текучей консистенции; 5 – суглинок тугопластичной консистенции

При бурении скважин до глубины 11,0 м вскрыт один горизонт грунтовых вод на относительной отм. -4,000 м ... -4,200 м от уровня планировки. Горизонт

грунтовых вод выдержан по площади и по глубине. Водовмещающими грунтами являются ИГЭ-2 и ИГЭ-3 (рис. 2.4). Водоупором служит суглинок тугопластичный. По химическому составу грунтовые воды являются гидрокарбонатными магниевыми-кальциевыми, гидрокарбонатными кальциевыми-магниевыми. Грунтовые воды водоносного горизонта по отношению к бетонам нормальной проницаемости являются неагрессивными. По отношению к арматуре железобетонных конструкций подземные воды неагрессивные при постоянном погружении и слабоагрессивные при периодическом смачивании. Питание подземных вод осуществляется за счёт утечек из водонесущих коммуникаций, а также инфильтрации талых и дождевых вод. Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 2.1.

Устраиваемые натурные сваи С-1...С-12 состояли из металлического инъектора и бетонного ствола. Инъектора были выполнены из перфорированной стальной трубы диаметром 108 мм и наконечника из металлических пластин в виде стального плоского диска с рёбрами жесткости диаметром 188 мм. Перфорация труб выполнялась в шахматном порядке с шагом по высоте 80 мм при диаметре отверстий 20 мм. В зависимости от длины конкретной сваи инъекторная труба состояла из 8 или 10 секций по 0,5 м, наращиваемых в процессе погружения инъектора и свариваемых между собой ручной электродуговой сваркой. Верхняя секция длиной 0,6 м выполнялась из трубы без перфорации для последующего устройства тампонажа. Конструктивное решение инъектора приведено на рис. 2.5.

Погружение инъекторов осуществлялось из заранее устроенных шурфов глубиной 1,7...2,0 м специальным гидроцилиндром с маслонасосной станцией. В качестве упоров гидроцилиндра использовался существующий ростверк. Непосредственно в процессе погружения инъектора выполнялась регистрация изменения усилия вдавливания по двум параллельным манометрам МП4-УУ2 (класс точности 1,5), установленных на маслонасосной станции. Всего в ходе



Таблица 2.1 – Нормативные значения физико-механических характеристик грунтов экспериментальной площадки

№ ИТЭ	Наименование грунта	Глубина отбора проб, м	Мощность, м	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>			Естественная влажность грунта w, д.е.	Коэффициент пористости e, д. е.	Степень водона-сыщения St, д. е.	Число пластичности Ip	Показатель текучести I <sub>L</sub> , д. е.	Удельное сцепление C, кПа	Угол внутреннего трения φ, град.	Модуль деформации E <sub>o</sub> , МПа	
				ρ <sub>s</sub>	ρ	ρ <sub>d</sub>								Комп.	с m <sub>k</sub>
1	Насыпной грунт	0-2,6	2,6	1,76	1,25	0,239	0,722	0,87	6,3	0,53	-	-	-	-	
2	Супесь пластичная	2,6-4,2	1,6	2,67	1,99	0,177	0,601	0,8	5,3	0,42	21,6	28,7	6,9	11,3	
3	Супесь текучая	4,2-6,5	2,3	2,67	1,98	0,235	0,682	0,95	5,0	>1	13,7	27,3	5,6	8,7	
4	Суглинок текучий	6,5-9,6	3,1	2,70	1,99	0,286	0,737	0,98	8,3	1,1-1,2	13,7	26,0	3,1	4,4	
5	Суглинок тугопластичный	9,6-11	≥1,4	2,62	1,97	0,270	0,699	0,98	9,2	0,35-0,41	30,4	19,3	8,2	14,8	

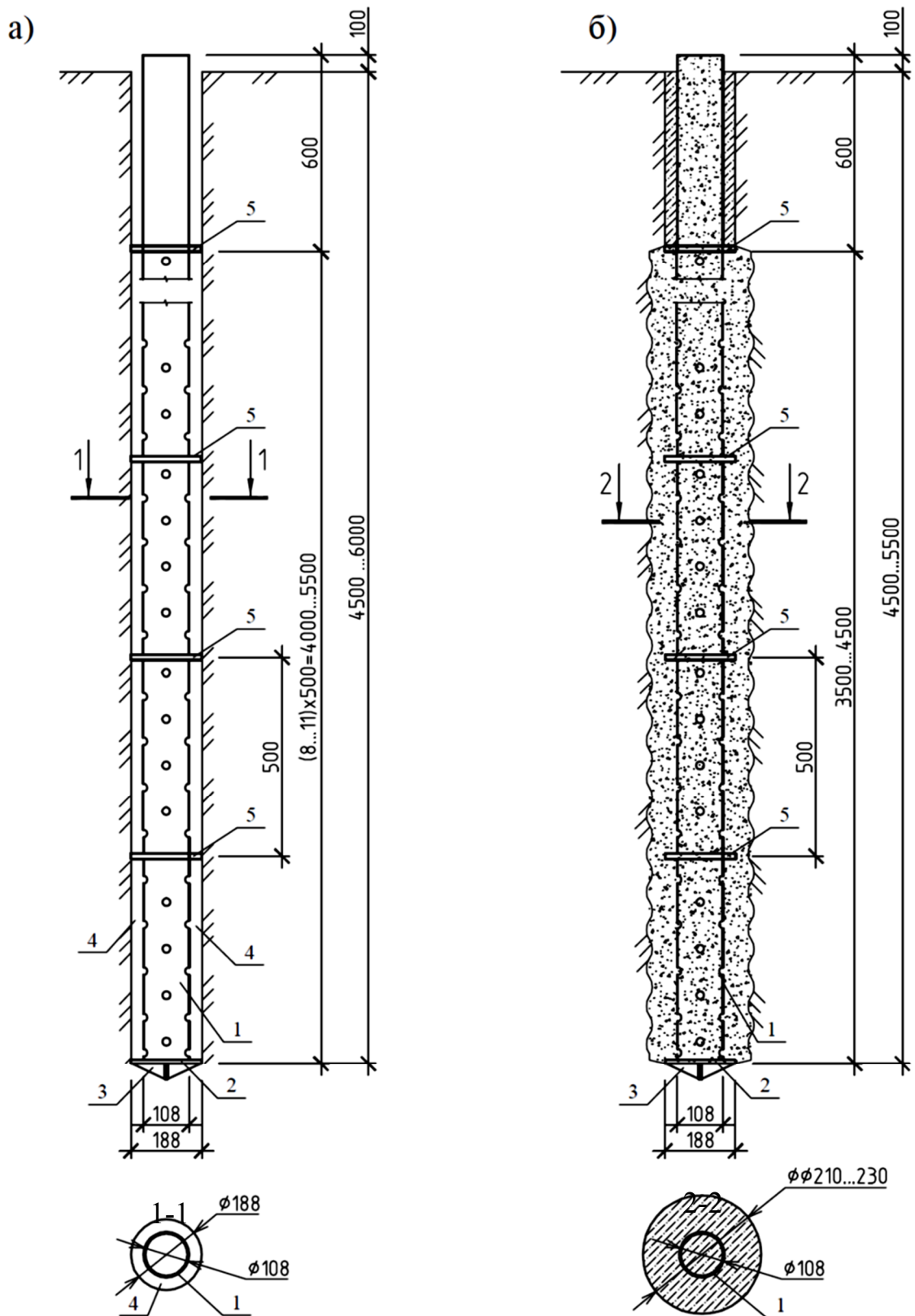


Рисунок 2.5 – Экспериментальные инъекционные сваи: а) - конструктивное решение инжектора (стадия устройства скважины); б) – готовая инъекционная свая С-1...С-7; 1 - стальная перфорированная труба; 2 - уширение в уровне нижнего конца инжектора в виде стального плоского диска; 3 – стальные ребра жёсткости; 4 - воздушный зазор между инжектором (инжекторной трубой) и стенкой скважины; 5 - уширения по длине инжектора в виде стальных колец

проведения эксперимента было получено восемьдесят значений усилия вдавливания иньекторов, зарегистрированных на различных глубинах. Изменении усилия вдавливания иньекторов С-1...С-12 по глубине, в графическом виде приведены на рис. 2.6...2.17. В табл. 2.2 приведены осреднённые значения усилия вдавливания по глубине, полученные после обработки 12 графиков погружения иньекторов.

При погружении иньекторов экспериментально было зафиксировано, что между иньекторной трубой и стенками скважины образовывался воздушный зазор, который сохранялся на длительное время, вплоть до заполнения скважины бетоном (рис. 2.18). После погружения иньектора до проектной отметки в устье скважины устраивается тампон из мелкозернистого бетона и модулем крупности инертного заполнителя 2 – 3. Бетонная смесь для иньектирования приготавливалась непосредственно на площадке с помощью электрического бетоносмесителя объёмом 0,25 м<sup>3</sup> на портландцементе марки М400, с добавлением суперпластификатора «Разжижитель С-3» и гашеной извести. В качестве заполнителя использовался песок с модулем крупности  $M_k=2,0 - 3,0$ . В итоге, получаемая бетонная смесь соответствовала марки М200 с осадкой стандартного конуса СтройЦНИЛа 14 см.

По завершению схватывания тампонажа через иньектор осуществлялось нагнетание под давлением (иньекцией) подвижной бетонной смеси. Нагнетание выполнялось штукатурной насосно-смесительной станцией СО-180. Производительность станции составляет 2,5 м<sup>3</sup>/час, дальность подачи составляет по горизонтали – 100 м, по вертикали – 30 м, максимальное давление подачи 14,7 бар.

После полного заполнения скважины бетонной смесью с помощью насоса через патрубок специальной конструкции (рис. 2.19) подавался дополнительный объём бетонной смеси (около 0,05 м<sup>3</sup>), что приводило к осесимметричному расширению скважины в радиальном направлении до 210...230 мм (см. табл. 2.3).

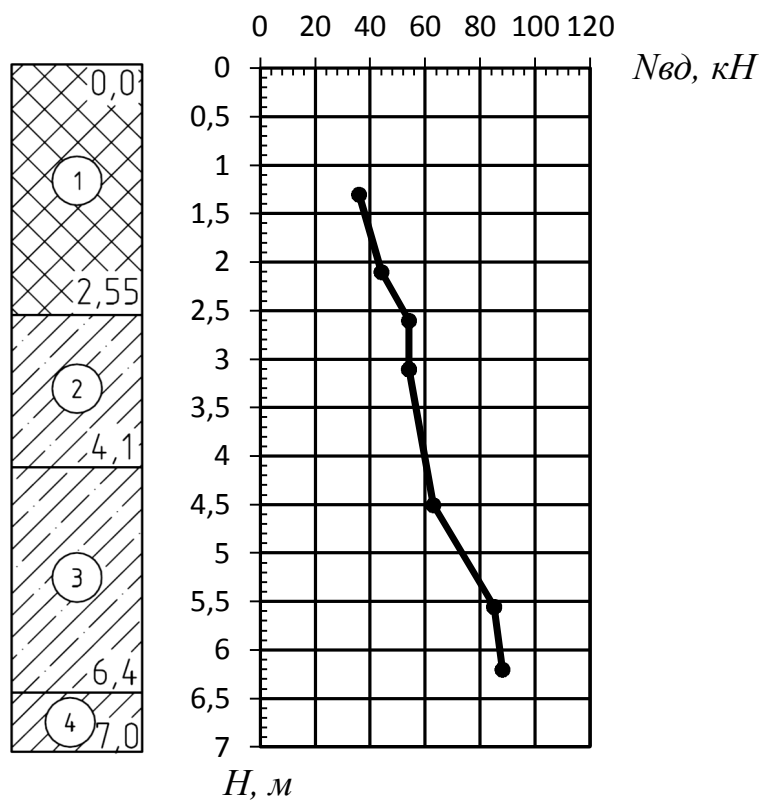


Рисунок 2.6 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-1 с глубиной<sup>2</sup> по результатам экспериментальных исследований

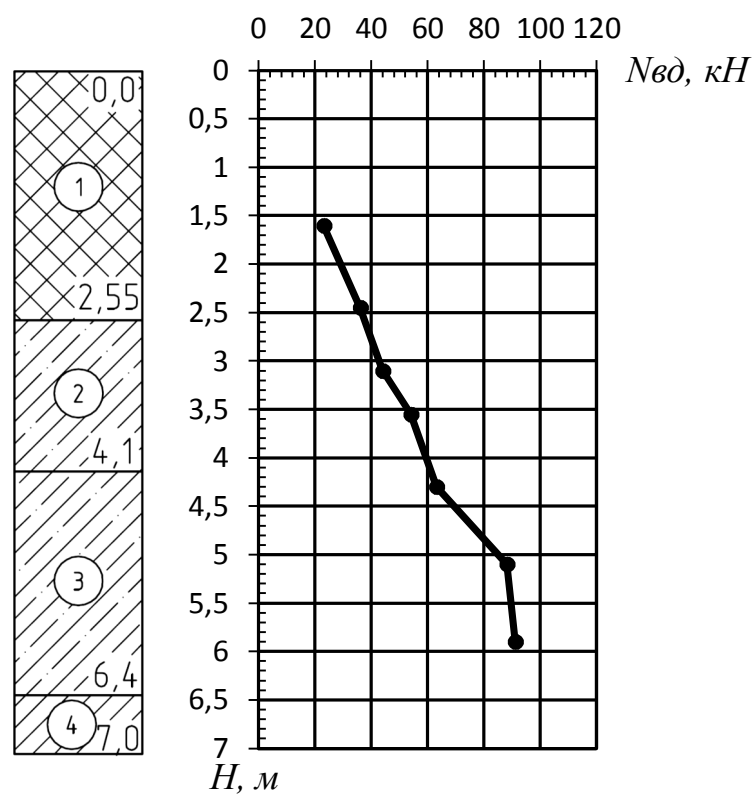


Рисунок 2.7 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-2 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

<sup>2</sup> На рис. 2.6...2.17 номера инженерно-геологических элементов приведены в соответствии с табл. 2.1

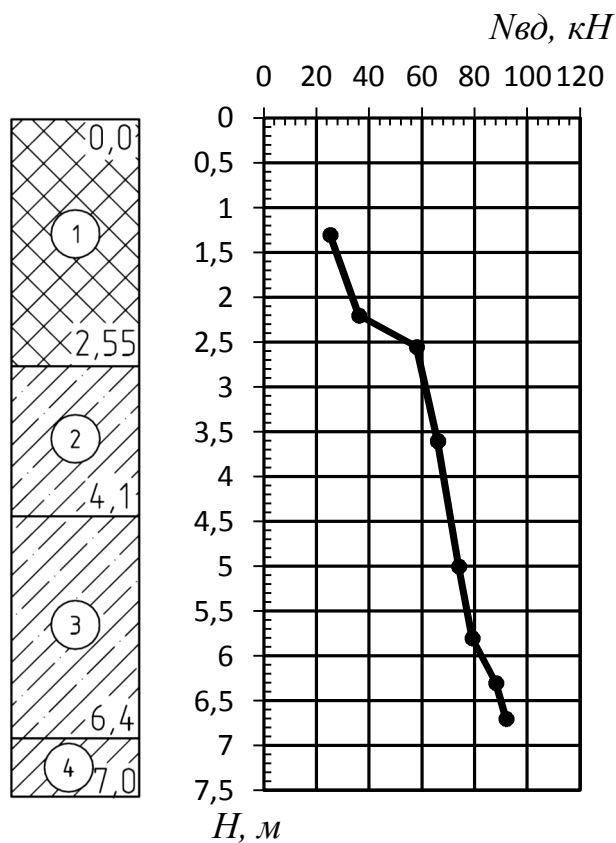


Рисунок 2.8 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-3 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

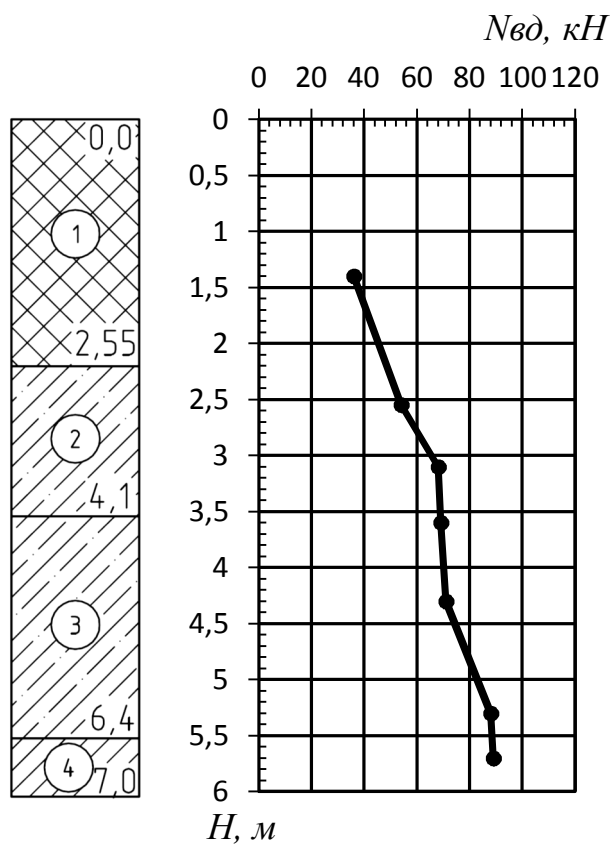


Рисунок 2.9 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-4 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

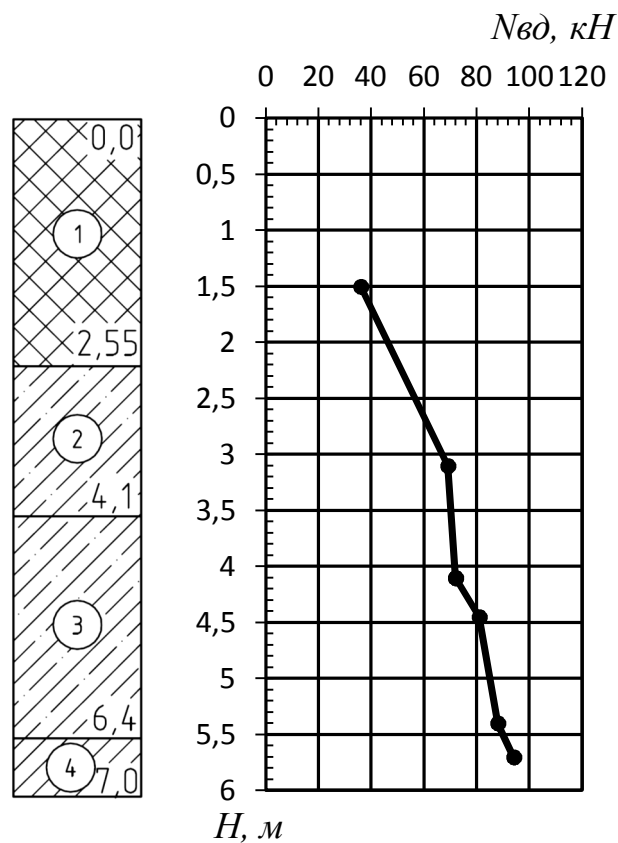


Рисунок 2.10 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-5 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

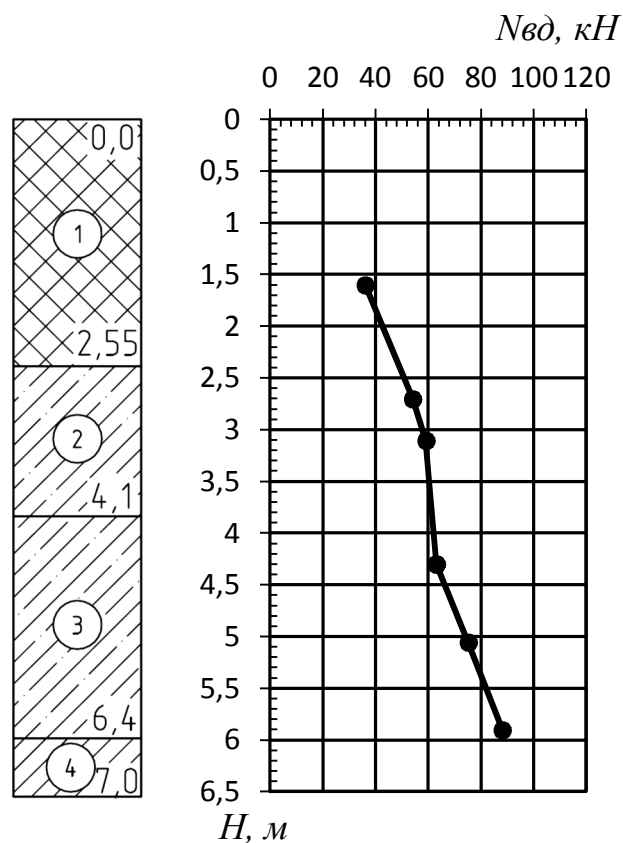


Рисунок 2.11 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-6 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

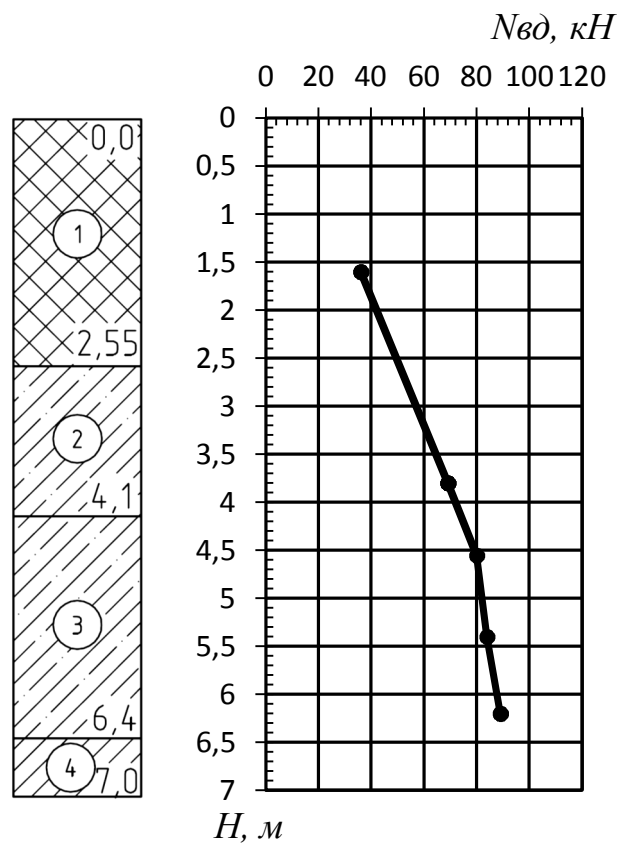


Рисунок 2.12 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-7 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

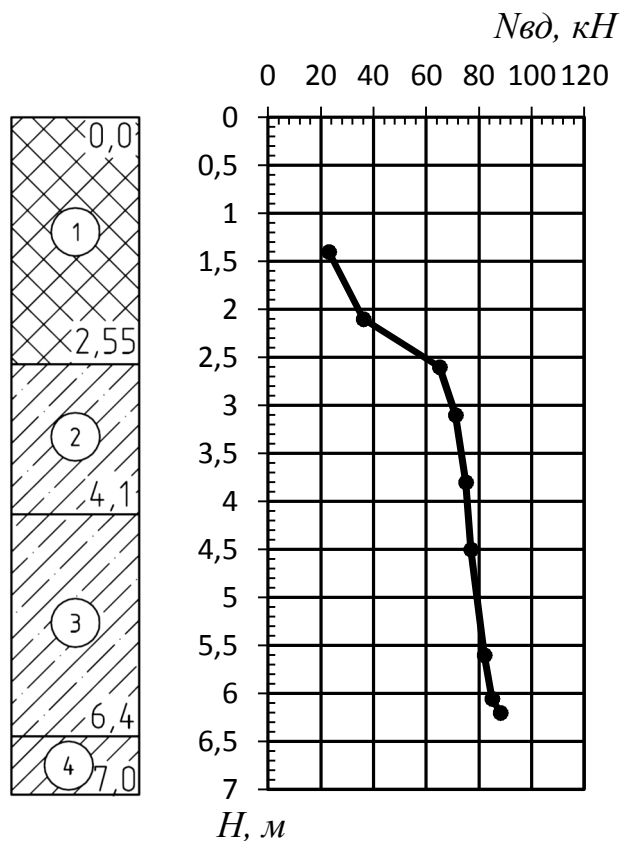


Рисунок 2.13 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-8 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

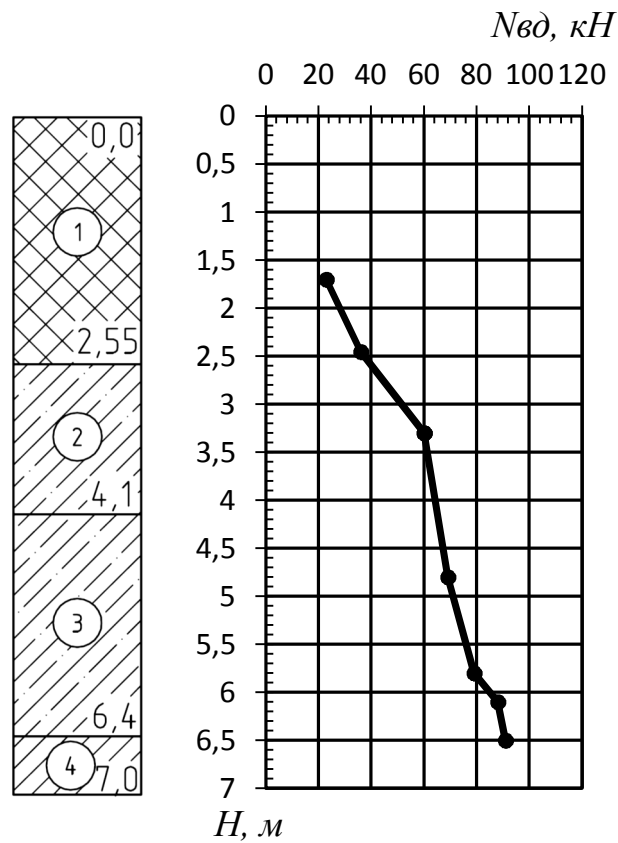


Рисунок 2.14 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-9 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

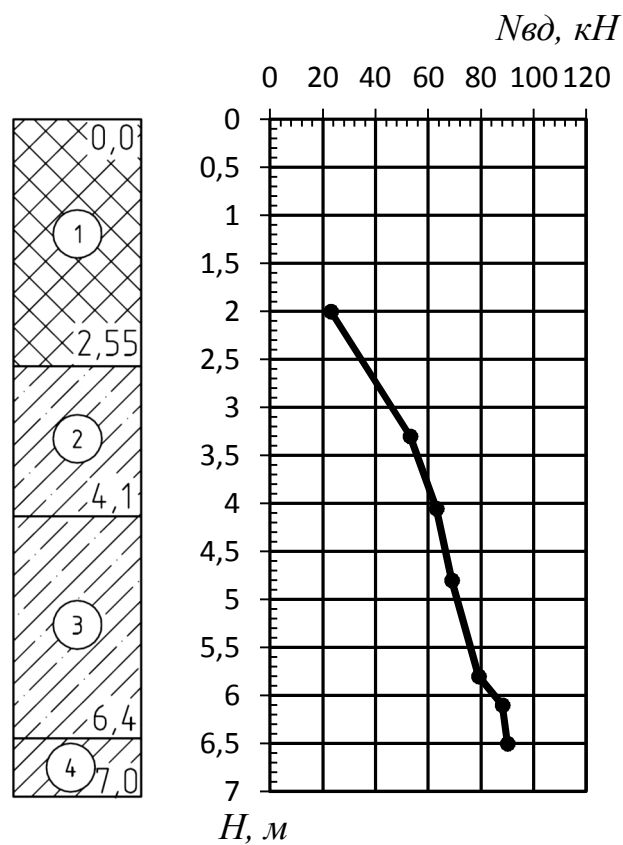


Рисунок 2.15 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-10 с глубиной по результатам экспериментальных исследований



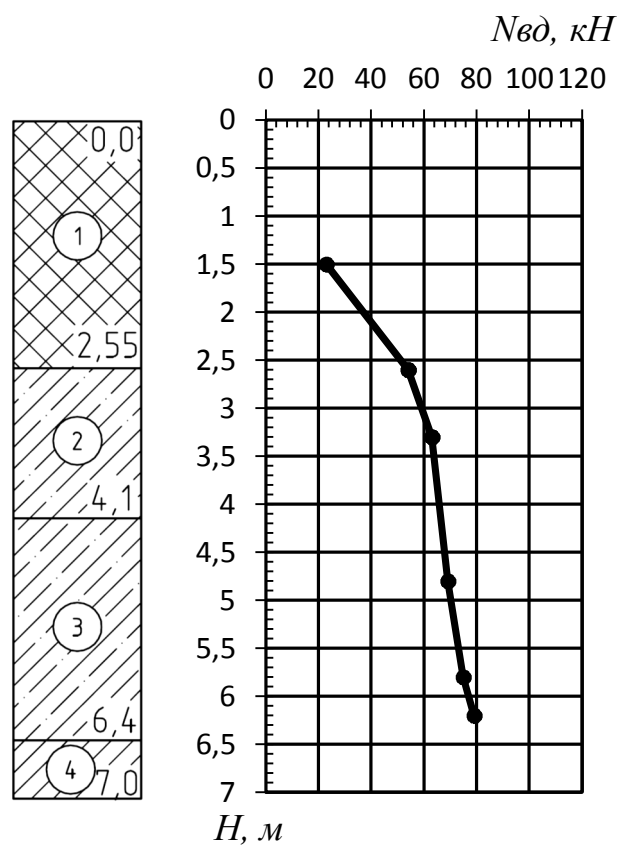


Рисунок 2.16 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-11 с глубиной по результатам экспериментальных исследований

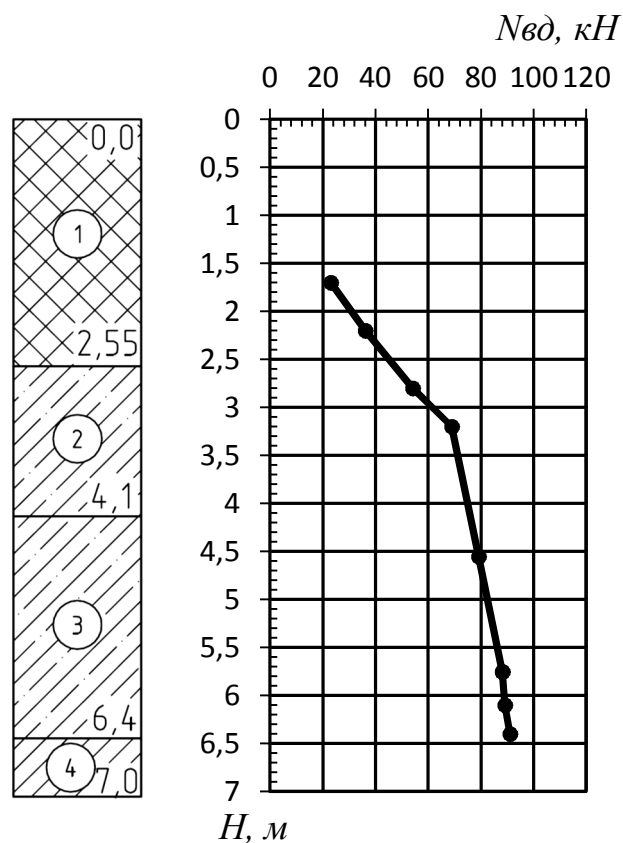


Рисунок 2.17 – График изменения усилия вдавливания иньектора С-12 с глубиной по результатам экспериментальных исследований



Рисунок 2.18 – Формирование воздушного зазора между инъекторной трубой и стенкой скважины при проведении испытаний на экспериментальной площадке



Рисунок 2.19 – Патрубок специальной конструкции для нагнетания бетонной смеси в скважину инъекционной сваи



Таблица 2.2 – Усилия вдавливания инъекторов С-1...С-12 по глубине, полученные при проведении экспериментальных исследований

Марка инъектора	Диаметр трубы/уширения нижнего конца, мм	Грунты под нижним концом инъектора	Глубина погружения инъектора, м	Экспериментальные значения усилия вдавливания инъектора $N_{вд}$ , кН
С-1...С-12	108/188	Насыпной грунт	1,7	34
			2,2	46
		Супесь пластичная	2,6	58
			3,1	68
			4,1	71
		Супесь текучая	4,8	80
			5,6	79
			6,1	84
		Суглинок текучий	6,7	91

Для контроля качества бетона ствола сваи из приготовленных замесов отбирались пробы бетонной смеси, с последующим приготовлением образцов 70x70x70 мм. Испытание бетонных кубиков на осевое сжатие проводилось разрушающим методом (на прессе) в соответствии с ГОСТ 10180-90.

По достижении проектного диаметра сваи, закачка бетонной смеси прекращалась. Контроль качества изготовления инъекционной сваи проводился путём строгого контроля давления в скважине и объёма закаченной бетонной смеси.

После устройства всех инъекционных свай в соответствии с требованиями нормативных документов [65, 67] было выполнено испытание двух из них (С-7, С-12) статической вдавливающей нагрузкой по методике ГОСТ 5686-94 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями».

Нагружение свай производилось гидравлическим домкратом ДГ-100, ступенями по 25 – 30 кН (2,5 – 3,0 тс). При этом, за условную стабилизацию деформаций принималась величина приращения осадки не более чем на 0,1 мм за последние два часа наблюдений. Значение давления определялось манометром МП4-УУ2 (класс точности 1,5). Вертикальные перемещения свай

замерялось двумя индикаторами часового типа ИЧ50, закреплёнными на неподвижной реперной системе. В итоге, несущая способность свай С-7 и С-12 составила 287 кН при осадке 17,0 мм и 14,9 мм, соответственно (рис. 2.20, 2.21).

Таблица 2.3 – Экспериментальные данные о давлении инъекции и конечном диаметре натуральных инъекционных свай С-1...С-12

Марка свай	Диаметр скважины / Длина свай, м	Расход инъекционного раствора $V_{ин.р-р}$ , м <sup>3</sup>	Диаметр свай $d_{св}$ , мм	Давление инъекции $p_{ин}$ , кПа
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
С-1	4,5	0,160	220	до 400
С-2	4,2	0,140	210	до 300
С-3	5,0	0,200	230	до 300
С-4	4,0	0,150	220	до 300
С-5	4,0	0,150	220	до 300
С-6	4,2	0,170	230	до 500
С-7	4,5	0,160	220	до 400
С-8	4,5	0,165	230	до 300
С-9	4,8	0,180	220	до 300
С-10	4,8	0,180	220	до 300
С-11	4,5	0,160	220	до 300
С-12	4,7	0,190	230	до 300

В целом, в ходе проведения экспериментальных исследований были получены следующие результаты:

- отработана технология устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах;
- экспериментально определено усилие вдавливания 12 инъекторов инъекционных свай С-1...С-12 при различной глубине их погружения – 1,7 м ... 6,7 м (80 точек);
- экспериментально определена несущая способность двух натуральных инъекционных свай С-7 и С-12;
- разработано конструктивное решение узла сопряжения инъекционной свай с ленточным ростверком (глава 4).

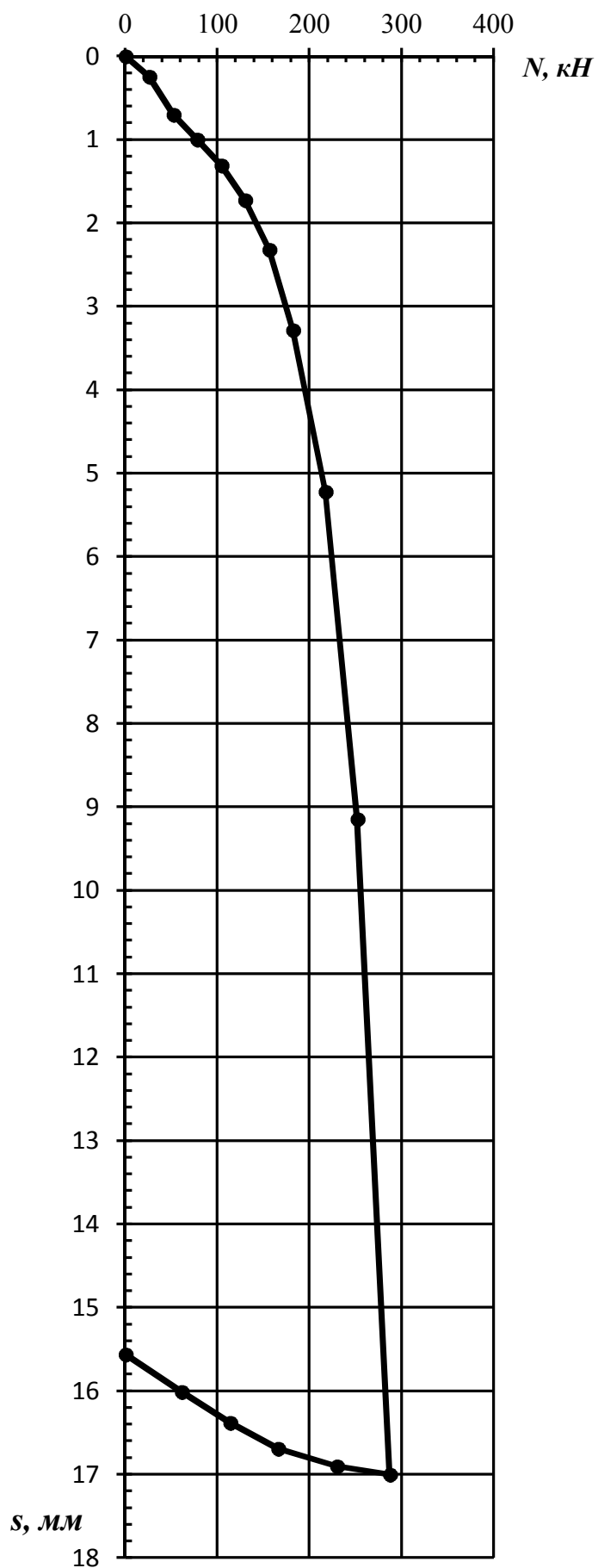


Рисунок 2.20 – Результаты определения несущей способности натурной инъекционной сваи С-7 статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ 5686-94

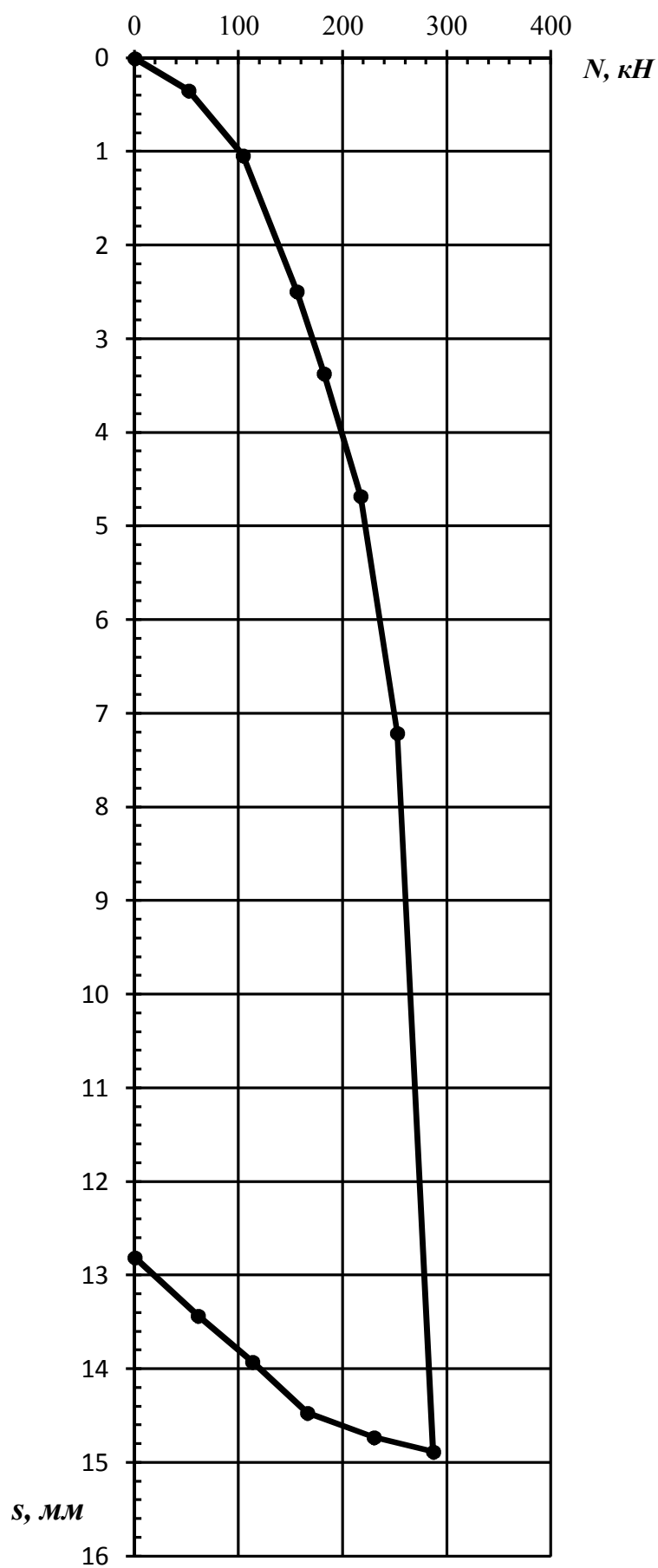


Рисунок 2.21 – Результаты определения несущей способности натурной инъекционной сваи С-12 статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ 5686-94

### 2.2.2 Теоретические исследования усилия вдавливания иньектора в слабый глинистый грунт, сопоставление их с результатами экспериментов, анализ и обобщение полученных данных

В результате анализа процессов, происходящих при погружении иньектора (см. параграф 2.1), вертикальную нагрузку (усилие вдавливания), необходимую для погружения иньектора на заданную глубину и формирования скважины иньекционной сваи требуемого диаметра, было решено определять аналогично максимальной вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания  $N_u$  сложенного дисперсными грунтами.

Считая, что вдавливаемый иньектор имеет плоскую круглую подошву радиусом  $r$ , искомая максимальная вертикальная составляющая силы предельного сопротивления грунта под острием иньектора  $N_u$  будет достигнута при нормативных значениях физико-механических характеристиках грунта и эксцентриситете приложения вертикальной нагрузки равными нулю, т.е.  $b'=b$ ,  $l'=l$ ; где  $b=l=b=l = \sqrt{(\pi)} \cdot r$  – приведённые размеры подошвы иньектора (рис. 2.22),  $r$  – радиус стального плоского диска в уровне низа иньектора [66]. Следовательно, преобразуя формулу (2.1), вертикальную составляющую силы предельного сопротивления грунта под нижним концом иньектора можно определить по формуле:

$$N_u = 3,14r^2 (0,75N_\gamma(\sqrt{\pi})r \gamma_I + 2,5N_q\gamma_I'd + 1,3N_c c_I) \quad (2.2)$$

где  $\gamma_I$  - удельный вес грунта ниже острия иньектора, кПа;  $r$  – радиус наконечника иньектора, м<sup>2</sup>;  $\gamma_I'$  - удельный вес грунта выше острия иньектора (пригрузка), кПа;  $d$  - глубина погружения иньектора;  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  - коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от угла внутреннего трения;  $c_I$  – удельное сцепление грунта, кПа.

Для оценки применимости данного подхода к определению усилия вдавливания было выполнено сопоставление значений силы предельного сопротивле-

ния основания с фактическими значениями усилия вдавливания инъекторов, полученными при проведении натурных испытаний. Результаты сопоставления приведены в табл. 2.4.

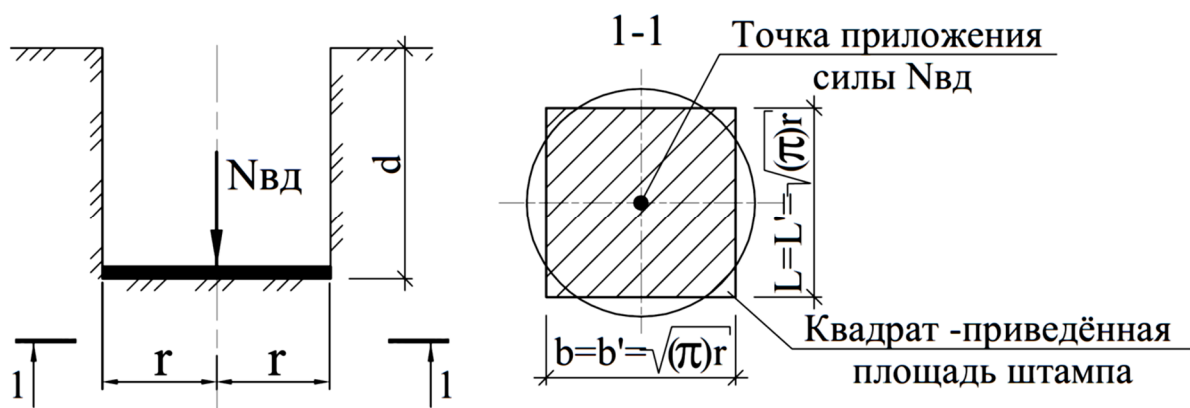


Рис. 2.22. Расчётная схема к определению усилия вдавливания  $N_{вд}$  инъектора

Таблица 2.4 – Исследования зависимости между усилием вдавливания инъекторов в слабые глинистые грунты и силой предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора при его статическом нагружении

Инъекторы	Глубина погружения инъектора, м	Экспериментальные значения усилия вдавливания $N_{вд}$ , кН	Сила предельного сопротивления грунта $N_u$ по ф. (2.2), кН	Расхождения между $N_{вд}$ и $N_u$ , % $100\% - \frac{N_u}{N_{вд}} 100\%$
1	2	3	4	5
С-1...С-12	1,7	34	-	-
	2,2	46	-	-
	2,55	58,0	73,37	-26,5
	3,1	68,0	85,82	-26,2
	4,1	71,0	87,60	-23,4
	4,8	80,0	101,27	-26,6
	5,6	79,0	116,91	-48,0
	6,1	84,0	126,68	-50,8
	6,7	91,0	134,40	-47,7

Примечания:  
1. Значение  $N_u$  для глубин 1,7 м и 2,2 м не определялось, т.к. эти точки относятся к насыпному грунту;  
2. Знак «минус» в столбце 5 означает, что значения  $N_{вд}$  меньше, чем  $N_u$



Сопоставление экспериментальных значений усилия вдавливания инъекторов  $N_{вд, эксп}$  в слабый глинистый грунт с расчётной силой предельного сопротивления грунта  $N_u$  под нижним концом инъектора при его статическом нагружении показало, что значения  $N_u$  превышают  $N_{вд, эксп}$  на 20...50%, при этом, с увеличением глубины погружения инъектора расхождение между  $N_{вд, эксп}$  и  $N_u$  возрастает (рис. 2.23). Это объясняется тем, что при погружении инъектора, слабые водонасыщенные глинистые грунты под его нижним концом находятся в нестабилизированном состоянии, связи между частицами грунта не успевают восстанавливаться и происходит освобождение иммобилизованной воды с разрушением структурного каркаса. Образовавшаяся свободная вода приводит к снижению прочности грунта за счёт увеличения диффузной гидратации частиц [75, 76].

Характер графиков на рис. 2.23 свидетельствует о наличии связи между усилием вдавливания инъектора и силой предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора при его статическом нагружении, а, следовательно, усилие вдавливания инъектора инъекционной сваи может быть выражено через силу предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора при его статическом нагружении.

По результатам обработки экспериментальных данных о вдавливании инъектора в слабые глинистые грунты была получена зависимость (рис. 2.24) между усилием вдавливания  $N_{вд}$ , и вертикальной составляющей силы предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора  $N_u$ , которую можно записать в следующем виде:

$$N_{вд} = 3,86(q_u)^{0,7976} \cdot A_{ин}, \quad (2.3)$$

где  $q_u = \frac{N_u}{A_{ин}}$  - предельное сопротивление грунта под нижним концом инъектора при его статическом нагружении, кПа;

$N_u = \pi r^2 [N_\gamma \xi_\gamma (\sqrt{\pi r}) \gamma + N_q \xi_q \gamma' d + N_c \xi_c c]$  – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления грунта под нижним концом инъектора при его статическом нагружении, определяемая по СП 22.13330.2011, кН;

$$A_{ин} = \pi r^2 - \text{площадь уширения нижнего конца инъектора, м}^2;$$

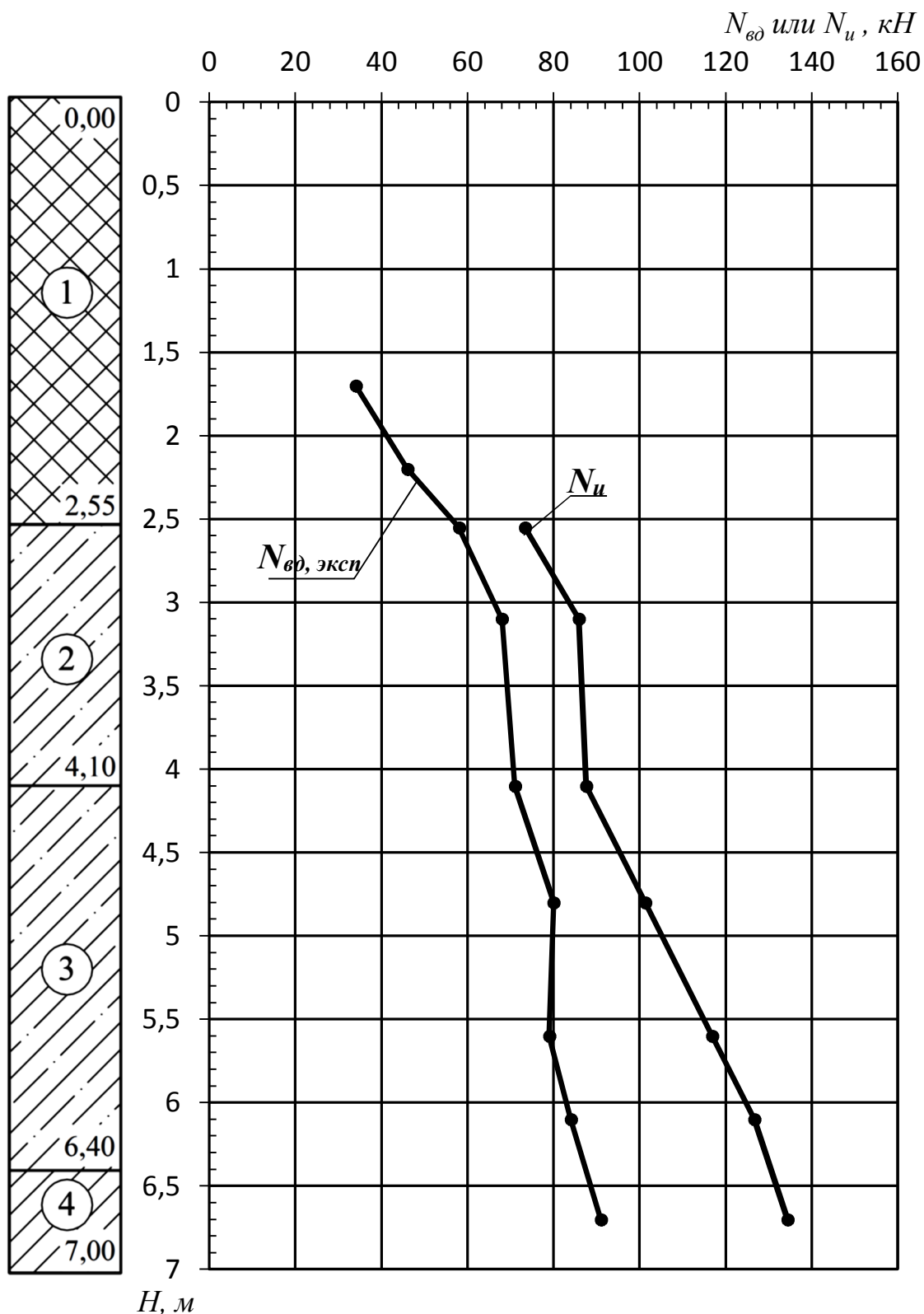


Рисунок 2.23 – Сопоставление экспериментальных значений усилия вдавливания иньектора  $N_{вд, эксп}$  (иньекторы С-1...С-12) с силой предельного сопротивления грунта под нижним концом иньектора  $N_u$  при его статическом нагружении: 1 – насыпной слой; 2 – супесь пластичной консистенции ( $e=0,6$ ;  $I_L=0,42$ ;  $S_R=0,8$ ;  $\varphi=28,7^\circ$ ;  $c=21,6$  кПа;  $E=6,9$  МПа) 3 – супесь текучей консистенции ( $e=0,68$ ;  $I_L=1,1$ ;  $S_R=0,95$ ;  $\varphi=27,3^\circ$ ;  $c=13,7$  кПа;  $E=5,6$  МПа); 4 – суглинок текучей консистенции ( $e=0,74$ ;  $I_L=1,15$ ;  $S_R=0,98$ ;  $\varphi=26^\circ$ ;  $c=13,7$  кПа;  $E=3,1$  МПа)

$\sqrt{\pi r}$  – размер стороны приведённой площади нижнего конца иньектора, м;  
 $N_Y, N_q, N_c$  – коэффициенты несущей способности грунта при вертикальной вдавливающей нагрузке по СП 22.13330.2011. В результате выполненных исследований было установлено, что расчётные данные усилия вдавливания  $N_{\text{вд}}$  иньекторов, полученные с использованием формулы (2.3) имеют хорошую сходимость с экспериментами. Отклонения расчётных данных от экспериментальных не превышают 12%. Таким образом, сравнение экспериментальных и теоретических данных позволяет обосновать возможность использования предложенного метода для определения усилия вдавливания иньекторов в глинистые грунты.

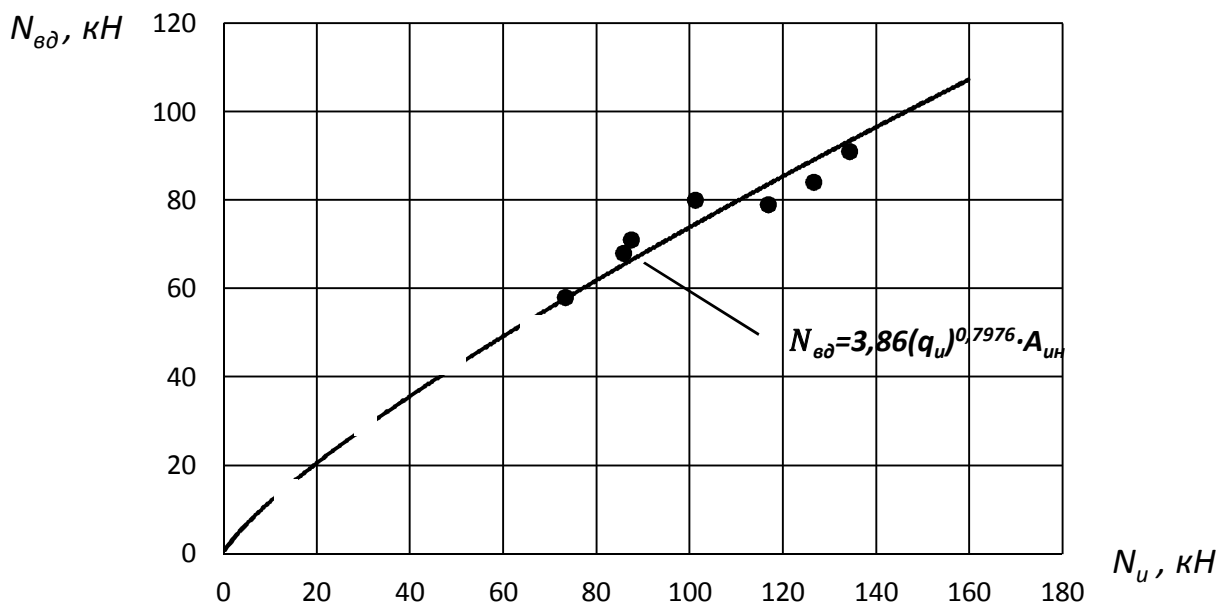


Рисунок 2.24 – Зависимость между изменением усилия вдавливания  $N_{\text{вд}}$  иньектора (С-1...С-12) и силой предельного сопротивления грунта  $N_u$  под нижним концом иньектора при его статическом нагружении

С использованием формулы (1) были выполнены расчёты усилий вдавливания иньектора  $N_{\text{вд}}$  в слабый глинистый грунт, которые сопоставлялись с экспериментальными данными автора (рис. 2.25). Кроме того, для проверки достоверности расчётов по формуле (1) были использованы результаты экспериментальных исследований вдавливания иньекторов других авторов, устроенных на строительных площадках [37, 38], сложенных глинистыми грунтами мягкопластичной – текучей консистенции с коэффициентом водонасыщения 0,8 и

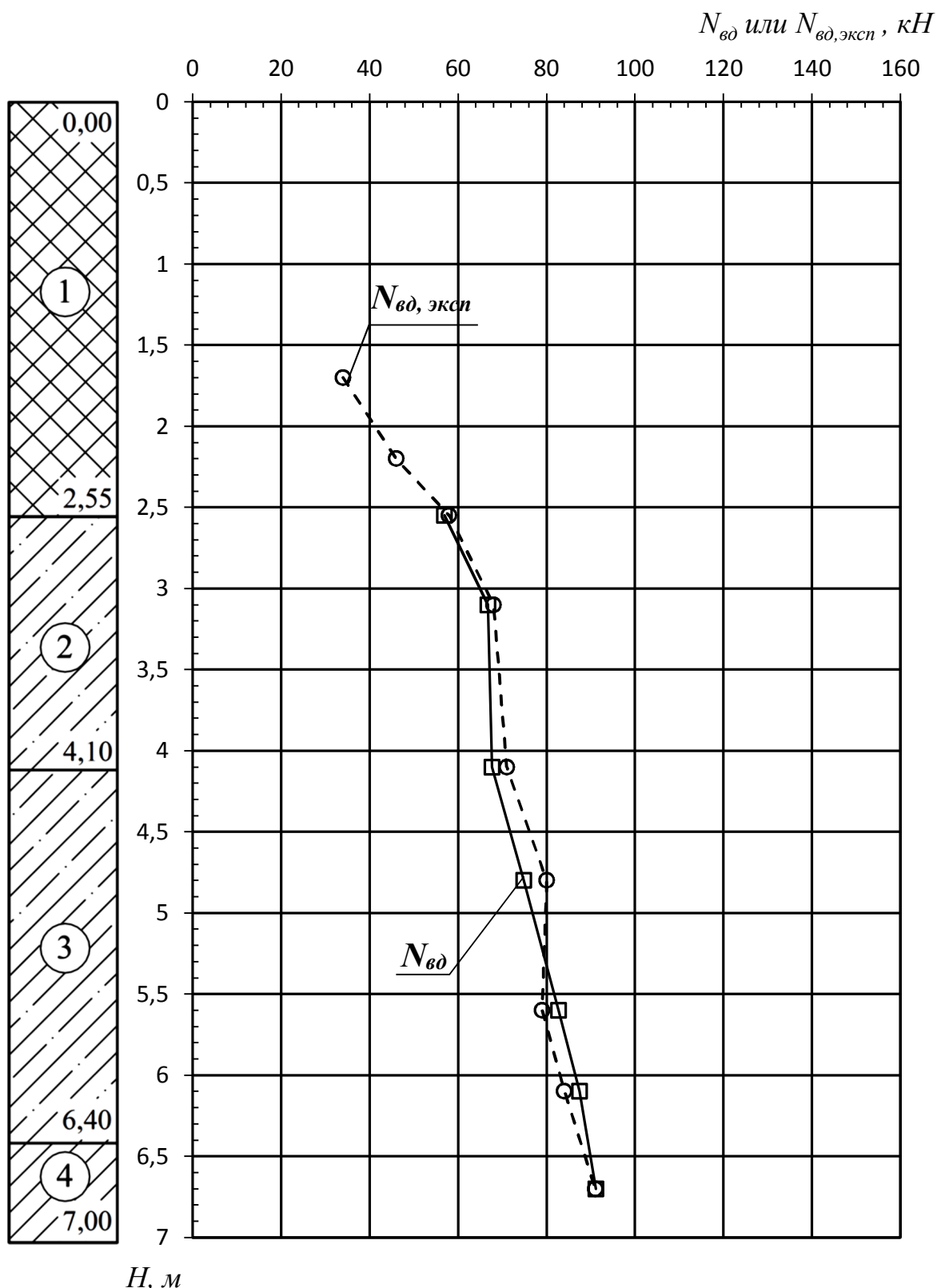


Рисунок 2.25 – Сопоставление экспериментальных  $N_{вд, эксп}$  и расчётных  $N_{вд}$  значений усилия вдавливания инжекторов С-1...С-12: 1 – насыпной слой; 2 – супесь пластичной консистенции ( $e=0,6$ ;  $I_L=0,42$ ;  $S_R=0,8$ ;  $\varphi=28,7^\circ$ ;  $c=21,6$  кПа;  $E=6,9$  МПа) 3 – супесь текучей консистенции ( $e=0,68$ ;  $I_L=1,1$ ;  $S_R=0,95$ ;  $\varphi=27,3^\circ$ ;  $c=13,7$  кПа;  $E=5,6$  МПа); 4 – суглинок текучей консистенции ( $e=0,74$ ;  $I_L=1,15$ ;  $S_R=0,98$ ;  $\varphi=26^\circ$ ;  $c=13,7$  кПа;  $E=3,1$  МПа)

более<sup>3</sup>. Результаты выполненных расчётов сведены в табл. 2.5 и в графическом виде приведены на рис. 2.26.

Таблица 2.5 – Сравнение результатов экспериментальных и теоретических усилий вдавливания инъекторов в слабые глинистые грунты

Инъекторы		Глубина погружения инъектора, м	Усилие вдавливания инъектора, кН							
			по эксперименту		по рекомендациям [52, 67]		по методу Шалгинова Р.В. [85]		по предложенному методу (ф.2.3)	
			кПа	%	кПа	%	кПа	%	кПа	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Экспериментальные данные автора	С-1...С-12	2,5	58,0	-	-	-	-	57	0,9	
		3,1	68,0	40	41,7	92	-35	65	4,2	
		4,1	71,0	51	28,3	93	-30	66	6,8	
		4,8	80,0	25	69,2	59	26	74	7,1	
		5,6	79,0	25	68,4	59	25	83	-5,5	
		6,1	84,0	25	70,1	59	29	89	-5,8	
		6,7	91,0	25	72,5	61	33	93	-2,4	
Экспериментальные данные А.А. Петухова [40], Р.В. Шалгинова [85]	ИТ-3	5	28,9	25	13,6	30	-2	30	-5,1	
	ИТ-6	3,5	5,5	6	-11,4	8	-45	6	-11,8	
	ИТ-8	4,1	21,4	22	-1,7	47	-117	19	11,4	
	СИ-1	7,2	51,0	26	50,4	62	-21	47	8,5	
	СИ-2		49,0	26	48,4	62	-26	47	4,8	
	СИ-3		50,0	26	49,4	62	-23	47	6,8	
	СИ-4		52,0	26	51,3	62	-19	47	10,3	
Примечания:										
1. В столбцах 5,7 и 9 приведено процентное расхождение расчётного и экспериментального усилия вдавливания инъектора.										
2. В столбцах 5, 7 и 9 знак «минус» означает, что экспериментальные значения усилия вдавливания меньше расчётных.										

<sup>3</sup> В работе использованы результаты исследований Петухова А.А. и Шалгинова Р.В., выполненных под общим научным руководством Полищука А.И. в 2003...2006 гг. (далее – архивные данные)

В результате выполненных исследований было установлено, что расчётные данные усилия вдавливания  $N_{вд}$  инъекторов, полученные с использованием формулы (2.3) имеют хорошую сходимость с экспериментами. Отклонения расчётных данных от экспериментальных не превышают 12%. Таким образом, сравнение экспериментальных и теоретических данных позволяет обосновать возможность использования предложенного метода для определения усилия вдавливания инъекторов в глинистые грунты.

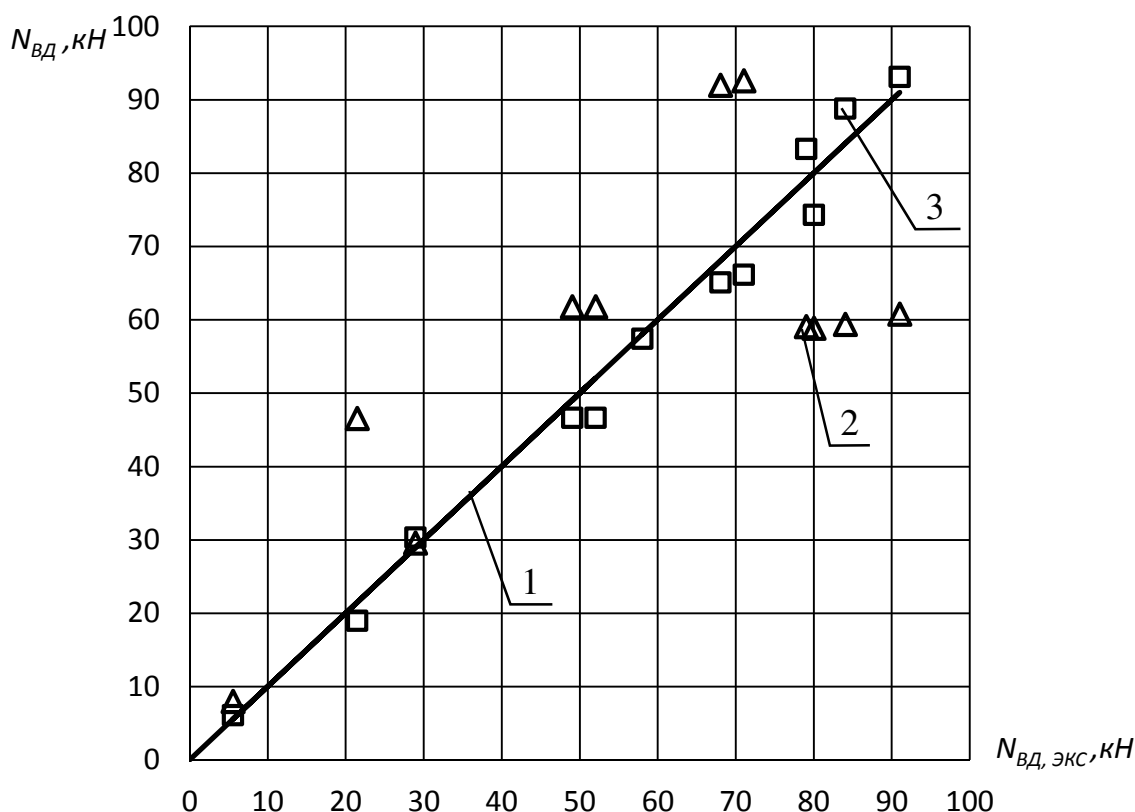


Рисунок 2.26 – Сравнение результатов расчёта усилия вдавливания ( $N_{вд}$ ) инъекторов с данными экспериментов ( $N_{вд, экс}$ ): 1 – линия абсолютной сходимости; 2 – расчёт  $N_{вд}$  по Шалгинову Р.В. (2010 г.); 3 – расчёт  $N_{вд}$  по формуле (2.3)

Для примера, на рис. 2.27 приведены результаты расчёта усилия вдавливания инъектора с диаметром наконечника 188 мм в слабые глинистые грунты до глубины 10 м с физико-механическими характеристиками, приведёнными в рекомендациях [55]. Расчёты показали, что усилия вдавливания инъектора в глины текучие ( $c=5$  кПа;  $\varphi=6$  град) не превышает 25 кН, в суглинки текучие ( $c=5$  кПа;  $\varphi=10$  град) – 31 кН, и в супеси текучие ( $c=0$  кПа;  $\varphi=14$  град) – 41 кН.

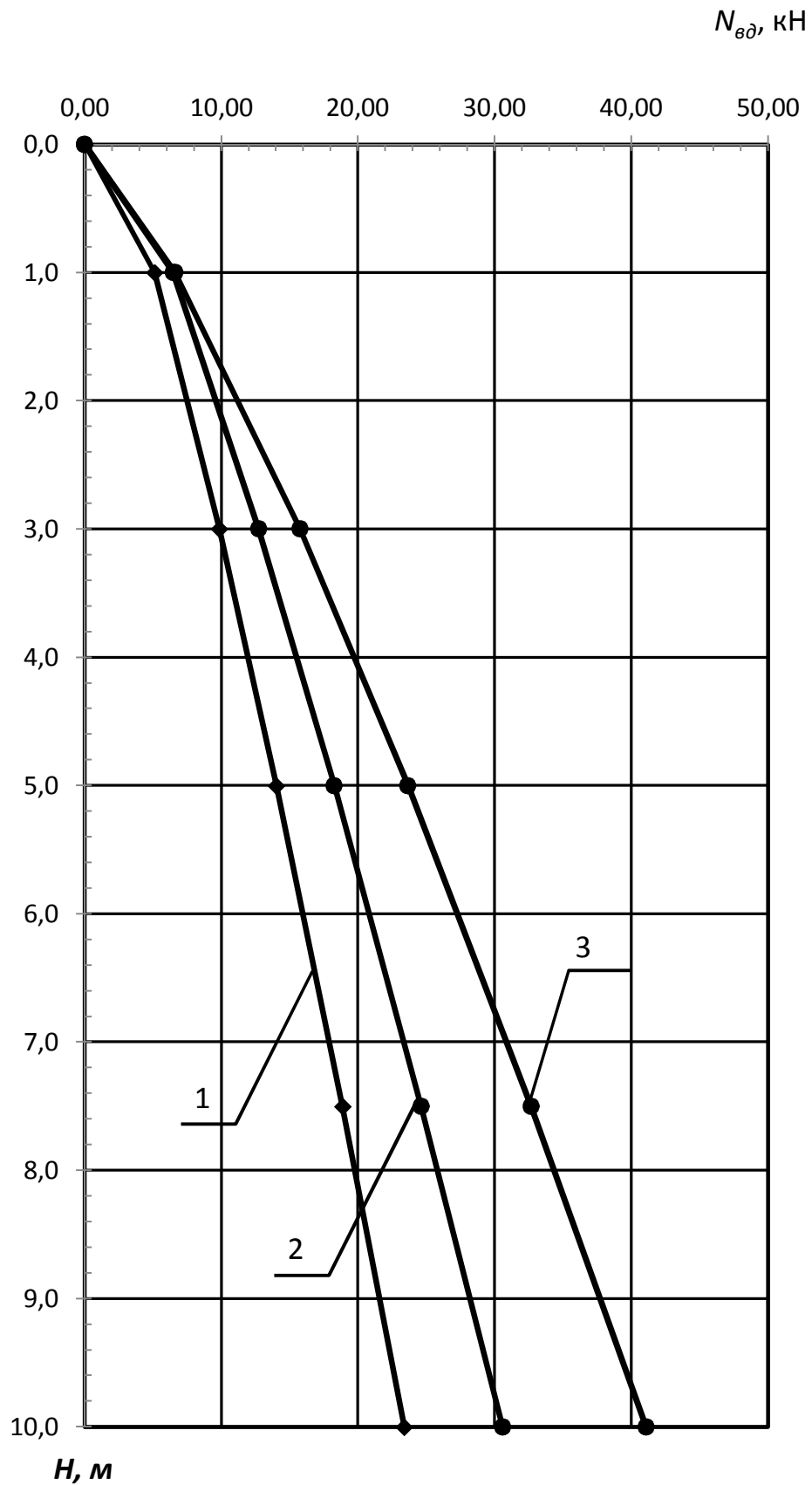


Рисунок 2.27 – Усилие вдавливания иньекторов в слабые глинистые грунты естественного сложения до глубины 10 м при следующих характеристиках грунта: 1 – глина текучая ( $c=5$  кПа;  $\varphi=6$  град); 2 – суглинок текучий ( $c=5$  кПа;  $\varphi=10$  град); 3 – супесь текучая ( $c=0$  кПа;  $\varphi=14$  град)

## Выводы по главе 2

- 1 Выполнены экспериментальные исследования устройства и работы инъекционных свай в слабых глинистых грунтах. Исследования включали устройство 12 натуральных инъекционных свай (С-1...С-12) длиной 4,0-5,0 м на площадке, сложенной глинистыми грунтами - супесями от пластичной до текучей консистенции и суглинками текучими. В ходе проведения экспериментальных исследований был отработан способ устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, получены данные об изменении усилия вдавливания инъектора по глубине в зависимости от физико-механических характеристик грунтов, а также выполнены испытания натуральных свай статической вдавливающей нагрузкой
- 2 Обоснован подход к определению усилия вдавливания инъектора инъекционных свай в слабые глинистые грунты с учётом его конструктивных особенностей и преследуемых целей.
- 3 Для слабых глинистых грунтов установлена зависимость между усилием вдавливания инъектора  $N_{вд}$  и вертикальной составляющей силы предельного сопротивления грунта  $N_u$  под нижним концом инъектора при его статическом нагружении. Полученные результаты позволили усовершенствовать метод расчёта усилия вдавливания инъектора инъекционных свай в слабые глинистые грунты, необходимого для погружения инъектора на заданную глубину и формирования скважины инъекционной сваи требуемого диаметра.
- 4 Выполнено сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований усилия вдавливания инъекторов в слабые глинистые грунты. Сопоставление показало, что расчётные данные имеют хорошую сходимость с результатами натуральных испытаний, расхождения не превышают 12 %.



### ГЛАВА 3. РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

#### 3.1 Оценка процесса формирования инъекционной сваи в слабых глинистых грунтах

Устройство инъекционных свай по способу, разработанному в ТГАСУ [40, 44], происходит в два этапа: на первом этапе устраивается скважина, путём погружения иньектора с уширением в уровне нижнего конца; на втором – выполняется заполнение скважины подвижной бетонной смесью с последующим её расширением под действием давления бетонной смеси. Подробно технология устройства свай была изложена в параграфе 1.2. Очевидно, что расширение скважины в различных глинистых грунтах проходить по-разному и существенно зависит от гранулометрического состава, влажности, плотности, степени водонасыщения, коэффициента фильтрации и других характеристик грунта.

В общем случае, задача о расширении скважины инъекционной сваи имеет следующую постановку. В грунте, посредством вдавливания иньектора специальной конструкции, формируется цилиндрическая скважина радиусом  $r_0$ . После погружения иньектора до проектной глубины, скважина полностью заполняется бетоном. Затем через патрубок подаётся дополнительный объём бетона, тем самым на стенки скважины передаётся давление равное  $p+p_0$ , превышающее на величину  $p$  природное давление  $p_0$  от собственного веса грунта. При этом, длина сваи  $l$  намного превышает радиус скважины  $r_0$  [12-14, 25, 80].

С ростом давления на стенку скважины напряжённо – деформированное состояние грунта изменяется и проходит три стадии (по Дидуку Б.И. 1987-1990 гг.): стадию линейных деформаций ( $p < p_{nl}$ )<sup>1</sup>, упругопластическую стадию ( $p_{nl} \leq$

---

<sup>1</sup>  $p_{nl}$  - напряжение, при котором в грунте возникает предельное напряжённое состояние (определение Дидука Б.И.)

$p \geq p_{пред}$ ) и стадию запредельных напряжений ( $p \geq p_{пред}$ )<sup>2</sup>. Под действием давления на стенку скважины происходит её расширение в радиальном направлении, а в околосвайном грунте возникают как объёмные, так и сдвиговые деформации. При этом, для различных глинистых грунтов процесс деформирования будет происходить неодинаково. Более подробно вопросы осесимметричного расширения скважины и деформаций слабых водонасыщенных глинистых грунтов рассмотрены в главе 1 настоящей диссертации.

Итак, при радиальном расширении скважины инъекционной сваи под давлением нагнетаемой бетонной смеси в околосвайном грунте происходит изменение его физико-механических характеристик, таких как плотность, угол внутреннего трения, удельное сцепление, коэффициент Пуассона и др., степень изменения которых зависит от скорости и длительности процесса расширения скважины, давления подачи бетонной смеси, фильтрационных характеристик грунта и других. При давлении на стенку скважины не превышающем предельного ( $0 < p < p_{пл}$ ), преобладают объёмные деформации с отжатием поровой воды и уплотнением околосвайного грунта. Однако, скорость, как расширения скважины, так и уплотнения грунта крайне мала для подавляющего большинства глинистых грунтов. С ростом нагрузки вокруг сваи ( $p_{пл} \leq p < p_{пред}$ ) образуются области пластических (сдвиговых) деформаций и процесс уплотнения грунта сменяется процессом формоизменения, скорость деформирования грунта существенно возрастает, а расширение скважины происходит быстрее. Дальнейший рост давления на стенку скважины ( $p \geq p_{пред}$ ) приводит к образованию в массиве грунта запредельного состояния течения грунта.

В свою очередь, изменение физико-механических характеристики грунта под нижним концом инъекционных свай, прежде всего, происходит при вдавливании инъектора и мало зависит от процесса расширения скважины в радиальном направлении. Следовательно, для совершенствования метода расчёта несущей способности инъекционной сваи  $F_d$  необходимо отдельно оценить влияние

процесса устройства таких свай на работу слабого глинистого грунта под их нижним концом и на боковой поверхности.

## **3.2 Совершенствование методов расчёта несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах**

### **3.2.1 Численное моделирование работы инъекционных свай в программном комплексе «Plaxis-3D»**

По условиям работы в грунте рассматриваемые инъекционные сваи являются висячими (сваями трения), следовательно, их несущая способность может быть условно разделена на несущую способность грунта под нижним концом сваи и по боковой поверхности:

$$F_d = F_{нк} + F_{бок}, \quad (3.1)$$

где  $F_{нк}$  - сопротивление грунта (несущая способность грунта) под нижним концом сваи;  $F_{бок}$  - сопротивление грунта (несущая способность грунта) по боковой поверхности сваи.

Определение слагаемых, входящих в формулу (3.1), путём проведения натуральных экспериментов, связано с большими трудностями (например, изготовление и устройство тензометрических свай, либо проведению других экспериментов). Поэтому, для отдельного определения несущей способности инъекционных свай было выполнено численное моделирование их работы в программном комплексе «Plaxis-3D».

Для решения поставленной задачи инъекционная свая моделировалась составной, в виде жёсткой полый трубы (pile – circular tube) с наконечником на её нижнем конце в виде плоского жёсткого штампа (Floor). Применение такой модели сваи позволило отдельно оценивать нагружение её нижнего конца и боко-

вой поверхности. Для моделирования грунтовых условий применялась упруго-пластическая модель Мора-Кулона, предусматривающая введение следующих характеристик:  $E$  и  $\nu$  – соответственно, модуль общей деформации (модуль Юнга) и коэффициент Пуассона (коэффициент поперечной деформации грунта);  $c$  и  $\varphi$  – соответственно, удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта;  $\psi$  – угол дилатансии. Геометрические размеры свай и инженерно-геологические условия площадок соответствовали данным экспериментальных исследований<sup>1</sup> [37...39]. Размеры модели грунта принимались такими, при которых дальнейшее её увеличение не приводило к изменению зависимостей осадок инъекционных свай от нагрузок более чем на 0,5 мм.

На первом этапе, было смоделировано совместное нагружение грунта под нижним концом и по боковой поверхности инъекционных свай. Характеристики грунтов на боковой поверхности сваи в «Plaxis- 3D» условно принимались равными природным значениям. Это связано с ограничениями программного комплекса «Plaxis- 3D» по моделированию процесса расширения скважины инъекционной сваи (формирования бетонного ствола) давлением, превышающим значения предельной прочности грунтов.

По результатам моделирования натуральных инъекционных свай на совместное нагружение их нижнего конца и боковой поверхности (рис. 3.1) были построены графики осадок свай  $s$  в зависимости от прикладываемой нагрузки  $s=f(N)$  (рис. 3.2). За критерий несущей способности грунта принималась нагрузка, при которой осадка сваи достигала тех же значений, что и при проведении натуральных испытаний. Данный подход к выбору критерия несущей способности используется не только автором работы, но и другими специалистами (Ю.М. Шеменков и А.О. Глазычев, 2012 г. и др.). Сопоставлении графиков  $s=f(N)$  при совместном

---

<sup>1</sup> При выполнении численного моделирования были использованы результаты собственных экспериментальных исследований автора, а также экспериментальные данные о несущей способности инъекционных свай, полученные Петуховым А.А. [40] и Шалгиновым Р.В. [85] под общим научным руководством А.И. Полищука в 2003...2006 гг. (далее – архивные данные)

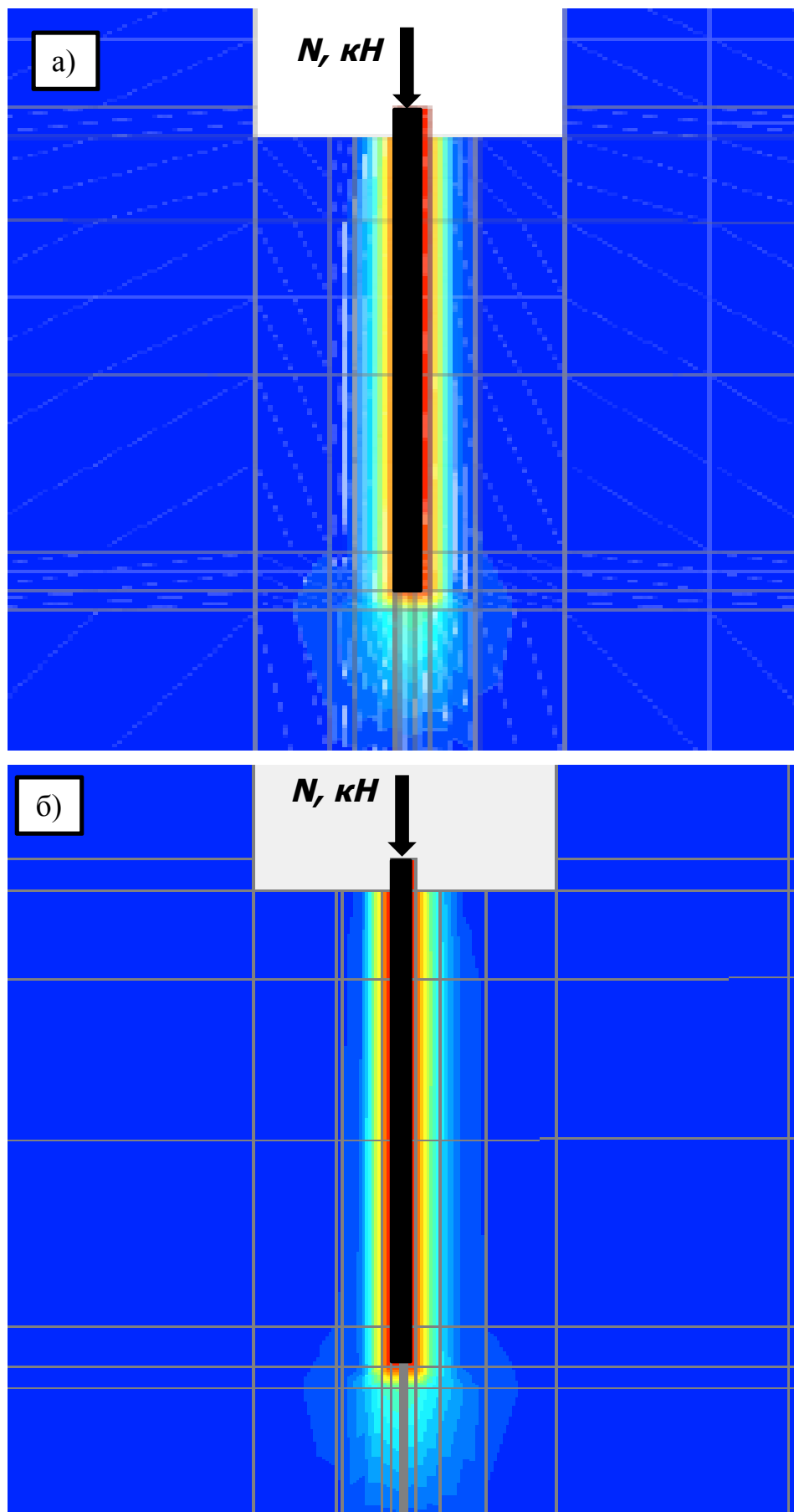


Рисунок 3.1 – Результаты численного моделирования природных инъекционных свай: а) свая С-7; б) свая С-12

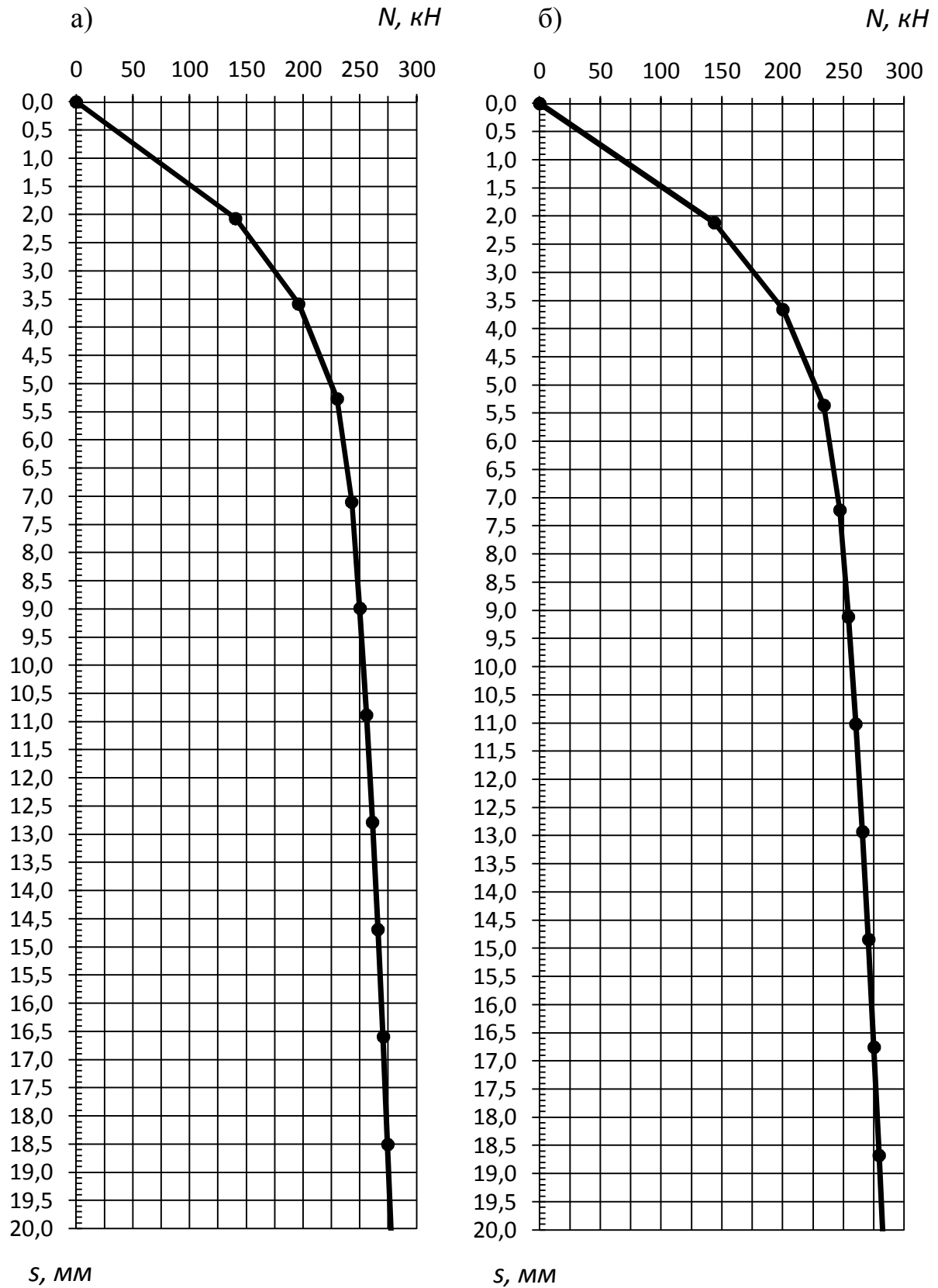


Рисунок 3.2 – Зависимости  $s = f(N)$  полученный в «Plaxis- 3D» для инъекционных свай С-7, С-12 при совместном нагружении нижнего конца и боковой поверхности: а) натурная инъекционная свая С-7; б) натурная инъекционная свая С-12

нагружении грунта под нижним концом и на боковой поверхности, полученных при проведении натурных испытаний и при численном моделировании, показало, что они имеют хорошую сходимость (рис. 3.3). При этом, несущая способность инъекционных свай по результатам натурных экспериментов оказалось больше на 5...15%, чем по данным численного моделирования. Это связано тем, что при моделировании не учитывалось изменение физико-механических характеристик слабого глинистого грунта вокруг инъекционной сваи на этапе расширения скважины бетонной смесью.

Далее, было выполнено моделирование раздельного нагружения инъекционных свай. К нижнему основанию сваи (Floor) прикладывалась вертикальная нагрузка и строился график «осадка – нагрузка»  $s=N(f)$ . Результаты моделирования работы грунта только под нижним концом инъекционной сваи приведены на рис. 3.4. По полученным данным были построены графики зависимости осадки от нагрузки, прикладываемой к нижнему концу сваи (рис. 3.5). Критерий несущей способности принимался аналогично совместному нагружению.

При сравнении результатов моделирования совместного и раздельного (нижнего конца) нагружения инъекционных свай было установлено, что при достижении осадки 5...7 мм графики  $s=f(N)$ , полученные в «Plaxis- 3D», становятся практически параллельными (рис. 3.6). Это соответствует представлениям о сдвиговой осадке и работе сваи в глинистом грунте, предложенным Б.И. Далматовым и Ф.К. Лапшиным (1966 г.) [10]. Таким образом, анализ результатов численного моделирования и их сопоставление с натурными экспериментами свидетельствует о возможности применения предложенного подхода к раздельному моделированию работы грунта под нижним концом и на боковой поверхности инъекционных свай.

Результаты моделирования работы нижнего конца натурных инъекционных свай, выполненного в программном комплексе «Plaxis-3D», приведены в табл. 3.1.

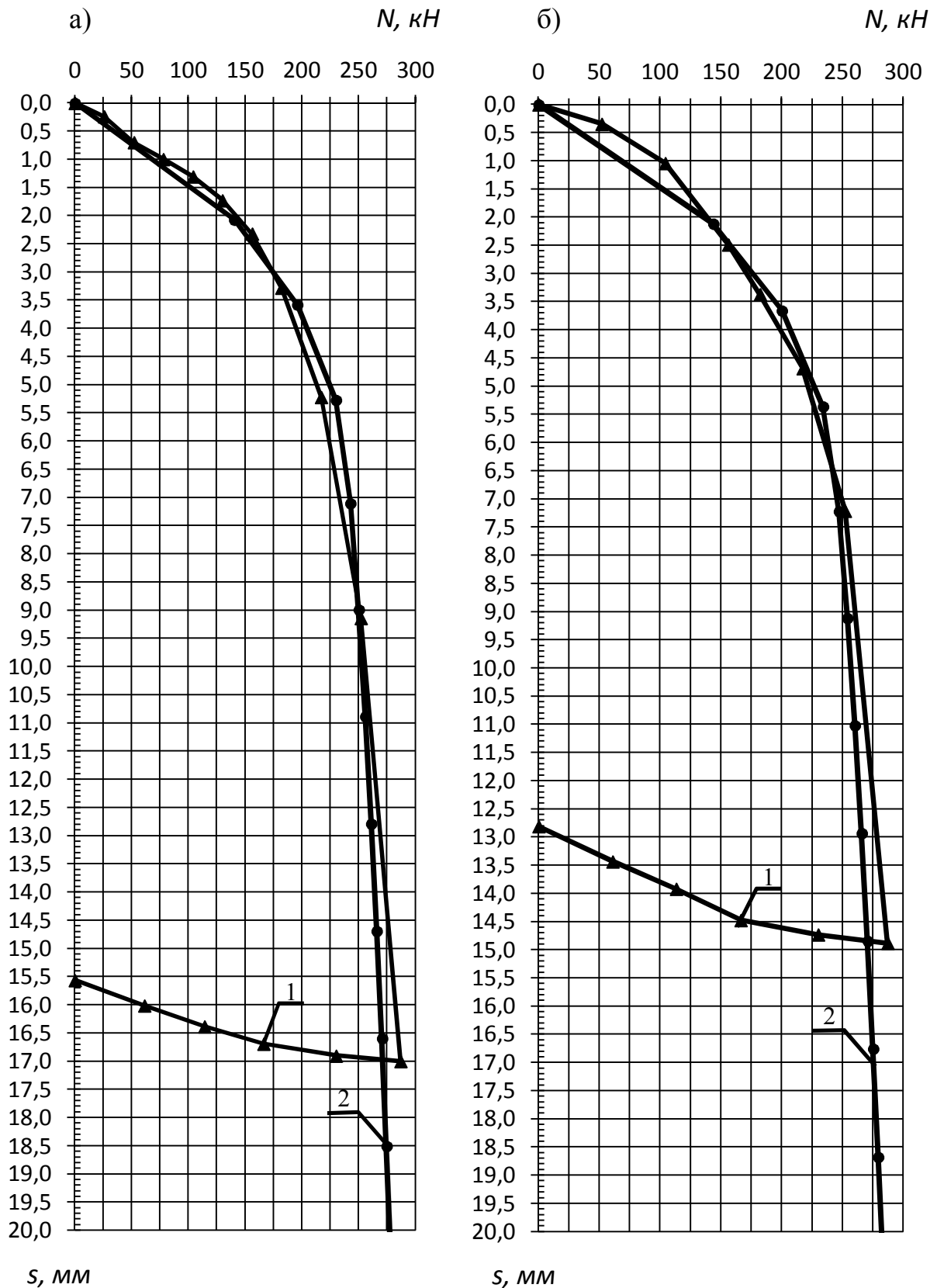


Рисунок 3.3 – Сопоставление результатов натуральных испытаний инъекционных свай с результатами численного моделирования в «Plaxis- 3D» а) натурная инъекционная свая С-7; б) натурная инъекционная свая С-12; 1 – экспериментальные данные; 2 – численное моделирование



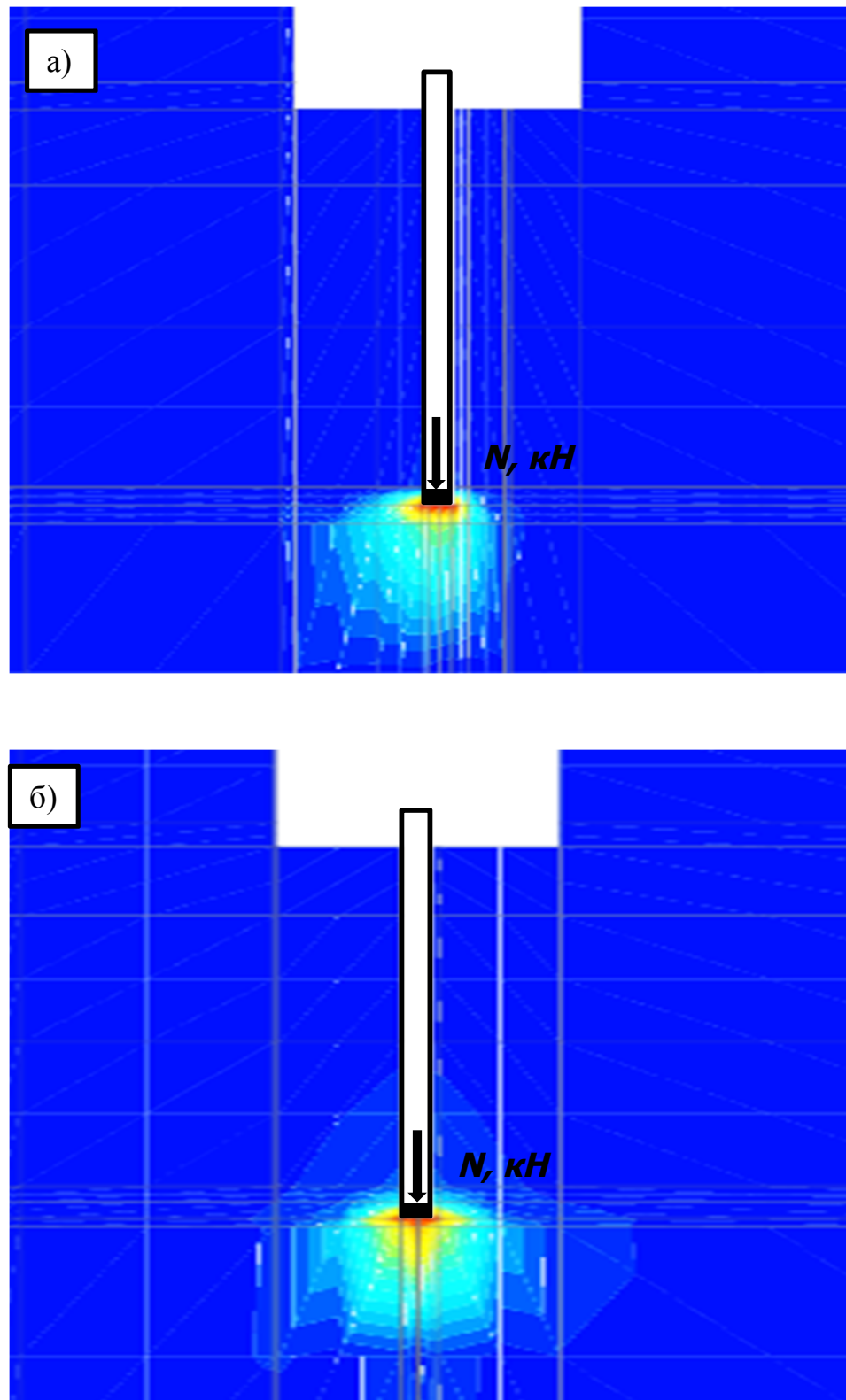


Рисунок 3.4 – Результаты численного моделирования работы грунта под нижним концом натуральных инъекционных свай: а) – натурная инъекционная свая С-7; б) – натурная инъекционная свая С-12

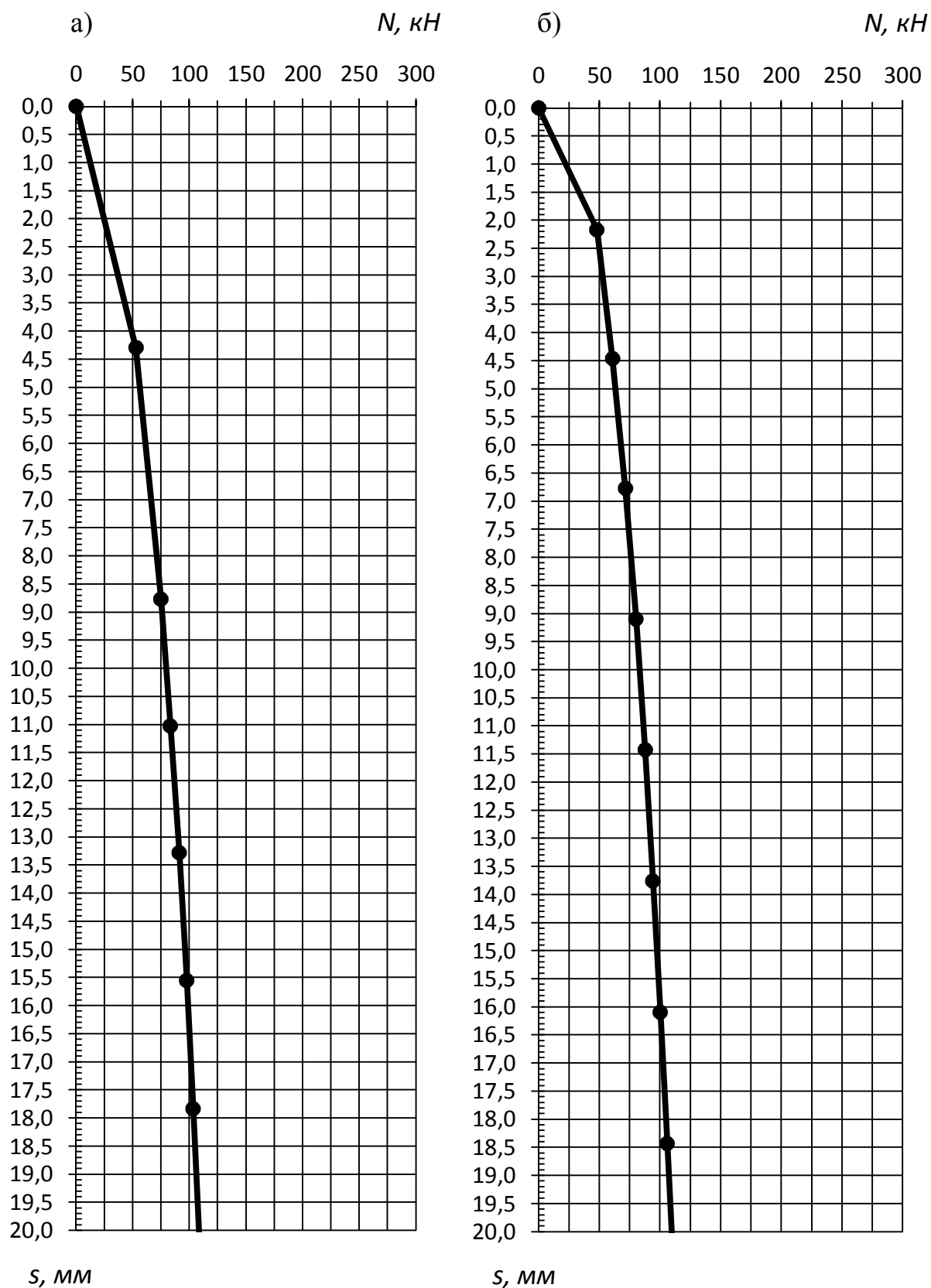


Рисунок 3.5 – Зависимости  $s = f(N)$  полученный в «Plaxis- 3D» для инъекционных свай С-7, С-12 при нагружении только нижнего конца: а) натурная инъекционная свая С-7; б) натурная инъекционная свая С-12

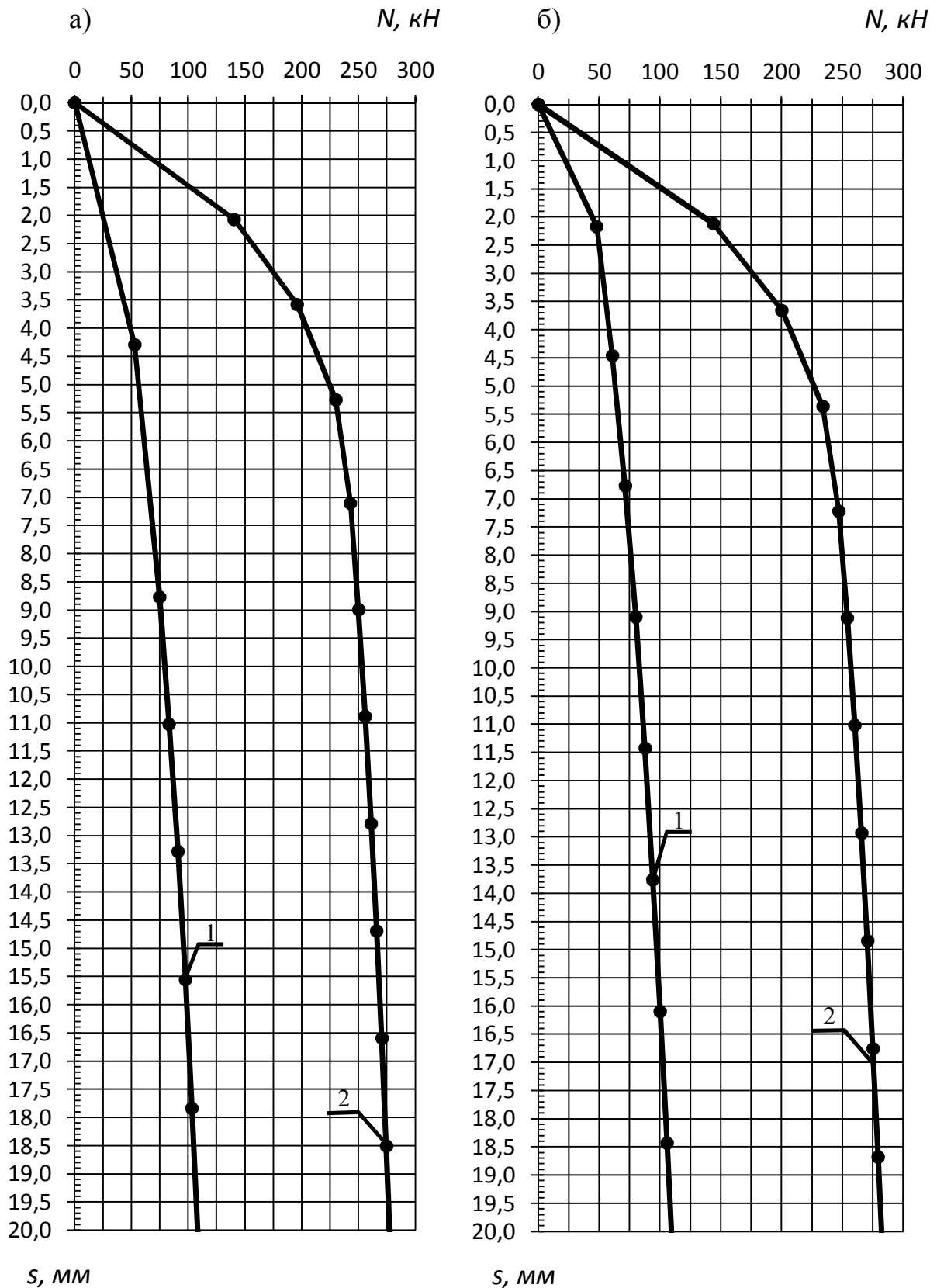


Рисунок 3.6 – Сопоставление результатов численного моделирования совместного и отдельного (нижнего конца) нагружения инъекционных свай в «Plaxis- 3D» а) натурная инъекционная свая С-7; б) натурная инъекционная свая С-12; 1 – отдельное нагружение; 2 – совместное нагружение

Таблица 3.1 – Результаты моделирования несущей способности грунта под нижним концом инъекционных свай в программном комплексе «Plaxis- 3D»

Марка инъекционной сваи	Диаметр сваи	Грунты под нижним концом сваи	Несущая способность сваи под нижним концом по результатам численного моделирования ( $F_{нк}$ ), кН
1	2	3	4
С-7	0,22	Супесь текучая	98,1
С-12	0,23		100,1
Си1	0,24	Супесь текучая	81,0
Си3	0,25		87,5
Си4	0,26		95,0
Ис8	0,27	Суглинок текучий	55,0
Ис9	0,30		67,0
Ис10	0,30		67,0
Ис11	0,33		91

Примечание – Натурные сваи С-7, С-12 устраивались автором работы при проведении экспериментальных исследований, натурные сваи Си1, С3, Си4, Ис8-Ис11 – Петуховым А.А. [40] и Шалгиновым Р.В. [85] в 2003-2006 гг.

В свою очередь, несущую способность сваи по боковой поверхности можно определить, используя следующий известный подход [65, 85]:

$$F_{бок} = f \cdot h \cdot u \quad (3.2)$$

где  $f = (\sigma_z \cdot \xi + p_{обж}) \cdot \operatorname{tg} \varphi_y + c_y$  - сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;

$u$  - периметр сваи, м;

$h$  - толщина слоя грунта соприкасающегося с боковой поверхностью, м;

$\sigma_z$  - напряжения от собственного веса грунта;

$p_{обж}$  – дополнительное обжатие сваи грунтом после расширения скважины давлением бетонной смеси;

$\cdot tg\varphi_y$  - коэффициент внутреннего трения уплотнённого грунта околосвайного пространства;

$c_y$ - удельное сцепление уплотнённого грунта околосвайного пространства;

$\xi_y$  – коэффициент бокового давления грунта, после расширения скважины давлением бетонной смеси.

Для определения сопротивления грунта на боковой поверхности по формуле (3.2) необходимо знать характеристики околосвайного грунта после расширения скважины давлением бетонной смеси, что требует проведения специальных исследований, которые обычно не входят в стандартный комплекс инженерно-геологических изысканий (коэффициенты фильтрации, Пуассона, бокового давления, свойства анизотропии грунта и др.). Кроме того, процесс определения сопротивления грунта на боковой поверхности  $f$  инъекционной сваи усложняет наличие волнообразной (неровной) поверхности её ствола и перемешивание грунта в непосредственной близости от сваи с «цементным молоком». Поэтому, было решено сопротивление грунта на боковой поверхности  $f$  определять с использованием характеристик грунта природного сложения, а увеличение несущей способности инъекционной сваи на боковой поверхности  $F_{бок}$  учитывать коэффициентом условия работы грунта  $\gamma_{cf}$ .

Тогда, коэффициент условий работы  $\gamma_{cf}$  грунта на боковой поверхности инъекционной сваи можно записать в виде:

$$\gamma_{cf} = \frac{F_{бок,pl}}{F_{бок}} \quad (3.3)$$

где  $F_{бок,pl}$  – несущая способность сваи по боковой поверхности, определённая как разность между общей несущей способностью сваи по грунту  $F_d$ , полученной экспериментально, и несущей способностью под нижним концом сваи  $F_{нк}$ , полученной численно;

$F_{бок}$  – сопротивление грунта на боковой поверхности инъекционной сваи, полученное при его природных характеристиках.

Соппротивление грунта на боковой поверхности инъекционной сваи, полученное при его природных характеристиках можно определить по формуле:

$$F_{\text{бок}} = u \sum [(\sigma_{zi} \xi_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i) h_i] \quad (3.4)$$

где  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$u$  – наружный периметр сваи;

$\sigma_{zi}$  - напряжения от собственного веса грунта, расположенного выше  $i$ -го слоя;

$\operatorname{tg} \varphi_i$  - коэффициент внутреннего трения  $i$ -го слоя грунта;

$\xi_i$  – коэффициент бокового давления  $i$ -го слоя грунта;

$c_i$  - удельное сцепление  $i$ -го слоя грунта.

В таблице 3.2. приведены результаты сопоставления несущей способности грунта на боковой поверхности инъекционных свай, полученных по формуле (3.4), а также с использованием экспериментальных данных и численного моделирования.

Анализ результатов, полученных по формуле (3.3), показал, что значения коэффициента  $\gamma_{cf}$ , колеблются от 1,04 до 1,5 (табл. 3.2). Это свидетельствует об улучшении условий работы грунта на боковой поверхности инъекционной сваи, обусловленное образованием цементно-грунтовой рубашки на границе «свая-грунт» при радиальном расширении скважины бетонной смесью и формированием неровной поверхности ствола сваи, а также процессами фильтрации. По результатам обработки данных табл. 3.2 установлено, что осреднённые значения коэффициента условий работы грунта на боковой поверхности инъекционных свай  $\gamma_{cf}$  могут быть приняты 1,25 – для супесей пластичных – текучих и 1,05 – для суглинков текучепластичных при данных значениях коэффициента  $\gamma_{cf}$ , достигается наибольшая сходимость экспериментальных и расчётных данных, при наименьшем среднеарифметическом и среднеквадратичном отклонении. При этом, в супесях улучшение работы грунта на боковой поверхности проявляется лучше ( $\gamma_{cf}=1,25$ ), чем в суглинках ( $\gamma_{cf}=1,05$ ), что можно объяснить более высокими фильтрационными характеристиками.

Таблица 3.2 – Сопоставления несущей способности грунта на боковой поверхности инъекционных свай, полученных по формуле (3.4), а также с использованием экспериментальных данных и численного моделирования

Марка свай	Несущая способность грунта на боковой поверхности инъекционной сваи, кН		Коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности $\gamma_{cf} = \frac{F_{бок}}{F_{бок}^S}$
	при расчёте по формуле (3.4)	по экспериментальным данным и численному моделированию, $F_{бок} = F_{d,э} - F_{нк}^{pl}$	
С-7	123,8	188,9	1,5
С-12	133,4	186,9	1,40
Си-1	99,7	119,0	1,19
Си-3	103,4	112,5	1,09
Си-4	107,1	135,0	1,26
Ис8	61,2	65,0	1,06
Ис9	68,02	70,5	1,04
Ис10	68,02	70,5	1,04
Ис11	77,1	96,5	1,25

### 3.2.2 Расчёт несущей способности инъекционных свай с использованием данных о сопротивлении грунта вдавливанию инъектора

Многочисленные исследования, проводимые в нашей стране и за рубежом, показали, что процессы, проходящие под острием свай различного поперечного сечения, являются идентичными и мало зависят от их размера. Следовательно, расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи  $R_{нк}$  должно иметь связь с сопротивлением грунта вдавливанию инъектора, аналогично с сопротивлением внедрению зонда. Тогда, используя подход к определению несущей способности инъекционных свай по данным статического зондирования грунтов, расчётное сопротивление слабого глинистого грунта под нижним концом инъекционной сваи

$R_{нк}$  может быть записана через сопротивление грунта вдавливаю иньектора  $q_{вд}$  путем введения переходного коэффициента  $\gamma_{сR}$  :

$$F_{нк} = R_{нк}A = \gamma_{сR}q_{вд}A, \quad (3.5)$$

где  $R_{нк}$  – расчётное сопротивление грунта под нижним концом иньекционной сваи, кПа;

$q_{вд} = \frac{N_{вд}}{A_{ин}}$  – сопротивление грунта под нижним концом иньектора при его вдавлении, кПа;

$N_{вд} = 3,86(q_u)^{0,7976} \cdot A_{ин}$  – усилие вдавливания иньектора;

$q_u = \frac{N_u}{A_{ин}}$  – предельное сопротивление грунта под нижним концом иньектора при его статическом нагружении, кПа;

$N_u = \pi r^2 [N_\gamma \xi_\gamma (\sqrt{\pi} r) \gamma + N_q \xi_q \gamma' d + N_c \xi_c c]$  – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления грунта под нижним концом иньектора при его статическом нагружении, определяемая по СП 22.13330.2011, кН;

$A_{ин} = \pi r^2$  – площадь уширения нижнего конца иньектора, м<sup>2</sup>;

$\sqrt{\pi} r$  – размер стороны приведённой площади нижнего конца иньектора, м;

$N_\gamma, N_q, N_c$  – коэффициенты несущей способности грунта при вертикальной вдавливающей нагрузке по СП 22.13330.2011.

$A$  – площадь поперечного сечения иньекционной сваи, м<sup>2</sup>;

$\gamma_{сR}$  – переходной коэффициент от сопротивления грунта вдавливаю иньектора к сопротивлению грунта под нижним концом иньекционной сваи.

Следует отметить, по мнению ряда учёных [72], на величину коэффициента  $\gamma_{сR}$ , в большей степени, оказывает влияние не диаметр зонда, а его конструктивное решение.

Переходной коэффициент  $\gamma_{сR}$  между сопротивлением грунта вдавливаю иньектора  $q_{вд}$  и расчётным сопротивлением грунта под нижним концом иньекционной сваи  $R_{нк}$  можно определить используя экспериментальные данные усилия вдавливания  $q_{вд,э}$  и результаты численного моделирования сопротивления грунта под нижним концом иньекционной сваи  $R_{нк}^{pl}$ .



Тогда, коэффициент  $\gamma_{cR}$  будет равен:

$$\gamma_{cR} = \frac{R_{HK}^{pl}}{q_{вд,э}} \quad (3.6)$$

где  $R_{HK}^{pl}$  – сопротивление грунта под нижним концом инъекционной сваи, полученное с использованием численного моделирования в «Plaxis-3D»;

$q_{вд,э}$  – сопротивление грунта под нижним концом инъектора при его погружении, полученное по результатам натурного эксперимента;

Сопоставление экспериментальных данных сопротивления грунта вдавливанию инъектора и результатов численного моделирования приведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3 – Результаты исследований переходного коэффициента  $\gamma_{cR}$  между сопротивлением грунта вдавливанию инъектора  $q_{вд}$  и расчётным сопротивлением грунта под нижним концом инъекционной сваи  $R_{HK}$

Марка сваи	Сопротивление грунта под нижним концом сваи $R_{HK}^{pl}$ , («Plaxis-3D») кПа	Экспериментальные данные сопротивления погружению инъектора, $q_{вд,э}$ кПа	Отношение сопротивления грунта под нижним концом сваи $R_{HK}^{pl}$ к сопротивлению погружению инъектора $q_{вд,э}$ %
1	2	3	4
С-7	2467,3	3170,2	0,78
С-12	2409,4	3278,3	0,73
Си1	1790,5	1801,3	0,99
Си3	1782,6	1765,2	1,01
Си4	1789,4	1837,3	0,97
Ис8	960,6	910,0	1,06
Ис9	947,9	895,4	1,06
Ис10	947,9	880,1	1,08
Ис11	1064,0	995,3	1,07

Анализ изменения коэффициента  $\gamma_{cR}$  в зависимости от сопротивления грунта под нижним концом инъектора  $q_{вд}$ , показал, что наибольшая сходимость при наименьшем среднеквадратичном отклонении достигается при использовании следующей аппроксимирующей функции (рис. 3.7):

$$\gamma_{cR} = -0,232 \ln(q_{вд}) + 2,6346 \quad (3.7)$$

Выполненные расчёты показали, что, при сопротивлении грунта вдавливаю иньектора до  $q_{вд} = 3500$  кПа, коэффициент  $\gamma_{cR}$  колеблется в пределах  $\gamma_{cR} = 0,75 \dots 1,1$  (рис. 3.7). Однако, в слабых глинистых грунтах при скоростях погружения иньектора до  $0,5 \dots 1,0$  м/мин коэффициент  $\gamma_{cR}$  следует принимать не более 1,0, что согласуется с результатами исследований Э. Мензенбаха, Ж. Керезеля, А. Пека (1960-1970 гг.) и других [101, 104], а также с данными, приведёнными в СП 24.13330.2011 [67] для статического зондирования грунтов.

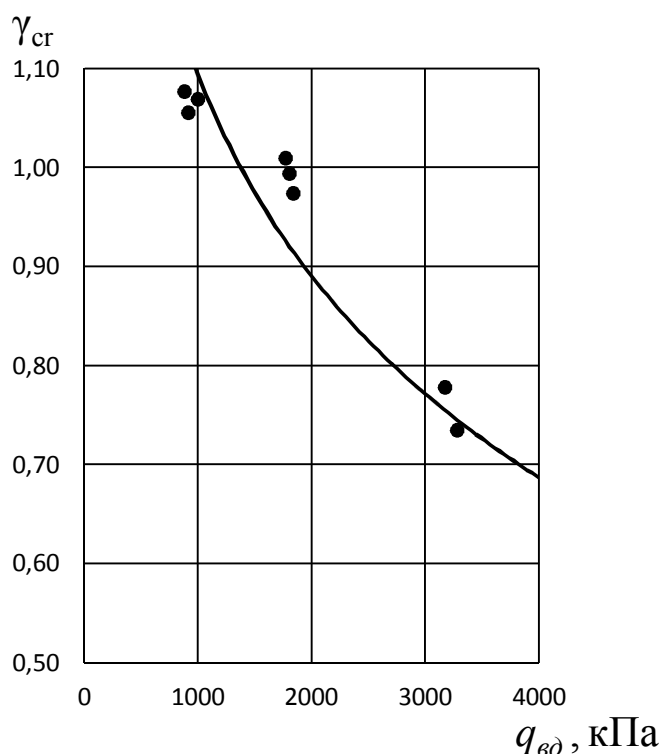


Рисунок 3.7 – Зависимость между переходным коэффициентом  $\gamma_{cR}$  и сопротивлением грунта вдавливаю иньектора  $q_{вд}$

Окончательно формулу для определения несущей способности иньекционной сваи с использованием данных о сопротивлении грунтов вдавливаю иньектора можно записать в виде:

$$F_d = \gamma_{cR} q_{вд} A + \gamma_{cf} U \sum [f_i h_i] \quad (3.8)$$

где  $q_{вд}$  - сопротивление грунта под нижним концом иньектора при его вдавлении;  $A$  - площадь поперечного сечения иньекционной сваи,  $m^2$ ;  $u$  - наружный периметр сваи,  $m$ ;  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью

свай,  $m$ ;  $f_i$  – расчётное сопротивление грунта на боковой поверхности свай, определяемое как  $f_i = \sum[(\sigma_{zi}\xi_i tg\varphi_i + c_i)$ ;  $\sigma_{zi}$  - напряжения от собственного веса грунта, расположенного выше  $i$ -го слоя;  $tg\varphi_i$  - коэффициент внутреннего трения  $i$ -го слоя грунта;  $\xi_i$  – коэффициент бокового давления  $i$ -го слоя грунта;  $c_i$  - удельное сцепление  $i$ -го слоя грунта;  $\gamma_{cr}$  – коэффициент условия работы под нижним концом инъектора по формуле (3.7), но не более 1,0;  $\gamma_{cf}$  - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности свай, равный: 1,05 - для суглинков текучепластичных, 1,25 - для супесей пластичных - текучих;

Результаты определения несущей способности инъекционных свай с использованием данных о сопротивлении грунтов вдавливанию инъектора и их сопоставление с экспериментальными данными приведены в табл. 3.4

Таблица 3.4 – Сопоставление несущей способности инъекционных свай, полученных по формуле (3.8) с экспериментальными данными

Марка свай	Несущая способность по результатам эксперимента, кН	Несущая способность свай по расчёту (формула (3.8)), кН			Расхождение с экспериментом, %
		Общая ( $F_d$ )	Нижнего конца ( $F_{нк}$ )	Боковой поверхности ( $F_{бок}$ )	
1	2	3	4	5	6
С-7	287	251,0	96,3	154,70	12,5
С-12	287	269,8	103,0	166,72	6,0
Си1	200	197,6	73,0	124,63	1,2
Си3	200	207,2	78,0	129,24	-3,6
Си4	230	220,8	86,9	133,85	4,0
Ис8	120	117,1	52,9	64,28	2,4
Ис9	137,5	137,2	65,7	71,42	0,5
Ис10	137,5	137,2	65,7	71,4	0,5
Ис11	187,5	174,3	93,4	80,94	7,0

Примечание – Знак «-» в столбце 6 означает, что несущая способность по эксперименту меньше, чем по расчёту.

Таким образом, несущая способность инъекционных свай, полученная с использованием данных о сопротивлении грунта вдавливаю инъекторов, имеет хорошую сходимость с результатами натуральных исследований. Расхождения не превышают 15 %.

### 3.2.3 Расчёт несущей способности инъекционных свай по результатам статического зондирования

Одним из достоверных методов определения несущей способности забивных железобетонных свай  $F_d$  является метод, основанный на результатах статического зондирования грунтов [48-50]. Однако, до настоящего времени такой подход при определении несущей способности инъекционных свай практически не применялся.

Согласно действующим нормативным документам [65, 67], частное значение предельного сопротивления забивной сваи в точке зондирования, следует определять по формуле:

$$F_u = R_s A + f h u \quad (3.9)$$

где  $R_s$  – предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа;

$f$  – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа;

$h$  – глубина погружения сваи от поверхности грунта около сваи, м;

$u$  – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке следует определять по формуле [67]:

$$R_s = \beta_1 q_s \quad (3.10)$$

где  $\beta_1$  – коэффициент перехода от сопротивления под нижним концом зонда к предельному сопротивлению грунта под нижним концом сваи;

$q_s$  – среднее значение сопротивления грунта, кПа, под наконечником зонда, полученное из опыта, на участке, расположенном в пределах одного диаметра выше и четырёх диаметров ниже отметки острия проектируемой сваи.

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи, по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке следует определять:

а) при применении зондов типа I - по формуле

$$f = \beta_2 f_s \quad (3.11)$$

б) при применении зондов типа II или III - по формуле

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h} \quad (3.12)$$

где  $f_s$  – среднее значение сопротивления грунта на боковой поверхности зонда, определяемое как частное от деления измеренного общего сопротивления грунта на боковой поверхности зонда на площадь его боковой поверхности в пределах от поверхности грунта в точке зондирования до уровня расположения нижнего конца сваи в выбранном несущем слое;

$f_{si}$  – среднее сопротивление  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, кПа.

$\beta_2, \beta_i$  – коэффициенты перехода от среднего сопротивления грунта на боковой поверхности зонда ( $f_s$  или  $f_{si}$ ) к среднему сопротивлению грунта на боковой поверхности сваи

Для натуральных инъекционных свай, устроенных при проведении экспериментальных исследований автора, а также по архивным данным был выполнен расчёт несущей способности по данным статического зондирования.

В результате было установлено, что экспериментальные значения несущей способности инъекционных свай находятся несколько выше частных значений предельного сопротивления сваи, полученных по материалам статического зондирования (табл. 3.5).

Таблица 3.5 – Результаты сопоставления материалов статического зондирования и экспериментальных данных о несущей способности инъекционных свай

Марка свай	Несущая способность по результатам эксперимента, кН	Частное значение предельного сопротивления свай в точке зондирования, кН		
		Общая ( $F_u$ )	Нижнего конца ( $F_{нк}$ )	Боковой поверхности ( $F_{бок}$ )
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
С-7	287	242,5	97,5	145,0
С-12	287	257,1	105,5	151,6
Си1	200	171,0	81,0	90,0
Си3	200	181,5	88,0	93,0
Си4	230	192,5	95,0	97,5
Ис8	120	119,5	54,5	65,0
Ис9	137,5	130,3	67,3	63,0
Ис10	137,5	130,3	67,3	63,0
Ис11	187,5	166,4	81,4	85,0

Это говорит о том, что процессы, происходящие в грунте вокруг забивных (вдавливаемых) свай и рассматриваемых инъекционных свай, являются схожими.

Для совершенствования метода расчёта инъекционных свай по результатам статического зондирования рассмотрим слагаемые, входящие в формулу (3.9), по отдельности. Сопоставление результатов расчётов несущей способности грунта под нижним концом инъекционных свай, полученной по материалам статического зондирования, вдавливания инъекторов и численного моделирования, показало, что они имеют близкие значения (табл. 3.6). Это подтверждает предположение об аналогичности процессов, происходящих в слабых глинистых грунтах под нижним концом забивных (вдавливаемых) и рассматриваемых инъекционных свай, а также свидетельствует об адекватности принятой расчётной модели инъекционной свай в ПК «Plaxis-3D».

Таблица 3.6 – Сопоставление экспериментальных и расчётных данных несущей способности грунта под нижним концом инъекционных свай

Марк а свай	Несущая способность грунта под нижним концом инъекционной сваи, кН		
	по данным статиче- ского зондирования, $F_{НК}^S$	по данным численного моделирования, $F_{НК}^{pl}$	по данным вдавливания инъекторов, $F_{НК}^{ин}$
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
С-7	97,5	98,1	96,3
С-12	105,5	100,1	103,0
Си-1	81,0	81,0	73,0
Си-3	88,0	87,5	78,0
Си-4	95,0	95,0	86,9
Ис8	54,5	55,0	52,9
Ис9	67,3	67,0	65,7
Ис10	67,3	67,0	65,7
Ис11	81,4	91,0	93,4

Удовлетворительная сходимость результатов наблюдается и при сравнении значений переходных коэффициентов  $\gamma_{CR}$  и  $\beta_I$  (где  $\beta_I$  - коэффициент перехода от сопротивления грунта вдавливанию зонда к сопротивлению грунта под остриём сваи по СП 24.13330 2011 [67]), что соответствует результатам исследований Е. Д'Бира (Е. De Beer, 1974 г.) о влиянии разницы диаметров зондов (инъекторов) на сопротивление грунта их вдавливанию (рис. 3.8).

При сравнении результатов расчёта несущей способности грунта на боковой поверхности по материалам статического зондирования с данными, полученными по экспериментальным исследованиям и численному моделированию, установлено, что несущая способность по эксперименту больше расчётной в 1,05...1,4 раза, что объясняется улучшением условий работы грунта на боковой поверхности инъекционных свай (табл. 3.7).

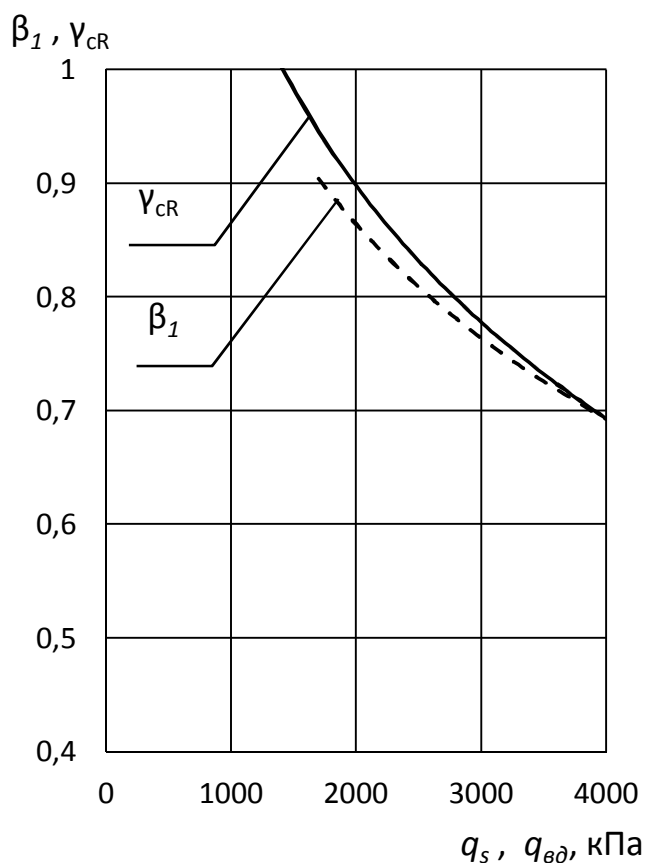


Рисунок 3.8 – Зависимость изменения переходных коэффициентов  $\beta_1$ , и  $\gamma_{ср}$  от сопротивления грунта под нижним концом зонда или иньектора при их вдавлива-нии

Таблица 3.7 – Сопоставление экспериментальных и расчётных данных о несущей способности грунта на боковой поверхности иньекционных свай

Марка сваи	Несущая способность грунта на боковой поверхности иньекционной сваи, кН		Отношения $\frac{F_{бок}}{F_{бок}^S}$
	по данным статического зондирования, $F_{бок}^S$	по экспериментальным данным и численному моделированию, $F_{бок} = F_{d,э} - F_{нк}^{pl}$	
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
С-7	145,0	188,9	1,3
С-12	151,6	186,9	1,2
Си-1	90,0	119,0	1,3
Си-3	93,0	112,5	1,2
Си-4	97,5	135,0	1,4
Ис8	65,0	65,0	1,0
Ис9	63,0	70,5	1,1
Ис10	63,0	70,5	1,1
Ис11	85	96,5	1,1



Поэтому, при расчёте инъекционных свай по результатам статического зондирования, несущую способность грунта на боковой поверхности сваи необходимо умножать на коэффициент условий работы  $\gamma_{cf}$ . Введение коэффициента  $\gamma_{cf}$  позволяет уменьшить расхождение экспериментальных и расчётных данных. Следовательно, частное значение предельного сопротивления инъекционной сваи  $F_u$  в слабых глинистых грунтах в точке зондирования следует определять по формуле:

$$F_u = R_s A + \gamma_{cf} f h u \quad (3.13)$$

где  $\gamma_{cf}$  - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, равный: 1,05 - для суглинков текучепластичных, 1,25 - для супесей пластичных - текучих;  $R_s = q_s \beta_l$  - предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по СП 24.13330.2011, кПа;  $f$  - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования по СП 24.13330.2011, кН.

В табл. 3.8 приведены результаты сопоставления данных о несущей способности инъекционных свай, полученных экспериментально и по данным статического зондирования с использованием коэффициента условий работы грунта на боковой поверхности инъекционных свай  $\gamma_{cf}$ .

Таблица 3.8 – Сопоставление несущей способности инъекционных свай, полученных по формуле (3.13) с экспериментальными данными

Марка сваи	Несущая способность по результатам эксперимента, кН	Частное значение предельного сопротивления инъекционной сваи (формула (3.13)), кН			Расхождение с экспериментом, %
		Общее ( $F_u$ )	Нижнего конца ( $F_{нк}$ )	Боковой поверхности ( $F_{бок}$ )	
1	2	3	4	5	6
С-7	287	278,8	97,5	181,3	2,9
С-12	287	295,0	105,5	189,5	-2,8
Си1	200	193,5	81,0	112,5	3,3
Си3	200	204,3	88,0	116,3	-2,1
Си4	230	216,9	95,0	121,9	5,7

Окончание таблицы 3.8

1	2	3	4	5	6
Ис8	120	122,8	54,5	68,3	-2,3
Ис9	137,5	133,5	67,3	66,2	2,9
Ис10	137,5	133,5	67,3	66,2	2,9
Ис11	187,5	170,7	81,4	89,3	9,0
Примечание – Знак «—» в столбце 6 означает, что несущая способность по эксперименту меньше, чем по расчёту.					

Таким образом, несущая способность инъекционных свай, полученная с использованием результатов статического зондирования грунтов, имеет хорошую сходимость с результатами эксперимента. Расхождения не превышают 10 %.

### **3.3 Сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, их анализ и обобщение**

Анализ технологии устройства и работы инъекционных свай показал, что процессы, происходящие в околосвайном грунте, аналогичны процессом происходящим вокруг забивных и вдавливаемых свай. Поэтому, при совершенствовании метода расчёта несущей способности инъекционных свай по грунту, за основу были взяты существующие методики расчёта забивных и вдавливаемых свай, приведённые в нормативных документах [65, 67]. Для совершенствования расчёта и проектирования инъекционных свай, автором было предложено два метода определения несущей способности: – с использованием материалов статического зондирования по [65, 67], аналогично забивным сваям и с использованием данных о сопротивлении грунтов вдавлыванию инъекторов.

Обобщение полученных данных показало, что при расчёте несущей способности инъекционных свай по формулам (3.8) и (3.13) наблюдается удовлетворительная сходимость экспериментальных и расчётных данных. Однако при проектировании инъекционных свай для фундаментов реконструируемых зданий в

слабых глинистых грунтах, предпочтение следует отдавать использованию результатов статического зондирования грунтов и расчёт вести по формуле (3.13) с учётом коэффициентов условий работы грунта  $\gamma_{cf}$  на их боковой поверхности, а при отсутствии данных статического зондирования грунтов основания использовать метод определения несущей способности через сопротивление грунтов вдавливанию инъектора. Кроме того, определение несущей способности инъекционной сваи с использованием данных о сопротивлении грунтов вдавливанию инъектора даёт возможность выполнять операционный контроль несущей способности инъекционных свай в процессе их устройства на строительной площадке.

Сопоставление результатов расчёта несущей способности, по предложенным методам, приведено в табл. 3.9 и на рис. 3.9.

Таблица 3.9 – Сопоставление экспериментальных и расчётных данных несущей способности инъекционных свай

Марка свай	Несущая способность инъекционной сваи, кН				
	по эксперименту	по материалам статического зондирования (формула (3.13))		с использованием усилия вдавливания инъекторов (формула (3.8))	
		кН	кН	%	кН
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
С-7	287	278,8	2,9	251,0	12,5
С-12	287	295,0	-2,8	269,8	6,0
Си-1	200	193,5	3,3	197,6	1,2
Си-3	200	204,3	-2,1	207,2	-3,6
Си-4	230	216,9	5,7	220,8	4,0
Ис8	120	122,8	-2,3	117,1	2,4
Ис9	137,5	133,5	2,9	137,2	0,5
Ис10	137,5	133,5	2,9	137,2	0,5
Ис11	187,5	170,7	9,0	174,3	7,0

Примечание – Знак «-» в столбцах 4 и 6 означает, что несущая способность по эксперименту меньше, чем по расчёту.

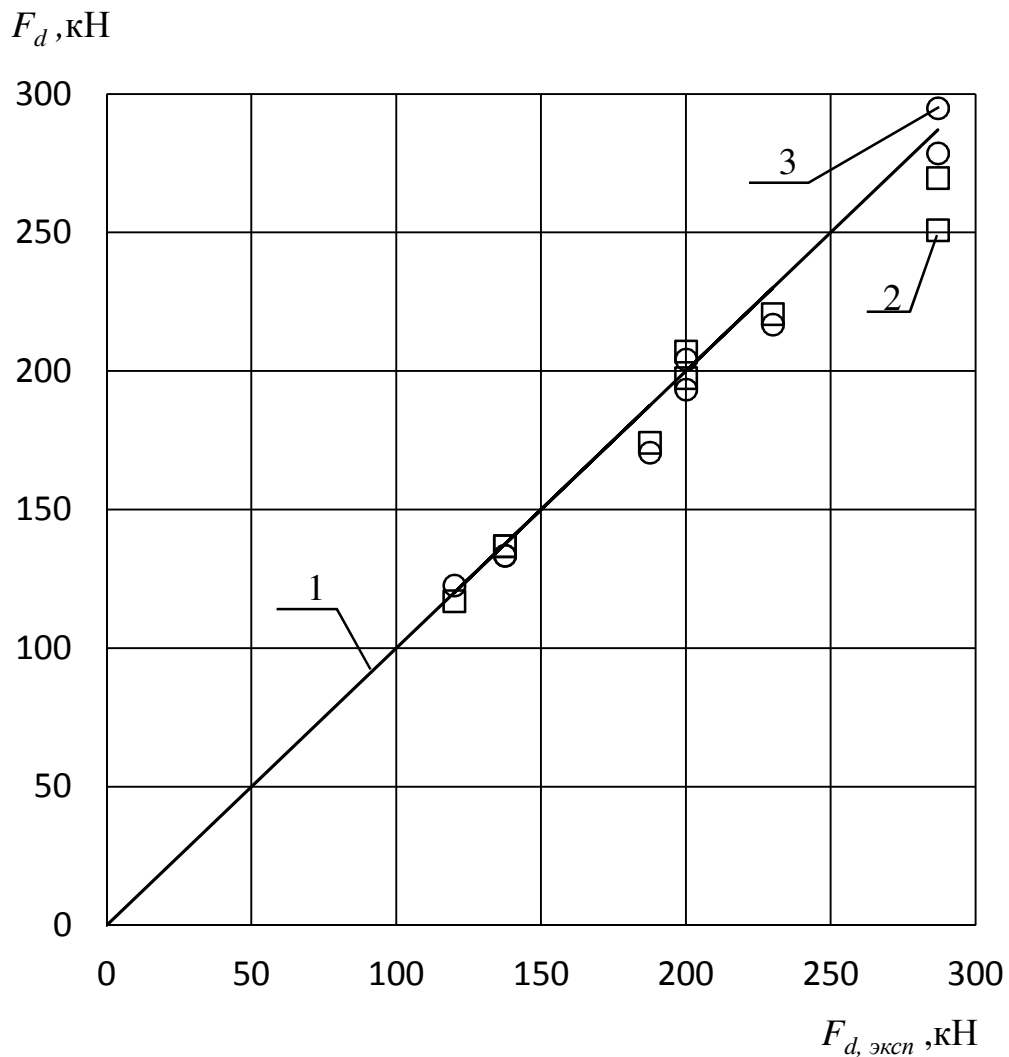


Рисунок 3.9 – Сопоставление данных экспериментальной и расчётной несущей способности инъекционных свай: 1 – линия абсолютной сходимости; 2 – по формуле (3.8) с использованием усилия вдавливания иньектора; 3 – по формуле (3.13) с учётом  $\gamma_{cf}$

Таким образом, сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, анализ и обобщение полученных данных позволяет обосновать возможность применения предлагаемых методов расчёта для определения несущей способности инъекционных свай.

### Выводы по главе 3

1. Выявлено, что при устройстве инъекционной сваи происходит улучшение условий работы слабого глинистого грунта на её боковой поверхности, обусловленное формированием волнообразной (неровной) поверхности ствола сваи, образованием цементно-грунтовой рубашки на границе «свая-грунт основания» при радиальном расширении скважины давлением бетонной смеси.

2. Уточнены значения коэффициента условий работы грунта  $\gamma_{cf}$  на боковой поверхности инъекционной сваи (в супесях пластичных и текучих  $\gamma_{cf} = 1,25$ ; в суглинках текучепластичных  $\gamma_{cf} = 1,05$ ), что позволяет использовать для расчёта несущей способности  $F_d$  инъекционных свай характеристики слабых глинистых грунтов, соответствующие природным значениям.

3. Обоснована возможность использования результатов статического зондирования грунтов для определения несущей способности инъекционных свай. Выявлено, что несущая способность инъекционных свай по результатам статического зондирования, меньше фактической (до 16%), что объясняется улучшением условий работы грунта на боковой поверхности инъекционных свай при расширении скважины. Усовершенствован метод расчёта несущей способности инъекционных свай по результатам статического зондирования путём введения коэффициентов условий работы  $\gamma_{cf}$ . Расхождение значений несущей способности инъекционных свай, полученных при их испытании статической вдавливающей нагрузкой, с данными расчёта по результатам статического зондирования не превышает 10 %.

4. Установлен переходной коэффициент  $\gamma_{cR}$  между сопротивлением грунта вдавлыванию инъектора  $q_{вд}$  и расчётным сопротивлением грунта под нижним концом инъекционной сваи  $R_{нк}$ . Это позволяет использовать значения  $q_{вд}$  для определения несущей способности  $F_d$  инъекционных свай. Выявлено, что при  $q_{вд}$  до 3500 кПа (что характерно для слабых глинистых грунтов) коэффициент  $\gamma_{cR}$  изменяется от 0,75 до 1,0. Возможность определения несущей способности  $F_d$

через усилие вдавливания (сопротивление грунта вдавлыванию) инъектора позволяет выполнять операционный контроль несущей способности инъекционных свай в процессе их устройства на строительной площадке. Сопоставление расчётных (по формуле (3.8)) и экспериментальных значений несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах показало, что расхождение составляет не более 15%.

## ГЛАВА 4. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СПОСОБОВ УСТРОЙСТВА ИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ И НАПРАВЛЕНИЯ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

### 4.1 Совершенствование конструктивных решений иньекторов для устройства иньекционных свай

При устройстве иньекционных свай по способу, разработанному в ТГАСУ [40], с помощью иньектора выполняются следующие операции: - устройство скважины путём вдавливания иньектора с одновременным образованием продольных пазов (зазора между иньекторной трубой и стенкой скважины); - нагнетание бетонной смеси в скважину при формировании ствола сваи, армирование сваи (иньектор остаётся в теле сваи после её бетонирования).

В общем случае, иньектор состоит из иньекторной трубы и металлического наконечника, приваренного к нижнему концу трубы.

На данный момент разработаны и запатентованы три варианта иньекторов для устройства иньекционных свай:

вариант 1 – иньектор из стальных перфорированных труб [42];

вариант 2 – иньектор из арматурного каркаса [43];

вариант 3 – иньектор из прокатных уголков [44].

Базовым иньектором следует считать иньектор из стальных перфорированных труб. На этом типе иньектора была выполнена подавляющая доля проведённых испытаний иньекционных свай.

Иньекторы из стальных перфорированных труб [42] применяют диаметром от 57 и 108 мм. Иньектор содержит металлический наконечник и иньекторную трубу. Иньекторная труба состоит из отдельных секций длиной 0,5...1,2 м жёстко сваренных между собой. Перфорация стенок иньекторной трубы устраивается с шагом до 100 мм в шахматном порядке, с диаметром отверстия 20 мм. Верхняя секция выполняется без перфорации. Участки с перфорацией и без разделены уширительным

кольцом. К нижней секции приваривается наконечник в виде конуса. Диаметр наконечника больше диаметра стальной трубы. Пример иньектора данного типа приведён в главе 2 на рис. 2.5 настоящей диссертации.

Накопленный опыт устройства иньекционных свай за период с 2003 г. по 2010 г. позволил выявить ряд недостатков, связанных с конструктивными особенностями данного вида иньектора. К ним относятся: значительный расход металла на его изготовление, необходимость качественного устройства перфорации, а также применения специальных мелкозернистых подвижных бетонных смесей. Для решения этих вопросов были предложены альтернативные варианты конструкций иньекторов для изготовления иньекционных свай.

По варианту 2 [43] конструкция иньектора состоит из арматурных стержней, жёстко соединённых торцами между собой (рис. 4.1). Каждая секция состоит из продольных арматурных стержней, патрубков, расположенных по концам секции, к которым привариваются арматурные стержни. При необходимости, в середине каркаса устанавливаются хомуты, препятствующие потере устойчивости арматурных стержней [43]. Использование такой конструкции иньектора существенно снижает металлоёмкость конструкции, однако сложности, связанные с изготовлением иньектора, вдавливанием и качественным заполнением образовавшейся скважины бетонной смесью, ограничивают возможность его применения.

По варианту 3 [44] конструкция иньектора состоит из четырёх стальных прокатных уголков (рис. 4.2), представляющих квадрат в поперечном сечении. Стальные уголки устанавливаются на расстоянии 30...50 мм друг от друга и соединяются между собой с помощью стальных пластин (планок). Верхняя секция (реже несколько верхних секций) иньекторной трубы имеет сплошное поперечное сечение. Верхняя секция иньектора необходима для устройства тампонажа. Тампонажный и рабочий участки могут быть разделены уширительным кольцом. К нижней секции приваривается наконечник в виде стального плоского круглого диска с режущими пластинами, диаметр которого превышает размеры его поперечного сечения ( $D_{\text{ствола}}/D_{\text{ушир}} = 0,55...0,65$ ). Устройство иньектора из стальных прокатных уголков позволяет использовать крупнозернистые бетонные смеси (до 20...40 мм), что, в



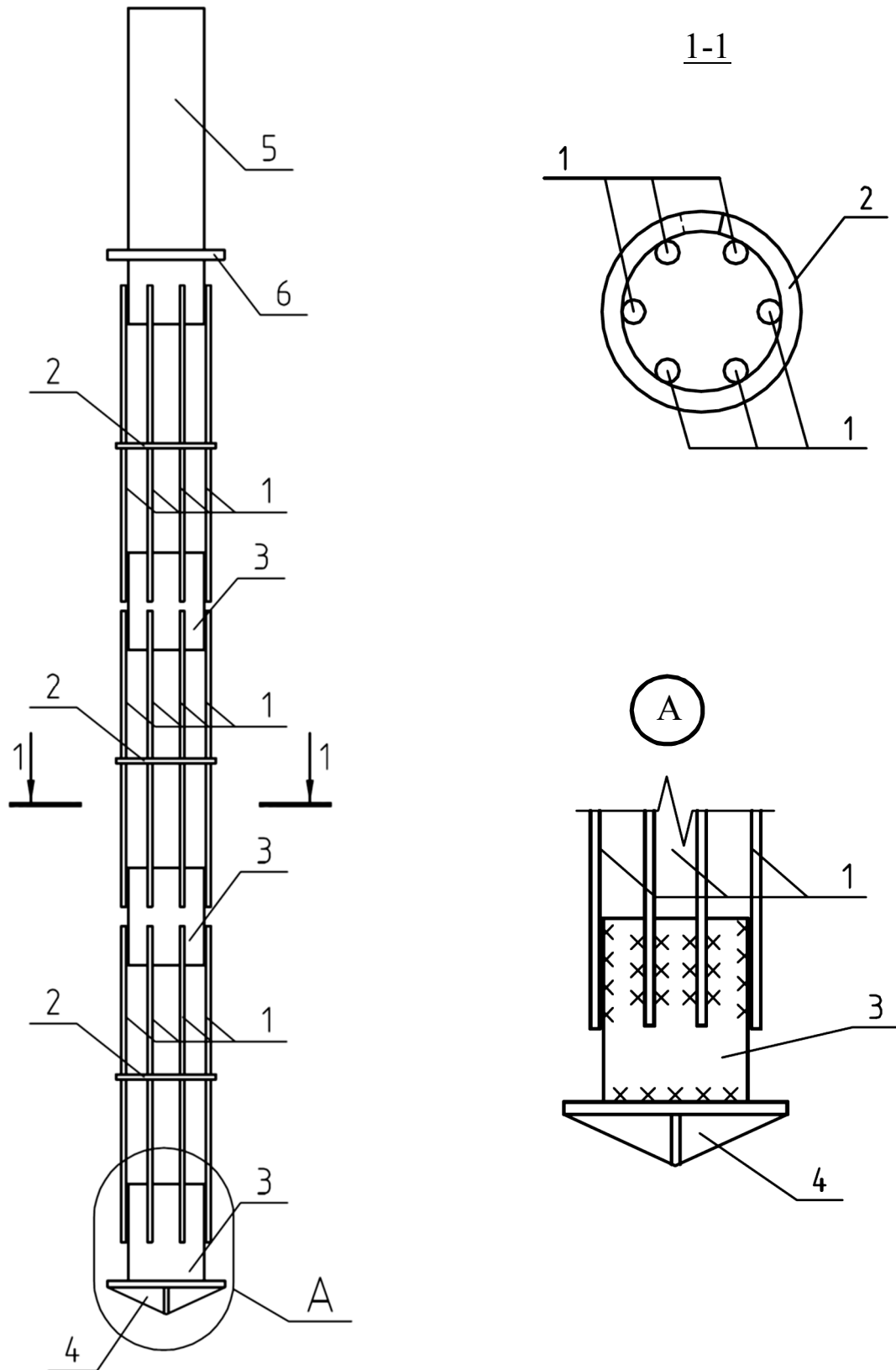


Рисунок 4.1 – Конструкции иньектора из арматурных стержней для устройства иньекционной сваи [43]: 1- арматурные стержни; 2 - стальной хомут; 3 - стальной патрубок; 4 – стальной наконечник; 5 - стальная труба; 6 - уширительное кольцо

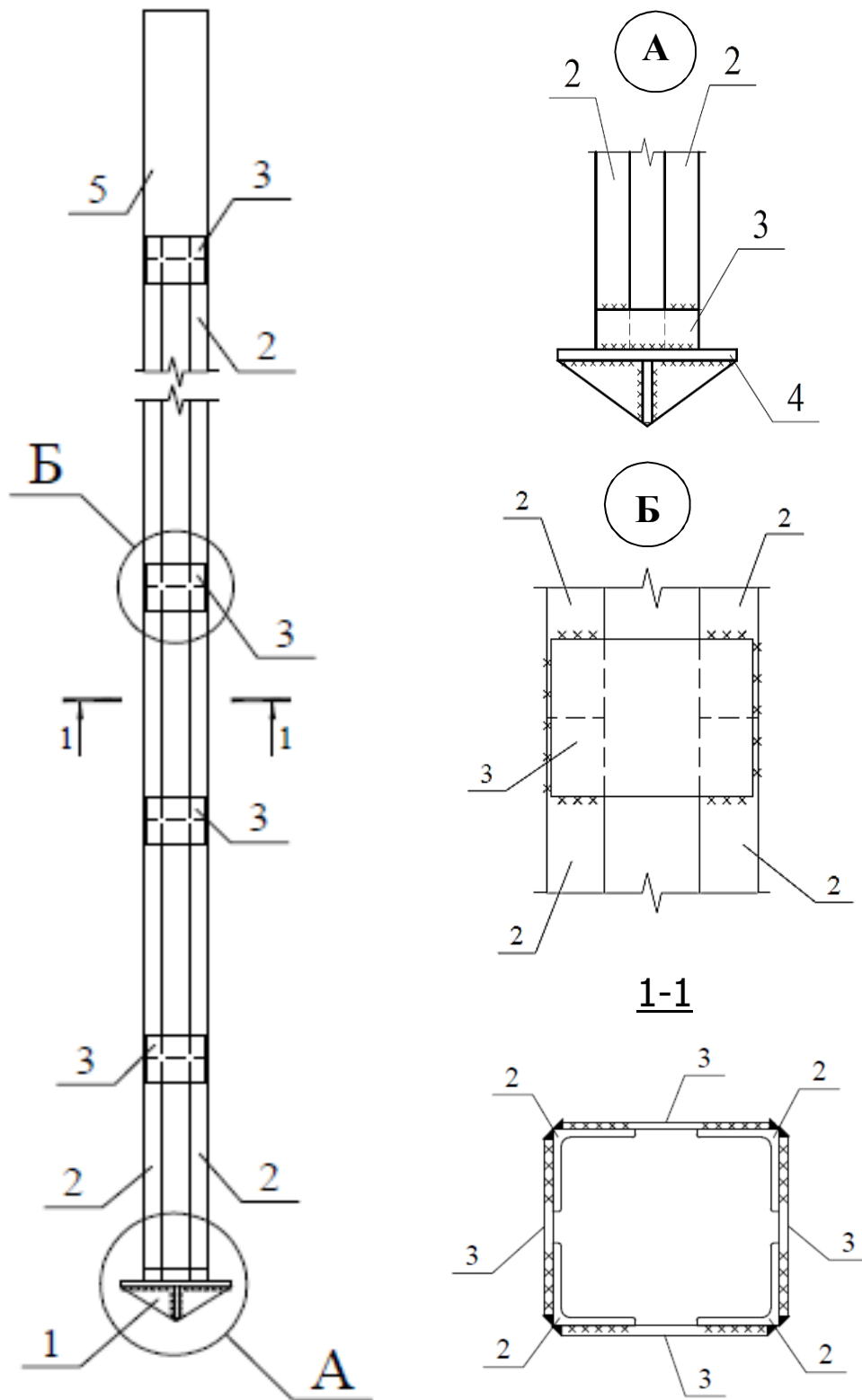


Рисунок 4.2 – Конструкции инжектора из уголков [44] для устройства инъекционных свай: 1 – конусный наконечник, приваренный к нижнему концу инжектора; 2 - стальные прокатные уголки 3 - соединительные пластины; 4- конусные стальные пластины; 5 – верхняя глухая секция инжектора

свою очередь, приводит к уменьшению расхода цемента и росту прочности сваи по материалу. Профиль стальных уголков инъектора определяется непосредственно по расчёту на прочность и устойчивость при его вдавливании [41], тем самым снижая металлоёмкость конструкции. Предлагаемая конструкция инъектора проста в изготовлении и не требует специального устройства перфорации (отверстий) на его боковой поверхности. Кроме того, все элементы инъектора можно готовить непосредственно на строительной площадке.

Погружение инъекторов по вариантам 2 и 3 выполняется вдавливанием, аналогично варианту 1. В процессе погружения инъектора образуется скважина, диаметр которой больше диаметра инъекторной трубы. При этом, между грунтом и инъекторной трубой образуется воздушный зазор. После вдавливания инъектора до проектной отметки, выполняется заполнение скважины через инъектор бетонной смесью. Инъектор остаётся в теле сваи и выполняет функцию арматуры. Устройство инъекционных свай с инъекторами по вариантам 2 и 3 приводит к снижению стоимости их изготовления [47]. Однако, на настоящий момент опыт применения таких конструкций крайне мал и требуется их апробация. При этом, методика устройства инъекционных свай остаётся неизменной при использовании любого из предложенных вариантов конструктивных решений инъекторов.

#### **4.2 Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах**

Одной из главных проблем при устройстве инъекционных свай в слабых глинистых грунтах является быстрое оплывание стенок скважины после погружения инъектора. Это приводит к тому, что при бетонировании ствола сваи может происходить перемешивание подаваемого бетона с грунтовой массой. В итоге, получаемая свая имеет различную прочность бетона по длине ствола, с более низкими характеристиками по сравнению с проектными. Для повышения качества бетонирования инъекционных свай в слабых водонасыщенных глинистых грунтах автором

работы совместно с Полищуком А.И. был разработан и запатентован способ их устройства с использованием иньектора из прокатных уголков, позволяющий повысить качество бетонирования ствола сваи [46].

Повышение качества бетонирования достигается использованием восходящего способа бетонирования (снизу вверх), что исключает существенное попадание грунтового шлама в бетонную смесь. Как и в ранее разработанной технологии [42], инъекционная свая состоит из стального иньектора и бетонного ствола, но в отличие от способа [42], заполнение скважины бетонной смесью выполняется с помощью бетонолитного рукава, опущенного к забою скважины через иньектора. При этом, устройство инъекционной сваи по данному способу не предусматривает установку уширительного кольца в верхней части иньектора (рис. 4.3). Подача бетонной смеси через бетонолитный рукав позволяет выполнить заполнение скважины восходящим способом и тем самым, вытеснить грунтовые воды и грунтовый шлам, поступившие в скважину при её устройстве. Это приводит к повышению качества бетонирования ствола инъекционной сваи.

По окончании заполнения скважины однородным бетоном бетонолитный рукав извлекается, и в верхней части иньектора устанавливается стопорная пластина. Стопорная пластина препятствует выдавливанию свежееуложенного бетона на поверхность при последующем радиальном расширении скважины под действием давления бетонной смеси. По завершению процесса расширения скважины в радиальном направлении и падения давления в бетонной смеси стопорная пластина может быть демонтирована или оставлена на месте.

#### **4.3 Использование результатов исследований при усилении фундаментов реконструируемых зданий**

Апробация результатов исследований была выполнена при реконструкции четырёх объектов в г. Томске. При помощи инъекционных свай были выполнены усиления двух ленточных фундаментов и двух свайных фундаментов реконструируемых зданий административно-хозяйственного и жилого назначения. Параллельно с работами по усилению фундаментов зданий велись исследования

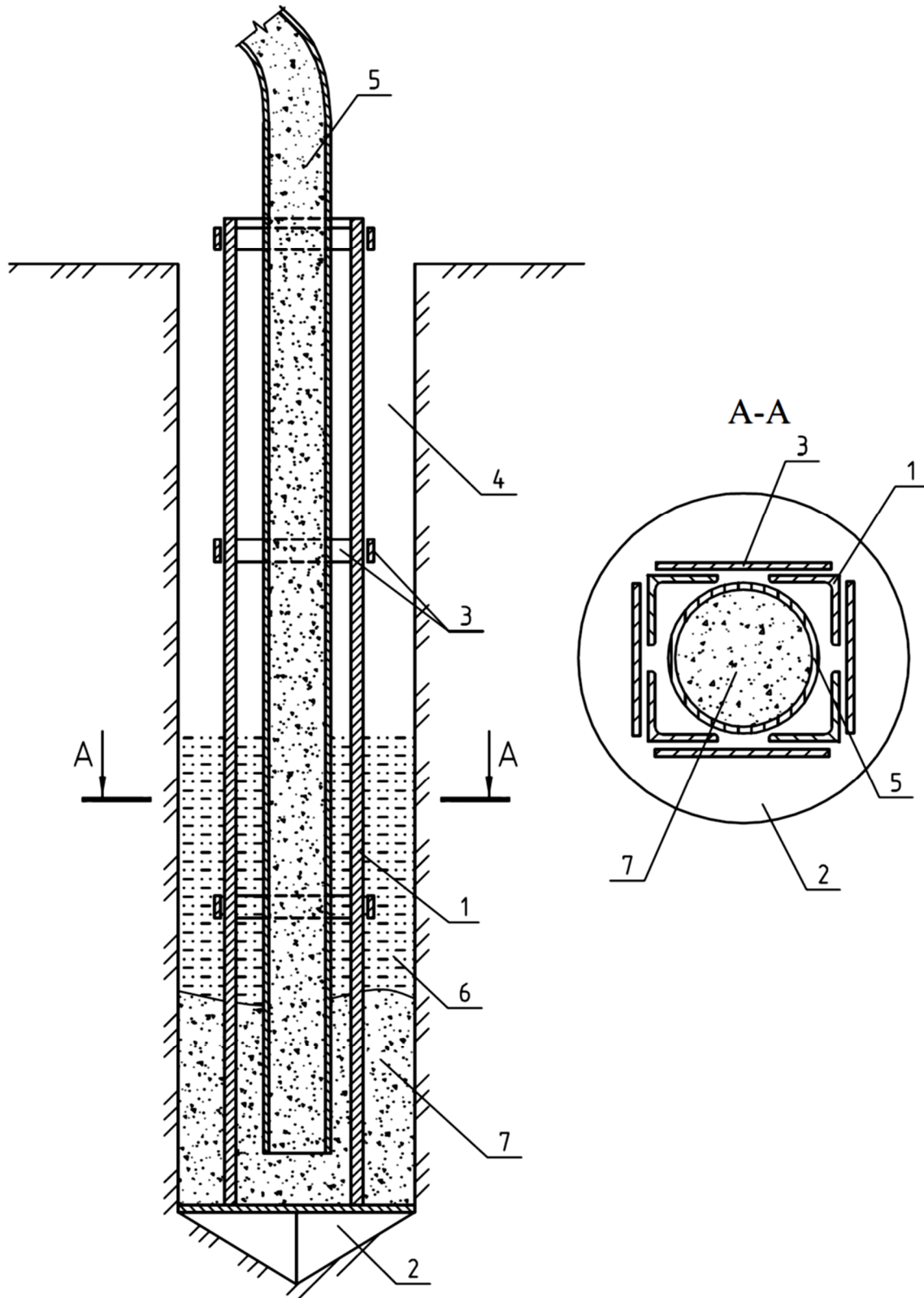


Рисунок 4.3 – Инъекционная свая для слабых глинистых грунтов [46]: 1- инь-ектор из прокатных элементов; 2- конусный наконечник; 3- соединительные пластины; 4- воздушный зазор; 5- бетонолитный извлекаемый рукав; 6- грун-товый шлам и вода, поступившие в скважину в процессе погружения иньек-тора; 7- подаваемая бетонная смесь

устройства и работы инъекционных свай, часть результатов которых представлена в настоящей диссертации.

Для восстановления эксплуатационной пригодности жилого дома по ул. Ленина, 70 в г. Томске был разработан рабочий проект на усиление фундаментов включающий устройство 30 инъекционных свай (рис. 4.4, 4.5). Рассматриваемый жилой дом представляет собой кирпичное, двухэтажное здание с цокольным и подвальными этажами, на бутовых фундаментах мелкого заложения, Г-образной форма в плане. Он расположен в центральной исторической части города и эксплуатируется более 140 лет (ориентировочно с 1870 г.). Необходимость проведения усиления фундаментов была вызвано существенными деформациями грунтов основания и, как следствие, развитием трещин в несущих стенах здания на участке в осях 1-2, В-Г. Причиной развития дополнительных сверхнормативных осадок фундаментов послужило ухудшение инженерно-геологических условий площадки за период эксплуатации здания.

Технические решения на усиление фундаментов с использованием инъекционных свай также были применены при капитальном ремонте жилого дома по ул. Усова, 37а в г. Томске (справка о внедрении приведена в приложении А). Рассматриваемый жилой дом представляет собой здание кирпичное, пятиэтажное, без подвала (с техническим подпольем под лестничной клеткой), прямоугольной формы в плане с размерами 53,1x13,04 м. По конструктивной схеме здание выполнено с несущими продольными стенами. В здании имеются 3 секции. Фундаменты первой 1-ой и 2-ой секции выполнены на свайных фундаментах, а третьей секции на фундаментах мелкого заложения. Здание эксплуатируется более 40 лет (ориентировочно с 1970 г.). Необходимость усиления фундаментов здания была вызвана появлением вертикальных трещин в стенах здания с шириной раскрытия до 10 мм. Причиной появления трещин послужило ухудшение инженерно-геологических условий, вследствие повышения уровня подземных вод. Это привело к неравномерным осадкам частей здания на различных фундаментах. Усиление фундаментов заключалось в устройстве инъекционных свай на участке здания с фундаментами

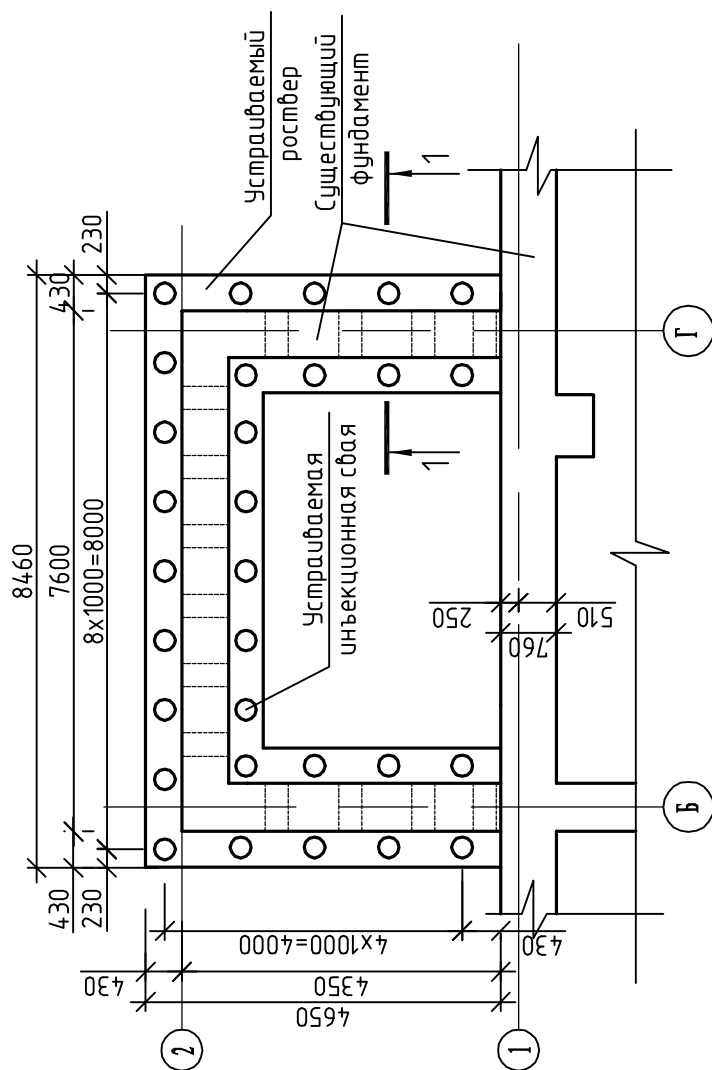
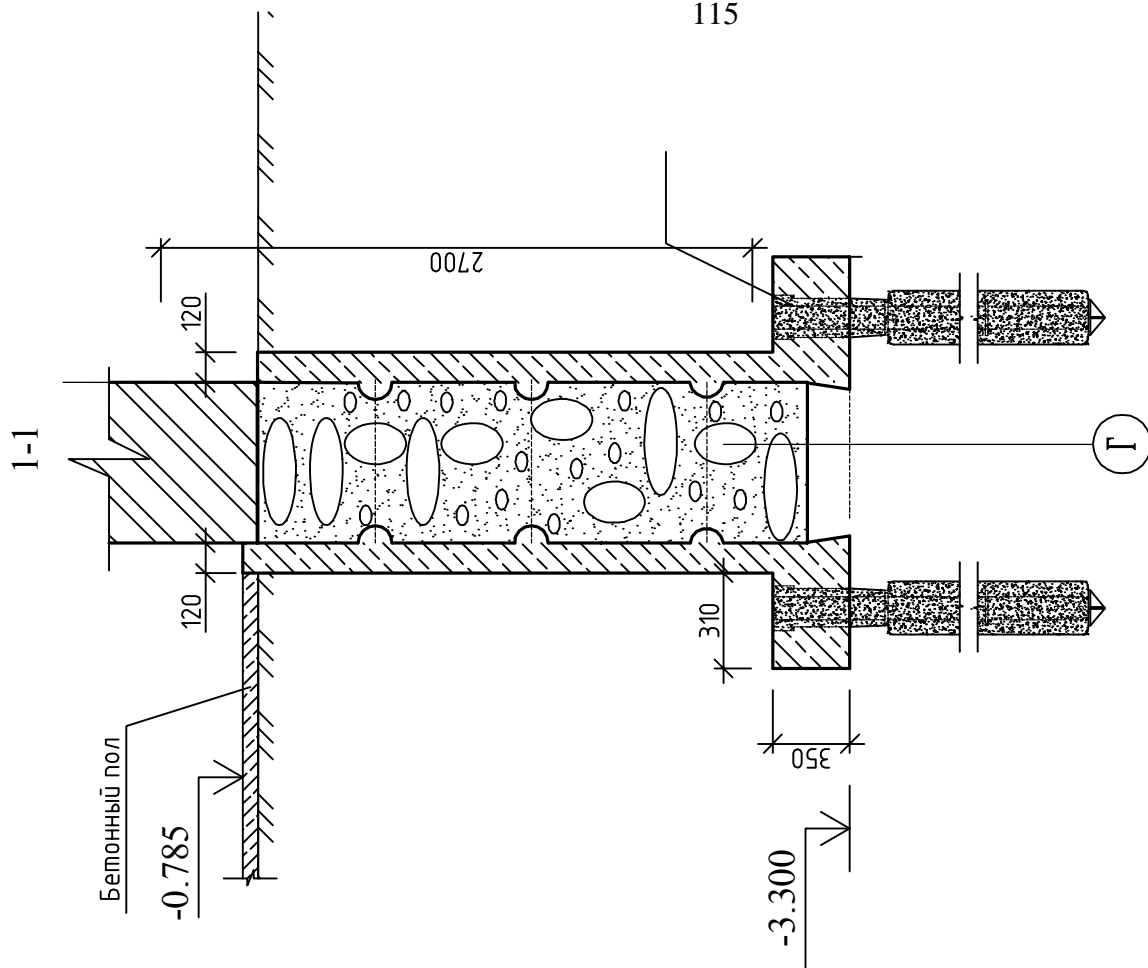


Рисунок 4.4 - План устройства инъекционных свай для усиления фундаментов мелкого заложения (г. Томск, пр. Ленина, 70)

Рисунок 4.5 - Схема усиления фундаментов мелкого заложения с использованием инъекционных свай (г. Томск, пр. Ленина, 70)

мелкого заложения. План расположения устраиваемых свай приведён рис. 4.6. Сопряжение устраиваемых инъекционных свай с существующим фундаментом мелкого заложения и включение их в работу выполнялось с помощью опорных балок, предварительно замоноличенных в стенку существующего фундамента (рис. 4.7).

Также с использованием инъекционных свай было выполнено усиление свайных фундаментов административно-хозяйственном здании по пл. Соляной, 2 в г. Томске. Необходимость усиления была вызвана намерением владельцев здания выполнить надстройку. Усиление свайных фундаментов выполнялось путём установки дополнительных инъекционных свай между существующими сваями (шаг между существующими сваями составлял 1,6...1,8 м). Погружение инъекционных свай выполнялось вдавливанием, секциями по 0,5-0,7 м из заранее устроенных приемков. В качестве упора служила конструкция существующего ростверка. После погружения инъекторов на проектную глубину, в подготовленную скважины подавался мелкозернистый бетон под давлением, что приводило к радиальному расширению стенок скважины и увеличению несущей способности сваи. Готовые сваи включались в работу при помощи домкрата, после чего устраивался бетонный оголовок для объединения отдельных свай в единую конструкцию с существующим ростверком (рис. 4.8).

Аналогично было выполнено усиление свайных фундаментов многоуровневого гаража по ул. Говорова, 29 (справка о внедрении приведена в приложении Б). Однако в данном случае, бетонирование скважины осуществлялось восходящим способом [46] через бетонолитный рукав, опущенный к нижнему концу инъектора из прокатных уголков [44]. Всего на данной площадке было устроено 15 инъекционных свай (рис. 4.9, 4.10).

#### **4.4 Направления дальнейших исследований по совершенствованию способов устройства и проектирования инъекционных свай в глинистых грунтах**

Несмотря на то, что в настоящее время автором работы, а также другими специалистами выполнен ряд исследований, касающихся устройства и работы инъек-



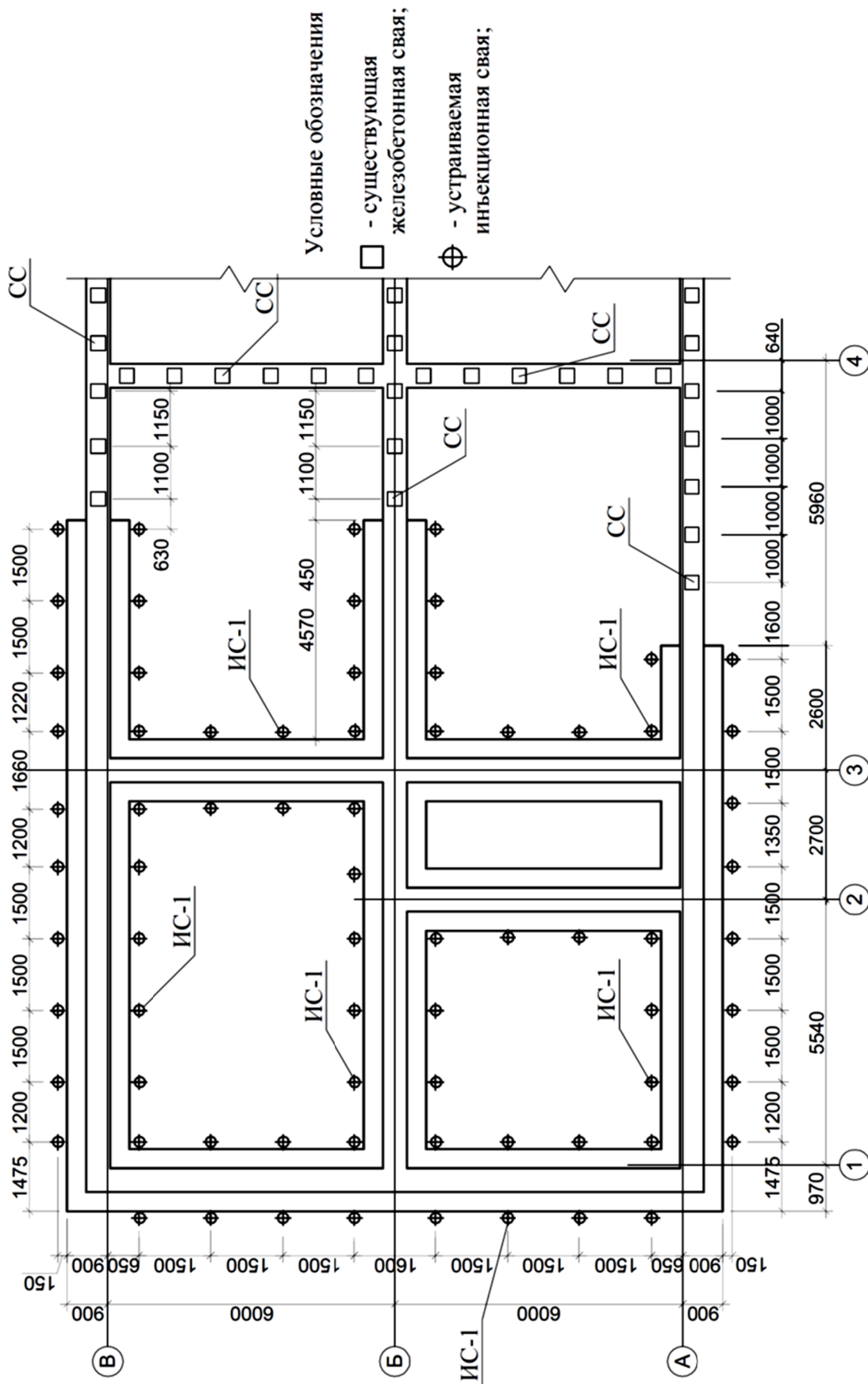


Рисунок 4.6 – Схема расположения инъекционных свай для усиления фундаментов мелкого заложения (г. Томск, ул. Усова, 37а)

Схема бетонирования

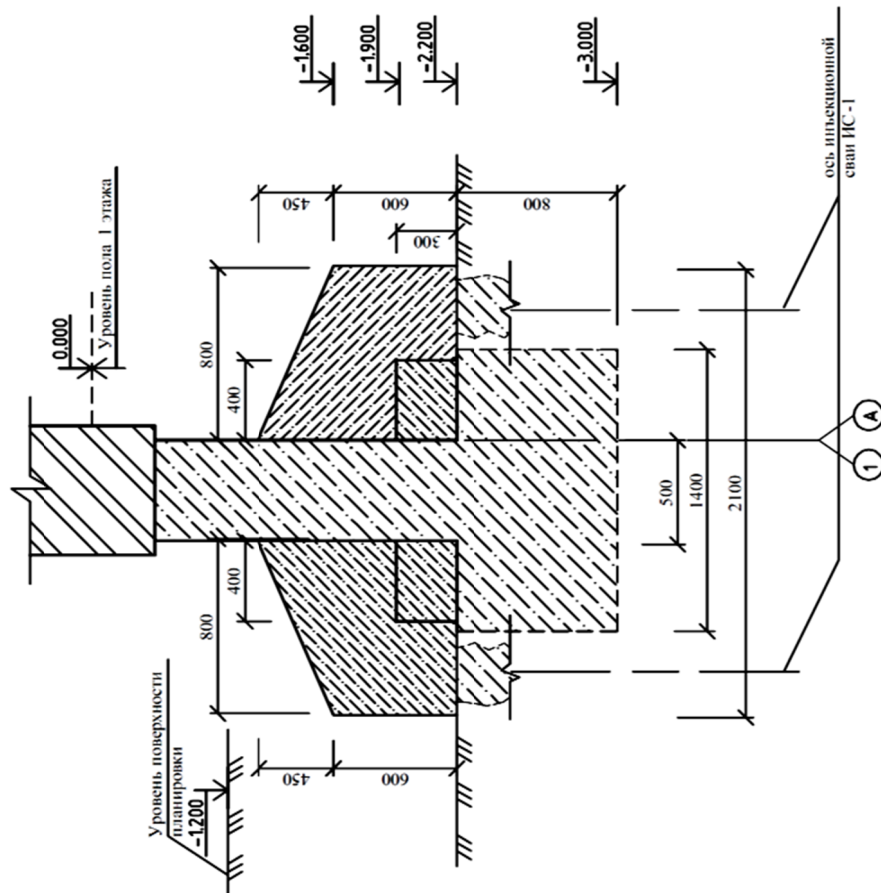


Схема армирования

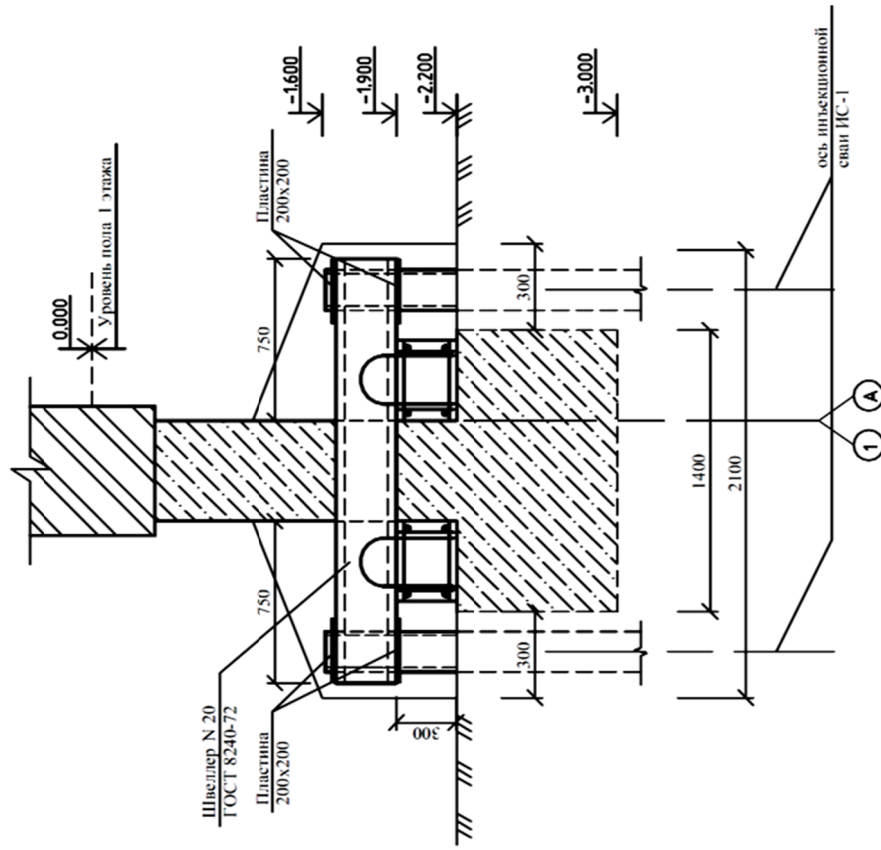


Рисунок 4.7 – Схема сопряжения свай усиления с существующим фундаментом мелкого заложения (г. Томск, ул. Усова, 37а)



б)

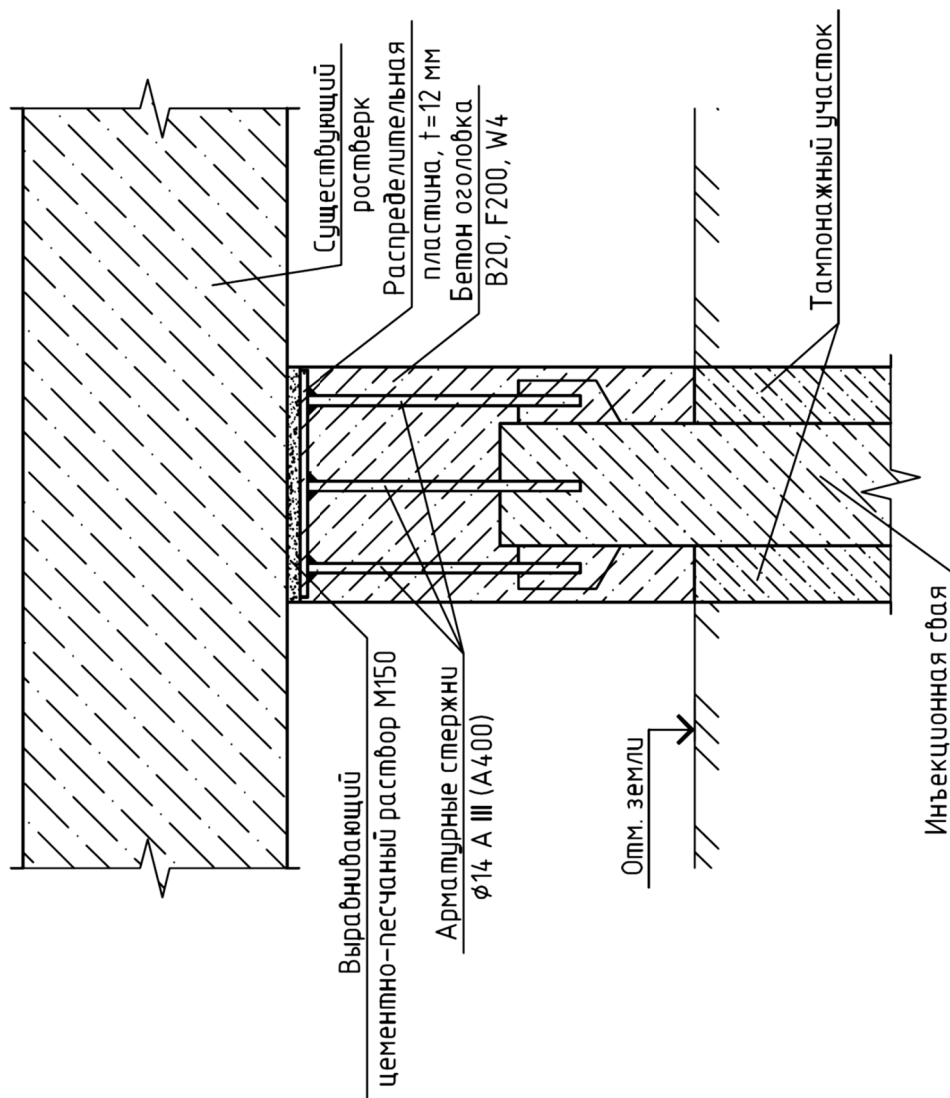


Рисунок 4.8 – Объединение отдельных инъекционных свай в единую конструкцию с существующим ленточным ростверком: а) включение инъекционной сваи в работу; б) оголовок инъекционной сваи

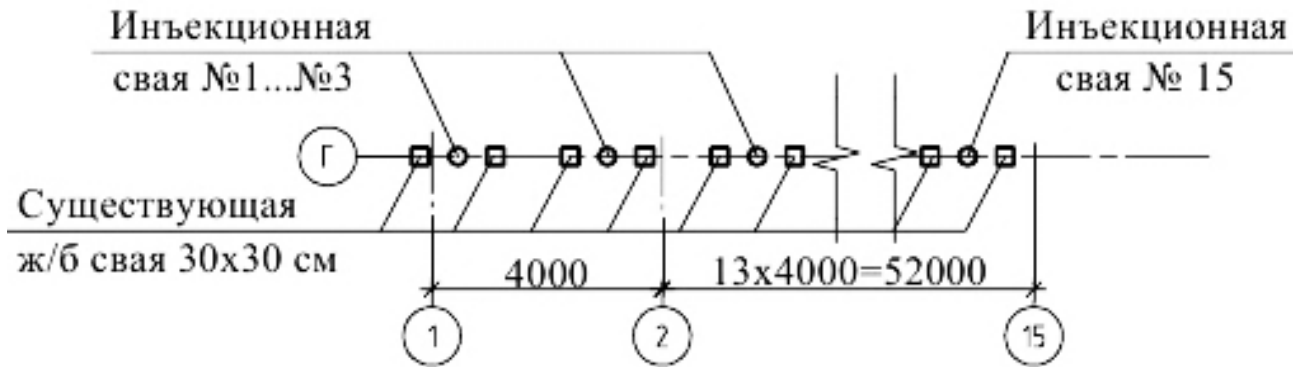


Рисунок 4.9 – Фрагмент свайного поля усиливаемого многоуровневого гаража по ул. Говорова, 29 в г. Томске

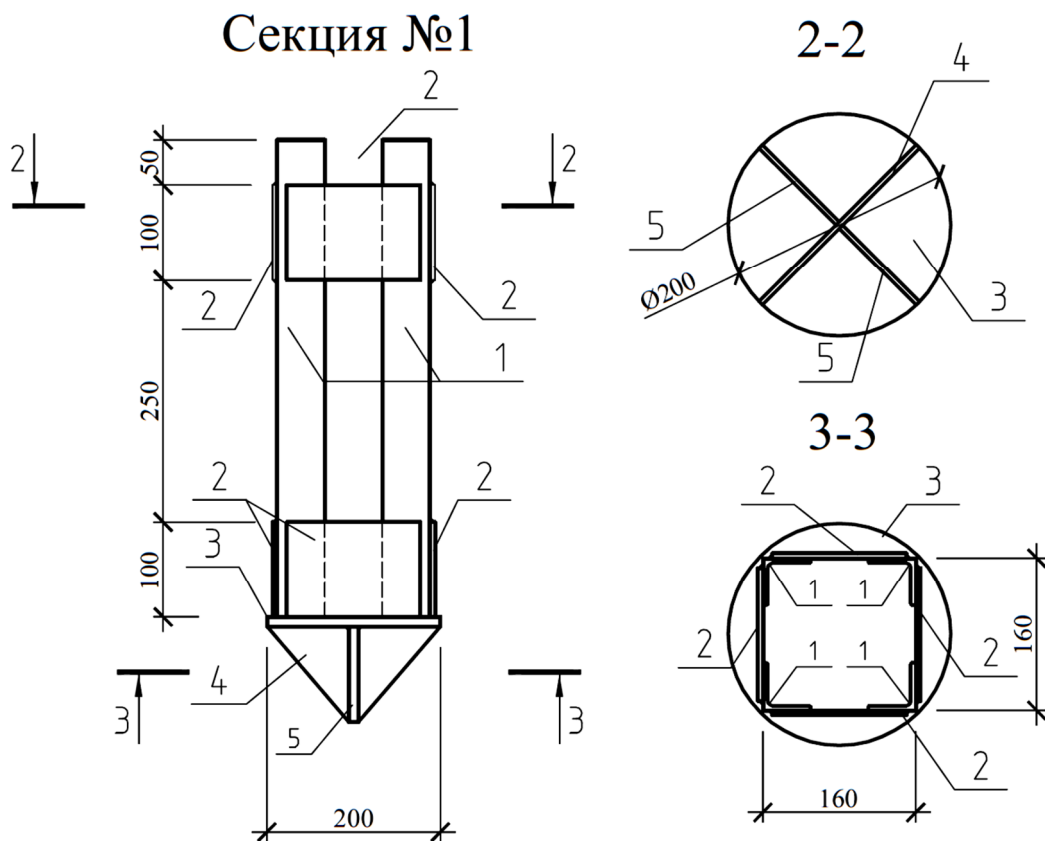


Рисунок 4.10 – Инъектор инъекционных свай из прокатных уголков, используемый при усилении свайных фундаментов по ул. Говорова, 29 в г. Томске

ционных свай и оценки их работы в различных грунтовых условиях, многие вопросы пока остаются нерешёнными, и требуют проведения дополнительных экспериментальных и теоретических исследований.

Одним из основных направлений совершенствования устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах автор видит в увеличении несущей способности сваи по боковой поверхности за счёт более существенного изменения прочностных характеристик околосвайного грунта в процессе устройства сваи. Основным препятствием для достижения поставленной задачи является: низкие прочностные характеристики таких грунтов, что ограничивает интервал давлений нагнетания бетонной смеси, вследствие возможного выпора грунта или неконтролируемого распространения бетонной смеси в околосвайном грунте, а также длительное время протекания процессов фильтрационной консолидации. Решение этих вопросов возможно при проведении исследований по изменению характеристик грунтов в фазе сдвигов и определения оптимальных режимов давления раствора на стенки скважины. Кроме того, перспективными являются исследования направленные на снижение влажности, степени водонасыщения и повышения скорости фильтрации грунтов, например, термической подготовкой грунта.

Другим направлением развития инъекционных свай является снижение трудоёмкости и металлоёмкости изготовления единицы продукции. Снижение расхода стали на изготовления сваи можно добиться за счёт дальнейшего совершенствования конструкции инъектора или использования инъекторных труб из новых композитных материалов. В настоящее время на строительном рынке имеется большое количество предложений по использованию композитных материалов для армирования бетонных конструкций. Однако, опыт такого применения мал и требуется проведение специальных исследований.

Вне зависимости от области использования или грунтовых условий для инъекционных свай, как и для всех аналогичных технологий, остро стоит вопрос о контроле качества в связи с отсутствием возможности визуального контроля качества изготовления продукции. В настоящее время контроль ведётся только по количеству закаченной бетонной смеси и по характеру изменения давления в скважине в

процессе её радиального расширения, что требует определённого опыта и квалификации от исполнителя работ. В этой связи, перспективными и значимыми являются исследования, направленные на контроль качества изготовления инъекционных свай с помощью акустических, ультразвуковых и других методов неразрушающего контроля.

#### **Выводы по главе 4**

1. Разработано конструктивное решение инжектора инъекционной сваи из прокатных уголков, позволяющее использовать крупнозернистые бетонные смеси (до 20...40 мм), что приводит к уменьшению расхода цемента и росту прочности сваи по материалу. Кроме того, использование инжекторов из прокатных уголков позволяет уменьшить металлоёмкость конструкции по сравнению с инжекторами из труб. На конструктивное решение инжектора из прокатных элементов получен патент РФ [44].
2. Разработан и запатентован способ устройства инъекционных свай в слабых водонасыщенных глинистых грунтах с использованием инжектора из прокатных уголков, согласно которому заполнение скважины выполняется восходящим способом (снизу вверх) через извлекаемый бетонолитный рукав [46]. Это позволяет вытеснить грунтовые воды и шлам, поступившие в скважину при вдавлении инжектора, и, следовательно, повысить качество формирования бетонного ствола инъекционной сваи.
3. Приведены результаты практического применения теоретических исследований автора при усилении фундаментов реконструируемых зданий.
4. В результате анализа и обобщения диссертационной работы намечены направления дальнейших исследований развития способов устройства и проектирования инъекционных свай в слабых глинистых грунтах.



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

- 1 В результате сопоставления выполненных экспериментальных исследований и существующих аналитических решений установлена зависимость между усилием вдавливания инъектора  $N_{вд}$  и вертикальной составляющей силы предельного сопротивления грунта  $N_u$  под нижним концом инъектора при его статическом нагружении. Полученные результаты позволили усовершенствовать метод расчёта усилия вдавливания инъектора  $N_{вд}$  инъекционных свай в слабые глинистые грунты, необходимого для погружения инъектора на заданную глубину и формирования скважины инъекционной сваи требуемого диаметра. Расхождение результатов расчётных и экспериментальных данными усилия вдавливания инъектора в слабый глинистый грунт составляет не более 12%.
- 2 В результате анализа данных экспериментальных исследований и численного моделирования выявлено, что при устройстве инъекционной сваи происходит улучшение условий работы слабого глинистого грунта на её боковой поверхности, обусловленное формированием волнообразной (неровной) поверхности ствола сваи и образованием цементно-грунтовой рубашки на границе «свая-грунт основания» при радиальном расширении скважины давлением бетонной смеси.
- 3 Уточнены значения коэффициента условий работы грунта  $\gamma_{cf}$  на боковой поверхности инъекционной сваи (в супесях пластичных и текучих  $\gamma_{cf} = 1,25$ ; в суглинках текучепластичных  $\gamma_{cf} = 1,05$ ), что позволяет использовать для расчёта несущей способности  $F_d$  инъекционных свай характеристики слабых глинистых грунтов, соответствующие природным значениям.
- 4 Установлен переходной коэффициент  $\gamma_{cR}$  между сопротивлением грунта вдавливанию инъектора  $q_{вд}$  и расчётным сопротивлением грунта под нижним концом инъекционной сваи  $R_{нк}$ , что позволяет использовать значения

$q_{вд}$  для определения несущей способности  $F_d$  инъекционных свай. Выявлено, что при значениях  $q_{вд}$  меньше 3500 кПа (что характерно для слабых глинистых грунтов) коэффициент  $\gamma_{сR}$  изменяется от 0,75 до 1,0. Возможность определения несущей способности  $F_d$  через усилие вдавливания (сопротивление грунта вдавливанию) инъектора позволяет выполнять операционный контроль несущей способности инъекционных свай в процессе их устройства на строительной площадке. Сопоставление расчётных (по формуле (3.8)) и экспериментальных значений несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах показало, что расхождение составляет не более 15%.

- 5 Обоснована возможность использования результатов статического зондирования грунтов для определения несущей способности инъекционных свай. Выявлено, что несущая способность инъекционных свай по результатам статического зондирования, меньше фактической (до 16%). Это объясняется улучшением условий работы грунта на боковой поверхности инъекционных свай при расширении скважины. Усовершенствован метод расчёта несущей способности инъекционных свай по результатам статического зондирования путём введения коэффициентов условий работы  $\gamma_{сf}$ . Расхождение значений несущей способности инъекционных свай, полученных при их испытании статической вдавливающей нагрузкой, с данными расчёта по результатам статического зондирования не превышает 10 %.
- 6 Усовершенствованы конструктивное решение инъектора и способ устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах, позволяющие применять бетонные смеси с крупностью заполнителя 20...40 мм, а также выполнять заполнение скважины восходящим способом (снизу вверх) через извлекаемый бетонолитный рукав, тем самым вытеснить грунтовый шлам и воду поступающие в скважину при её устройстве и добиться качественного формирования бетонного ствола инъекционной сваи.



## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М.Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений – М.: Стройиздат. 1973 – 288 с.
2. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах – М.: Стройиздат. 1983 – 248 с.
3. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов / Под ред. А.А. Бартоломея. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.: ил.
4. Богомоллов В. А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов : автореф. дис. канд. техн. наук. – Пермь, 2002. – 18 с.
5. Брандль Х. Применение микросвай при усилении фундаментов исторических зданий и проходке тоннелей над ними//Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. - № 7. – С. 31-42
6. Бровин С. В. Особенности работы буроинъекционных свай усиления в массиве слабых грунтов : дис. ... канд. техн. наук. – СПб., 1994. – 173 с.
7. Гаврилов Г. Н., Егоров А. Л., Коровин С. К. Электрогидроимпульсная технология в горном деле и строительстве. М.: Недра, 1991.
8. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. М.: Стройиздат. 1980 – 198 с.
9. Голубев В. А. Система свай «Soilex» / В. А. Голубев, А. Б. Пономарев // Труды междунар. науч.-практ. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. – Пермь, 2004. –Т. 1. – С. 256-259.Р-26
10. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 415 с..

11. Джантимиров Х.А., Рытов С.А., Юдович Б.Э. Новейшие геотехнические технологии, конструкции и материалы. НИИОСП- 70 лет. Труды института, 2001.
12. Дидух Б. И. Практическое применение методов теории размерностей и подобия в инженерно-строительных расчётах / Б.И. Дидух, И.Б. Каспэ. - М. : Стройиздат, 1975. - 48 с.
13. Дидух Б. И. Упругопластическое деформирование грунтов. – М.: Изд-во УДН, 1987. – 166 с.
14. Дидух Б.И. Механика грунтов. / Учебное пособие – М.: Изд-во УДН, 1990. – 96 с.
15. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. М.: Наука, 1967. 268 с.
16. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Учеб. для геотехнич. спец вузов. – М.: Высш. шк., 1985. – 352 с., ил.
17. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными связями: ВСН 16-84/ Минпромстрой СССР. М., 1984. 48 с.
18. Караулов А.М. Несущая способность основания осесимметричных фундаментов. Новосибирск: Изд. СГУПСа, 2002. 104с.
19. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – М.: ВНИИТПИ, 2000. – 317 с.
20. Конюшков В.В. Несущая способность буроинъекционных свай на вертикальную и горизонтальную нагрузку с учётом технологии их изготовления. автореф. дис. канд. техн. наук. – Санкт\_петербург, 2007. – 22 с.
21. Королев К.В. Плоская задача теории предельного равновесия грунтов. Уч. пособие / Королёв К.В. // Издательство СГУПСа, Новосибирск. 2010. 251 с.
22. Королёв К.В. Начальная несущая способность медленно уплотняющегося водонасыщенного основания ленточных фундаментов / Королёв К.В. // Из-во вузов. Строительство. №4. 2011. С. 38...93

23. Корчагин Г. П. Прессиометрия и вращательный срез в инженерной геологии / Г. П. Корчагин, С. Л. Коренева. – М. : Недра, 1976. – 186 с.
24. Ломизе Г. М., Гильман Я. Д. Электроискровой метод уплотнения грунтов / Гидротехническое строительство. 1962. № 6.
25. Лушников В. В. К обработке результатов прессиометрических исследований сжимаемости грунтов // Полевые методы исследования грунтов: материалы к совещанию. – М. : ПНИИС, 1969. – С. 113-118. М.: Стройиздат, 1986. – 264 с.
26. Лушников В. В. Модель упрочняющейся разномодульной грунтовой среды / В. В. Лушников, Р. Я. Оржеховская, Ю. Р. Оржеховский // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : межвуз. науч. сб. тр. – Пермь, 1987. – С. 72-78.
27. Лушников В. В. Высоконапорная инъекция грунтов как способ создания геотехнических систем в строительстве / В. В. Лушников, В. А. Богомолов // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: материалы международного симпозиума. В 2 ч. – Екатеринбург: Аква-Пресс, 2001. – С. 732-739
28. Мангушев Р.А. и др. Современные свайные технологии: учебное пособие /Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин; 2-е изд., перераб. и доп. -М.: Изд-во АСВ, 2010. -240 с
29. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Особенности устройства фундаментов исторических зданий / Санкт-Петербурга//Жилищное строительство. 2009. № 2. С. 46-48.
30. Мангушев Р.А. К вопросу контроля качества изготовления и приёмки буринъекционных свай / Мангушев Р.А., Пономарев А.Б. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура.2014 №4: ПНИПУ. г. Пермь, 2014 – С.87 – 109

31. Мангушев Р.А. Применение современных конструктивных и технологических методов для устройства подземного пространства в г. Санкт-Петербурге//Геотехника. 2010. № 2. С. 58-67.
32. Мангушев Р.А. Геотехника Санкт-Петербурга. Монография / Р.А. Мангушев, А.И. Осокин // Изд-во АСВ, 2010 -264 с.
33. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат. 1977. 320 с.
34. Осокин А.И. Особенности устройства буронабивных свай в слабых грунтах / Осокин А.И., Сбитнев А.В., Серебрякова А.Б., Татаринов С.В. // Промышленное и гражданское строительство. 2006. № 6. С. 50-52.
35. Осокин А.И. Современные технологии свайного фундаментостроения (буронабивные сваи) [веб-сайт] / А.И. Осокин, А.Б.Серебрякова // Режим доступа: <http://library.stroit.ru/articles/sovsvai/index.html> / свободный (дата обращения 15.04.2012 г.)
36. Осокин А.И. Выполнение инъекционных укрепительных работ под фундаментом жилых зданий / В. А. Ермолаев, А. И. Осокин, А. Г. Мацегора // Геотехника, межвуз. сб. тр. СПб: СПбГАСУ. 2008-С. 151-157
37. О производстве инженерно-геологических исследований грунтов основания фундаментов здания Кемеровского сельскохозяйственного института: отчет ООО «Нооцентр-Д». – Кемерово, 2000. – 49 с.
38. Об инженерно-геологических изысканиях для строительства магазина по ул. Герцена, 13 в г. Томске: отчет ОАО ТомскГИСИЗ. – Томск, 2002.– 38 с.
39. Отчет «Инженерно-геологические условия площадки строительства гаража для автомобилей с бытовыми помещениями на пл. Соляной, 2 (ТГАСУ)» / ООО Научно-производственная фирма «Геостройпроект». – Томск, 2005. – 32 с.
40. Петухов А. А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий. дис. ... канд. техн. наук. – Томск, 2006. – 192 с.

41. Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В. Справочник по сопротивлению материалов. Издательство «Наукова думка», Киев, 1975– 703 с.
42. Полищук А. И. Пат. 2238366 РФ, МПК7 Е 02 D 5/34. Способ устройства инъекционной сваи / А. И. Полищук, О. В. Герасимов, А. А. Петухов, Ю. Б. Андриенко, С. С. Нуйкин; ЗАО НПО «Геореконструкция»; опубл. 20.10.2004, Бюл. № 29.
43. Полищук А. И. Пат. 85495 РФ, МПК7 Е 02 D 5/34. Конструкция инжектора для устройства инъекционной сваи / Полищук А. И., Р. В. Шалгинов, А. А. Тарасов, А. А. Петухов; опубл. 10.08.2009, Бюл. № 22.
44. Полищук А. И. Пат. 87718 РФ, МПК7 Е 02 D 5/34. Инъекционная свая / А. И. Полищук, А. А. Тарасов, Р. В. Шалгинов; опубл. 20.10.2009, Бюл. № 29.
45. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – 3-е изд., доп. – Нортхэмптон: SST; Томск: SST, 2007. – 476 с.
46. Полищук А.И. Патент № 129522. Инъекционная свая для слабых глинистых грунтов // Полищук А.И., Тарасов А.А. Зарегистрировано 27.06.2013 г., приоритет от 15.01.2013 г. Бюл. № 29
47. Полищук А.И. Инъекторы для устройства инъекционных свай / А.И. Полищук, А.А. Тарасов, Р.В. Шалгинов // Материалы научно-практической конференции «Современные технологии в строительстве», посвящённой 50-летию кафедры «Строительного производства» ПГТУ. – Пермь, 2009.
48. Пономарёв А.Б. Сравнение методов определения несущей способности забивных свай по результатам статического зондирования в слабых глинистых грунтах / А.Б. Пономаев, М.А. Безгодов, П.А. Безгодов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2015. № 2. г. Пермь, 2015 – С. 24-39.
49. Пономарев А.Б., Безгодов М.А. Несущая способность забивных свай в слабых водонасыщенных грунтах с учетом фактора времени / Пономарев А.Б.,

- Безгодков М.А. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. -2014. -№ 1. -С. 7-16.
50. Пономарев А.Б. К вопросу о влиянии фактора времени на несущую способность свай / А.Б. Пономарев, А.В. Захаров, М.А. Безгодков //Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы междунар. науч.-практ. конф. -СПб., 2014. -Ч.II. -44-51 с.
51. Ребиндер П.А. Избранные труды: Поверхностные явления в дисперсных системах. Коллоидная химия. М.: Наука, 1978. 246 с.
52. Рекомендации по расчёту свайных фундаментов в слабых грунтах.– М. : Стройиздат, 1975. – 32 с.
53. Рекомендации по расчёту, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в Москве / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя России. - М.: Стройиздат, 1997. – 92 с.
54. Рельтов Б.Ф. Влияние физико-механических факторов на водопроницаемость и деформируемость связных грунтов // Труды совещания по механике грунтов, основаниям и фундаментам: сборник научных трудов. М.: Госстройиздат, 1956 – С.60
55. Рекомендации по проектированию земляного полотна дорог в сложных инженерно-геологических условиях // ВНИИ Транспортного строительства. – М., 1974 – 317 с.
56. Роза С.А. Осадка гидротехнических сооружений на глинах с малой влажностью // Гидротехническое строительство. М., 1950. №9. С. 54-59.
57. Руппенейт К. В. Определение деформативных и прочностных характеристик грунта из дилатометрических испытаний / К. В. Руппенейт, М.И. Бронштейн // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 5.– С. 10-12.

58. Руппенейт К. В. Решение осесимметричной упругопластической задачи для анизотропного грунта // К. В. Руппенейт, М. И. Бронштейн, М. А. Долгих // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 4. – С. 26-29.
59. Рытов С.А. Электроразрядная технология для устройства свай и анкеров. Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 8. Санкт-Петербург. Издательство «АСВ», 2004 г.
60. Рытов С.А. Эффективные современные технологии устройства буройнъекционных свай и грунтовых инъекционных анкеров /Информационный вестник Мособлгосэкспертизы № 1 2007 НИИОСП им. Н.М. Герсееванова - 2007.
61. Самарин Д.Г. Совершенствование способа устройства буройнъекционных свай в маловлажных грунтах с использованием электрических разрядов: автореф. дис. канд. техн. наук. – Томск, 2005. – 23 с.
62. Самарин Д.Г. Устройство ствола набивных свай с использованием электрических разрядов // Известия вузов. Строительство. – 2005. – № 3.– С. 120-124.
63. Смолин Б. С. Буройнъекционные сваи для усиления фундаментов реконструируемых зданий и сооружений: обзорная информация / ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР. – М., 1985. – Вып. 3. – 33 с.
64. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1983. – 39 с.
65. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
66. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* /НИИОСП им. Н.М. Герсееванова Госстроя России. - М.: Стройиздат, 2011. – 161 с.

67. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты». Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 /НИИОСП им. Н.М. Герсеева Госстроя России. - М.: Стройиздат, 2011. – 76 с.
68. СП-50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов/ НИИОСП им. Н.М. Герсеева Госстроя России. - М.: Стройиздат, 2003
69. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов. — М.: Изд-во АСВ, 2005. — С. 488 – ISBN 5-93093-376-6.
70. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. М.: Стройиздат, 1958. 607 с.
71. Терцаги К. Строительная механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1933. – 508 с.
72. Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. Полевые методы исследований строительных свойств грунтов. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1974, 176 с.
73. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге / СПб экспертно-консультативная комиссия по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, 2004
74. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчёты, ведение работ, мониторинг). – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с.: ил.
75. Улицкий В.М. Гид по геотехнике. Путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям / Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. – СПб: ПИ Геореконструкция, 2012. 288 с.
76. Улицкий В. М. Совершенствование технологии устройства свай усиления / В. М. Улицкий, Б. А. Королев, В. М. Рошин, С. В. Бровин // Фундаменты реставрируемых и реконструируемых зданий и памятников архитектуры: материалы конференции. – Л. : ЛДНТП, 1991. – С. 37-43.



77. Уплотнение песчаных грунтов электрическими разрядами / Г. М. Ломизе, А. Н. Мещеряков, Я. Д. Гильман, Б. С. Федоров, Л. П. Хлюпина // Геотехническое строительство. 1963. № 7; 1966. №12.
78. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строит. спец. вузов/ С.Б. Ухов, В.В. Семёнов, В.В. Знаменский и др.; Под ред. С.Б, Ухова. – 4-е изд.,стер. – М.: Высш. шк.,2007. – 566 с.: ил.
79. Федоров Б. С. Усиление оснований буроинъекционными сваями / Б. С. Федоров, Х. А. Джантимиров // На стройках России. – 1978. – № 5. – С. 2-5.
80. Федоровский В. Г. О расширении цилиндрической скважины в упруго-пластической среде // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 2. – С. 28-30.
81. Федоровский В.Г. Несущая способность сыпучего основания ленточного фундамента при действии наклонной внецентренной нагрузки. // ОФМГ, 2005 №4, с 1-7.
82. Флорин В.А. Основы механики грунтов: Т.2 М.: Госстройиздат, 1961. 544 с.
83. Цытович Н.А. Механика грунтов. Изд. четвертое, вновь перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1963. – 636 с.
84. Цытович Н.А. Расчёт осадок фундаментов. – М.: Стройиздат, 1941.
85. Шалгинов Р.В. Совершенствование методов расчёта инъекционных свай в глинистых грунтах для условий реконструкции зданий: дис... канд. техн. наук. – Томск, 2010. – 236 с.
86. Шашкин А.Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. М.: Издательство «Академическая наука» - Геомаркетинг, 2014, 352 с.
87. Экспериментальные исследования работы инъекционных свай в глинистых грунтах, устроенных методом высоконапорной инъекции / А.И. Полищук, А.А. Петухов, О.В. Герасимов // Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации фундаментов, мостов и автомобильных дорог.

- Механизация строительства. Охрана окружающей среды: материалы Российской науч.-техн. конф. / Пермский гос. техн. ун-т. – Пермь, 2004. – С. 43–47.
88. Юрик Я.В. "Основные характеристики физико-механических свойств грунтов. Таблицы для расчета"; Киев, "Будівельник", 1976.
  89. Ющубе С.В. Пат. 2256029. Российская Федерация, МПК7 E 02 D 5/42. Способ изготовления набивной сваи / Ющубе С.В., Самарин Д.Г. – Заявлено 23.08.04, Опубл. 10.07.05, Бюл. № 19.
  90. Bigoni D. The quasi-static finite cavity expansion in a non-standard elasto-plastic medium / D. Bigoni, F. Laudiero // *Int. J. Mech. Sci.* – № 31. – p. 825-838.
  91. Biot M. General Theory of Three Demensional Consolidation. *J. of Applied Physics*, vol.12, February. 1941. P. 155-164
  92. Carter J. P. Analysis of cylindrical cavity expansion in a strain weakening material / J. P. Carter, S. K. Yeung // *Computers and Geotechnics*. – 1985. – № 1. – p. 161-180.
  93. Chadwick P. The quasi-static expansion of a spherical cavity in metals and ideal soils / P. Chadwick // *Q. J. mech. Appl. Math.* – 1959. – № 12. – p. 52-71.
  94. Fernando V. Use of cavity expansion theory to predict ground displacement during pipe bursting / V. Fernando, Ian D. Moore // *Pipelines — Beneath Our Feet: Challenges and Solutions : proceedings of Pipeline Division Specialty Conference, 2002.* – 11 p.
  95. Finno J. Evaluation of Compaction Grouted minipiles at the Northwestern University/ J.Finno, C.O. Perdomo// *National Geotechnical Experimentation Site/ - 1997*
  96. Gibson R. E. In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter / R. E. Gibson, W. F. Anderson // *Civ. Engng Pub. Wks Rev.* – 1961. – № 56. – p. 615-618.
  97. Hansen, J.B., 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute* 28, 5–11.

98. Houlsby G. T. Analysis of the cone pressuremeter test in clay / G. T. Houlsby, N.J. Withers // *Geotechnique*. – 1988. – № 38. – p. 573-587.
99. Houlsby G. T. Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand // G. T. Houlsby, B. G. Clarke, C. P. Wroth // *Proc. 2nd Int. Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Texas, 1986*. – p. 245-262.
100. Hughes J. M. O. Pressuremeter tests in sands / J. M. O. Hughes, C. P. Wroth, D. Windle // *Geotechnique*. – 1977. – № 27. – p. 455-477.
101. Kerizel J. Deep Foundation in Sand: Variation of Ultimate Bearing Capacity with Soil Density, Depth Diameter and Speed. *Proc. V Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 11 p. 73, Paris, 1961.
102. Lizzi F. Root-pattern piles underpinning. *Proc. symposium on bearing capacity of piles*. Roorkee, 1964.
103. Lizzi F. The static restoration of monuments. Sager publisher. Genova, 1982.
104. Menzenbach E/ The Determination of the Permissible Point Load of Piles by Means of Static Penetration Tests. *Proc. V Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 11 p. 99, London, 1961.
105. Meyerhof G.G., 1951. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique* 2 (4), 301–332.
106. Palmer A. C. Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clays / A. C. Palmer // *Geotechnique*. – 1972. – № 22. – p. 451-457.
107. Prandtl L., 1921. Uber die Eindringungs-festigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik* 1 (1), 15–20.
108. Randolph M. F. Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation / M. F. Randolph, J. P. Carter, C. P. Wroth // *Geotechnique*. – 1979. – № 29. – p. 361-393.
109. Reissner H., 1924. Zum Erddruckproblem. In: Biezend C.B., Burgers J.M. (Eds.), *Proc. First Congr. Appl. Mech.*, pp. 295–311.

110. Sagaseta C. Quasi-static undrained expansion of a cylindrical cavity in clay in the presence of shaft friction and anisotropic initial stresses: personal communication. – 1984. – 9 p.
111. Terzaghi K., 1943. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York.
112. Vesic A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass / A. S. Vesic // J. Soil Mech. Fndn Engng Div., Am. Soc. Civ. Endrs. – 1972. – № 98. – p. 265-290.
113. Vesic A., 1975. Bearing capacity of shallow foundations. In: Winterkorn, H.F., Fang, H.Y. (Eds.), Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 121–147.

Закрытое акционерное общество  
**«Научно-производственное объединение Геореконструкция»**  
(ЗАО «НПО Геореконструкция»)

634034, г. Томск, ул. Кулева, 3, оф. 238, тел/факс (3822) 51-45-21 ИНН 7018006623 КПП 701701001

**Справка о внедрении**  
результатов диссертационной работы аспиранта  
кафедры «Основания, фундаменты и испытания сооружений»  
Томского государственного архитектурно-строительного университета  
**Тарасова Александра Александровича**

Настоящей справкой подтверждается, что в мае - сентябре 2012 г. при разработке проектной документации на капитальный ремонт жилого дома по ул. Усова, 37а в г. Томске ЗАО «НПО Геореконструкция» были использованы результаты диссертационной работы аспиранта кафедры «Основания, фундаменты и испытания сооружений» ФГБОУ ВПО «Томский государственный архитектурно – строительный университет» **Тарасова Александра Александровича**.

За период эксплуатации жилого дома инженерное – геологические условия площадки ухудшились, что привело к неравномерным сверхнормативным деформациям (осадкам) грунтов основания и необходимости проведения работ по усилению фундаментов здания.

Проектом предусмотрено выполнение усиления ленточных железобетонных фундаментов здания с использованием инъекционных свай длиной 6,0 м, общим количеством – 72 шт. В разработке проекта принимал участие аспирант Тарасов А.А.

Разработанный способ усиления фундаментов позволил вести работы из существующего технического подполья без расселения жильцов первого этажа, что являлось одним из основных критериев при выборе способа усиления фундаментов здания.

Директор  
ЗАО «НПО Геореконструкция»



*(Handwritten signature)*  
А.А. Лобанов



# ООО «ФОБУС-5»

Общество с ограниченной ответственностью «ФОБУС - 5»

Юр. адрес: 634057, г. Томск, ул. Ф. Мюнниха, 22-198

Факт. адрес: 634003 г. Томск, ул. Бакунина, 26  
строение, 1, офис 001

тел. (3822) 59-56-90, 22-50-78

тел./факс: (3822) 70-67-71

e-mail: tomsk.fobus5@mail.ru

Некоммерческое партнерство «Томское  
проектное объединение по повышению ка-  
чества проектной продукции»

Регистрационный номер в государственном  
реестре саморегулируемых организаций  
СРО-П-023-10092009

Свидетельство № 0082-10 от 19. 12. 2013г.

## Справка о внедрении

результатов диссертационной работы аспиранта кафедры  
«Основания, фундаменты и испытания сооружений» ТГАСУ  
**Тарасова Александра Александровича**

Настоящей справкой подтверждается, что в июне – ноябре 2014 г. при разработке проектной документации на усиление фундаментов реконструируемого здания по ул. Говорова, 29 в г. Томске были использованы результаты кандидатской диссертации аспиранта кафедры «Основания, фундаменты и испытания сооружений» Томского государственного архитектурно – строительного университета Тарасова Александра Александровича. Проектная документация на усиление фундаментов многоуровневого гаража по ул. Говорова, 29 в г. Томске подготовлена организацией ООО «Фобус-5».

Проектом было предусмотрено устройство 15 инъекционных свай длиной 4,5 м по способу, разработанному Тарасовым А.А. и Полищуком А.И. (Пат. № 129522 Российская Федерация, МПК7 Е 02 D 5/34. Инъекционная свая для слабых глинистых грунтов / Полищук А. И., Тарасов А. А; опубл. 15.01.13, бюл. 29.). Конструкция инъектора принята согласно патенту № 85495 РФ (Пат. № 87718 Российская Федерация, МПК7 Е 02 D 5/34. Инъекционная свая / Полищук А. И., Тарасов А. А., Шалгинов Р. В.; опубл. 20.10.09, Бюл. № 29.).

Проект усиления фундаментов гаража прошёл негосударственную экспертизу проектной документации в ООО «Оборонэкспертиза» г. Москва и получил



положительное заключение.

С технической точки зрения предложенный способ усиления фундаментов имеет ряд преимуществ по сравнению с другими способами. К наиболее значимым результатам следует отнести, передачу нагрузки на нижерасположенные более прочные слой основания, которая позволяет избежать негативных влияний при увеличении нагрузок на фундаменты здания. Предложенный способ позволяет выполнять с надлежащим качеством работы по устройству инъекционных свай в рассматриваемых грунтовых условиях. Для устройства инъекционных свай не требуется крупногабаритного оборудования, что особенно актуально при производстве работ в стесненных условиях.

Директор ООО «Фобус-5», к.т.н.

В.А. Юдин В.А. Юдин

