

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



**СЕРБИН ВИТАЛИЙ ВИКТОРОВИЧ**

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПОВЫШЕНИЯ  
НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ В ЛЁССОВЫХ ГРУНТАХ НА  
ПРИМЕРЕ СЕВЕРНОГО КАВКАЗА**

Специальность: 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель: доктор  
геолого-минералогических наук,  
профессор Галай Борис Федорович

Ставрополь – 2017

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. РАСПРОСТРАНЕНИЕ, СТРОЕНИЕ, СОСТАВ И СВОЙСТВА ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ СЕВЕРНОГО КАВКАЗА.....	11
1.1. Геоморфология региона.....	11
1.2. Распространение и строение лёссовых толщ региона .....	12
1.3. Состав и структурные особенности лёссовых грунтов региона .....	17
1.4. Физические и физико-механические свойства лёссовых грунтов региона .....	29
1.4.1. Физические свойства.....	29
1.4.2. Физико-механические свойства лёссовых грунтов.....	32
1.5. Оценка просадочности лёссовых грунтов.....	38
1.5.1. Проблема грунтоноса .....	38
1.5.2. Методы одной и двух кривых .....	40
1.5.3. Оценка просадочности по косвенным признакам .....	42
1.5.4 Оценка просадочности полевыми методами .....	47
1.6. Выводы по главе 1 .....	51
ГЛАВА 2. АНАЛИЗ СТРОИТЕЛЬНЫХ НОРМАТИВОВ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ.....	53
2.1. Первые строительные нормативы.....	53
2.2. Развитие нормативов по применению свай в просадочных грунтах .....	55
2.3. Отрицательное (негативное, нагружающее) трение в лёссовых грунтах .....	61
2.4. Оценка несущей способности свайных фундаментов по данным зондирования .....	64
2.5. Оценка несущей способности свайных фундаментов полевыми испытаниями .....	70
2.6. Выводы по главе 2 .....	75
ГЛАВА 3. ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ПОСТРОЕННЫХ НА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТАХ И ЛЁССОВЫХ ГРУНТАХ В УСЛОВИЯХ СЕВЕРНОГО КАВКАЗА .....	76
3.1. Свайные фундаменты в Ставропольском крае.....	76
3.1.1. Применение свай в г. Ставрополе.....	76
3.1.2. Применение свай в г. Буденновске .....	82
3.1.3. Сваи в условиях г. Георгиевска .....	95
3.1.4. Сваи в других городах Ставропольского края .....	99
3.2. Применение свай в Ростовской области .....	104
3.2.1 Сваи в г. Ростове-на-Дону .....	104
3.2.2. Свайные фундаменты в г. Волгодонске .....	110
3.3. Сваи в Краснодарском крае.....	118
3.3.1. Сваи в г. Краснодаре .....	118
3.3.2. Другие объекты в Краснодарском крае.....	122
3.4. Сваи в Кабардино-Балкарии.....	124
3.5. Сваи в Чеченской республике и Ингушетии .....	126
3.6. Выводы по главе 3 .....	130
ГЛАВА 4. МЕТОДЫ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ ПРИ НОВОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ СУЩЕСТВУЮЩИХ ОБЪЕКТОВ.....	132
4.1. Уплотнение просадочных грунтов глубинными взрывами .....	132
4.2. Уплотнение просадочных и слабых грунтов шнековым способом.....	138
4.3. Выводы по главе 4 .....	145
ГЛАВА 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ СЕВЕРНОГО КАВКАЗА .....	146
5.1. Рекомендации по исследованию лёссовых грунтов для проектирования свайных фундаментов на стадии изысканий .....	146

5.2. Рекомендации по проектированию свайных фундаментов на просадочных грунтах .....	148
5.3. Рекомендации по производству работ при выполнении свайных фундаментов в просадочных грунтах .....	151
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	157
Список использованной литературы .....	159
Приложение А.....	181
Приложение Б.....	184
Приложение В.....	185
Приложение Г.....	186
Приложение Д.....	188
Приложение Е.....	190
Приложение Ж.....	196

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Массовое строительство зданий и сооружений, а также возведение уникальных объектов на Северном Кавказе постоянно осложняли и будут осложнять лёссовые просадочные грунты, которые занимают около 85 % площади и с которыми связаны практически все деформации зданий и сооружений в регионе [35; 97; 98; 115; 117; 164; 174; 175].

Повышение качества и эффективности строительства на просадочных грунтах в значительной степени зависит от правильной оценки их свойств и выбора фундаментов. Традиционно считается, что при строительстве на слабых и просадочных грунтах приоритет принадлежит свайным фундаментам.

Наши исследования показали, что сваи в просадочных грунтах региона могут быть рискованным и ненадежным видом фундаментов. Некоторые здания, построенные на сваях и просадочных грунтах в г.г. Буденновске, Георгиевске, Кисловодске, Ростове-на-Дону, Волгодонске, Кабардино-Балкарии, Чечено-Ингушетии и др., испытали аварийные деформации, для исправления которых потребовались значительные средства и специальные методы укрепления грунтов.

По данным В.И. Крутова и др. [97, с. 66-68; 98, с. 8, 93], суммарные затраты на восстановление деформированных зданий и сооружений, построенных на свайных фундаментах, составляет 20-60% от стоимости строительных работ.

Л.Г. Мариупольский [117] и З.Г. Тер-Мартirosян [164, с. 320] сообщают, что *«известны многочисленные случаи, когда из-за просадки лёссовых грунтов сваи давали значительные просадки, что приводило к аварийным ситуациям... Затраты на ремонтные и восстановительные работы при строительстве на лёссовых грунтах составляют 30-40 % от первоначальной стоимости сооружений»*.

Р.А. Мангушев и др. [115, с. 130-131] отмечают значительное расхождение между расчетным и фактическим значением несущей способности свай из-за слабой изученности физических процессов в *непросадочных* грунтах и необходимость приспособления новых технологий изготовления свай к местным



грунтовым условиям. Они считают разработку достоверных методов оценки несущей способности свай актуальной задачей для инженеров-геотехников.

М.Н. Гольдштейн [52] указал на необходимость исследований свайных фундаментов в просадочных грунтах под уже построенными тяжелыми зданиями.

Тема диссертации соответствует паспорту научной специальности: 05.23.02, а именно пункту 2 – «Создание научных и методологических основ фундаментостроения и подземного строительства в сложных инженерно-геологических, гидрогеологических и природно-климатических условиях, а также при особых природных и техногенных воздействиях»; пункту 7 – «Разработка новых методов расчета, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции, усилении и ликвидации аварийных ситуаций»; пункту 11 – «Создание новых инженерных методов преобразования грунтов для повышения несущей способности оснований зданий и сооружений (уплотнением, укреплением, армированием, замораживанием и др)».

**Объект исследования.** Свайные фундаменты и просадочные лёссовые грунты Северного Кавказа.

**Предмет исследования.** Несущая способность свайных фундаментов на лёссовых грунтах Северного Кавказа как фактор надежного строительства и безаварийной эксплуатации зданий и сооружений.

**Степень разработанности темы исследования.** Большой вклад в исследование несущей способности свайных фундаментов на обычных и просадочных грунтах внесли Ю.М. Абелев, М.Ю. Абелев, Л.С. Амарян, В.П. Ананьев, Ю.А. Багдасаров, А.М. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, В.И. Берман, А.Н. Богомоллов, А.К. Бугров, А.Г. Булгаков, Воробков Л.Н., В.Г. Галицкий, И.А. Ганичев, Н.Б. Гареева, Я.Д. Гильман, В.Н. Голубков, М.Н. Гольдштейн, Б.В. Гончаров, М.И. Горбунов-Посадов, А.Л. Готман, А.А. Григорян, Б.И. Далматов, Н.Я. Денисов, В.К. Дмоховский, А.М. Дзагов, В.П. Дыба, К.Е. Егоров, С.И. Евтушенко, В.М. Еникеев, А.Ж. Жусупбеков, Ю.К. Зарецкий, Р.С. Зиангиров, В.В. Знаменский, В.А. Зурнаджи, В.В. Ильичев, О.Н. Исаев, В.И. Каширский, С.Н. Клепиков, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев, П.А. Коновалов, М.П. Коханенко, В.И.

Крутов, Б.И. Кулачкин, В.И. Лебедев, А.А. Луга, Р.А. Мангушев, Л.Г. Мариупольский, Г.В. Миткина, А.А. Мустафаев, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, В.А. Пшеничкина, А.К. Радкевич, И.Б. Рыжков, И.И. Сахаров, Г.И. Скибин, З.Г. Тер-Мартirosян, К. Терцаги, Ю.Г. Трофименков, В.М. Улицкий, С.Б. Ухов, А.Б. Фадеев, В.И. Феклин, И.В. Финаев, Н.А. Цытович, Г.П. Чеботарев, Д.М. Шапиро, А.Г. Шашкин и др. Их усилиями создана нормативно-теоретическая база проектирования свайных фундаментов на обычных и просадочных грунтах и получены важные практические результаты. Тем не менее, остаются нерешенными вопросы оценки несущей способности свай, связанные с просадочностью лёссовых грунтов, решение которых позволит повысить надежность и экономичность этого индустриального вида фундаментов.

**Цель исследования** – изучить влияние просадочных грунтов на несущую способность свайных фундаментов в условиях Северного Кавказа.

В соответствии с поставленной целью решались следующие **задачи**:

1. Изучить распространение, строение, состав и свойства лёссовых грунтов Северо-Кавказского региона и объектов, построенных на свайных фундаментах.
2. Дать оценку методам просадочности лёссовых грунтов.
3. Выполнить анализ строительных нормативов по проектированию свайных фундаментов на просадочных грунтах.
4. Выполнить анализ и обобщить опыт проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений, построенных на свайных фундаментах и лёссовых грунтах в условиях Северо-Кавказского региона.
5. Разработать и обосновать методы повышения несущей способности свайных фундаментов в просадочных грунтах при новом строительстве и реконструкции существующих объектов.
6. Составить рекомендации по применению свайных фундаментов на просадочных грунтах Северного Кавказа.

**Научная новизна работы.**

1. Впервые выполнен региональный анализ лёссовой формации Северного Кавказа с целью обоснования проектирования свайных фундаментов при массовом строительстве, а также крупных и уникальных объектов.

2. Выявлены научно обоснованные зависимости между характеристиками состава и свойств лёссовых грунтов, полезные для практического использования при проектировании свайных фундаментов на просадочных грунтах.

3. Впервые изучен опыт проектирования и строительства зданий и сооружений на свайных фундаментах и просадочных грунтах Северного Кавказа.

4. С участием автора разработаны и опробованы новые комплексные методы укрепления просадочных грунтов для повышения несущей способности свайных фундаментов вновь строящихся и аварийных объектов.

#### **Теоретическая и практическая значимость работы.**

1. Анализ и обобщение опыта строительства на свайных фундаментах в просадочных грунтах позволяет повысить надежность и эффективность применения этого индустриального вида фундаментов при новом строительстве, реконструкции и восстановлении аварийных объектов.

2. Полученные зависимости между характеристиками состава, состояния и свойств лёссовых грунтов позволяют дать предварительную оценку несущей способности свайных фундаментов в сложных грунтовых условиях Северного Кавказа и могут быть использованы в других регионах страны с аналогичными грунтовыми условиями.

3. «Рекомендации по применению свайных фундаментов на просадочных грунтах Северного Кавказа» после их обсуждения и корректировки могут быть использованы в качестве региональных ТСН (Территориальных строительных норм) субъектов Юга России.

Значение полученных результатов для практики строительства на просадочных грунтах подтверждено справками производственных организаций.

#### **Методология и методы диссертационного исследования.**

Методологическую базу составили научные труды отечественных и зарубежных авторов. Исследование просадочных грунтов и объектов, построенных

на свайных фундаментах, проведено автором на большей части территории Северного Кавказа. Для этого потребовалось:

- изучить архивные и опубликованные данные о лёссовых грунтах региона;
- с выездом на место изучить состояние более 80-ти объектов, построенных на свайных фундаментах в лёссовых грунтах Ставропольского и Краснодарского краев, Ростовской области, Кабардино-Балкарии и Чечено-Ингушетии;
- изучить научно-техническую литературу и нормативную базу проектирования свай в просадочных грунтах;
- в должности главного конструктора принять участие в проектировании ответственных объектов на просадочных грунтах в регионе.

### **Информационная база исследования.**

Информационной базой исследования являются:

- научные статьи, книги, доклады и материалы научных конференций;
- официальные нормативные документы по теме исследования;
- проектно-изыскательская и исполнительная документация по объектам, построенным на свайных фундаментах и просадочных грунтах в регионе;
- результаты собственных разработок.

### **Положения, выносимые на защиту.**

1. Региональный анализ лёссовой формации Северного Кавказа с целью проектирования свайных фундаментов.
2. Научно обоснованные зависимости между характеристиками состава и свойств лёссовых грунтов для их практического использования при проектировании свайных фундаментов на просадочных грунтах.
3. Методы повышения несущей способности свайных фундаментов на просадочных грунтах при новом строительстве и аварийных ситуациях.
4. Рекомендации по применению свайных фундаментов на просадочных грунтах Северного Кавказа.

**Достоверность** полученных результатов подтверждается научным анализом большого объема характеристик состава и свойств просадочных лёссовых грунтов; объективным анализом аварийных деформаций зданий и сооружений,

построенных на свайных фундаментах и лёссовых грунтах; эффективностью рекомендаций и реализованных проектов, выполненных с участием автора на крупных правительственных стройках региона.

**Личный вклад** автора диссертации заключается в разработке методики комплексного метода устранения просадочности, подготовке публикаций по материалам диссертационной работы, анализе результатов экспериментальных и теоретических исследований и в формулировке заключений, определяющих практическую значимость и научную ценность работы.

#### **Апробация работы.**

Основные положения диссертационной работы доложены и обсуждены на: Всероссийской научно-практической конференции «Промышленная безопасность при недропользовании и охрана недр» (г. Ессентуки, май 2015 г.); Всероссийской научно-практической конференции «Рациональное и безопасное недропользование» (г. Ялта, сентябрь 2015 г.); IV-я ежегодная научно-практической конференции Северо-Кавказского федерального университета «Университетская наука – региону» (г. Ставрополь, СКФУ, апрель 2016 г.). Основные положения диссертационной работы доложены и обсуждены на заседании кафедры "Строительство" СКФУ (протокол №13 от 24.06.16 г.).

**Внедрение результатов исследования.** Результаты исследований были использованы при проектировании объектов ООО «Ставролен» Лукойла, ОАО «Кавказвзрывпром», ООО «ЦПЭССЛ БВР», Администрациями гг. Ставрополя, Буденновска, Армавира, ООО «Грунт», ООО «Геотехнологии».

По заданию ООО «СТАВРОЛЕН» ОАО «ЛУКОЙЛ» автор (в должности главного конструктора) выполнил проекты уплотнения просадочных грунтов в г. Буденновске для: 1) государственного инвестиционного проекта «Реконструкция с целью переработки газового сырья месторождений Северного Каспия» с экономическим эффектом 887,372 млн. рублей (Приложение А), 2) при строительстве Спортивно-оздоровительного комплекса с экономическим эффектом 146,42 млн. рублей (Приложение Б), при восстановлении аварийного дома по ул. Маяковского, 16а в г. Ставрополе (Приложение В).

Запатентованы способ изготовления буронабивной сваи и устройство для его осуществления (№ 2570695) и способ закрепления грунта и устройство для его осуществления (№ 2588511).

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 16 работ, в том числе 1 монография и 6 статей в научных журналах, входящих в Перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий, рекомендуемых ВАК РФ, 2 патента на изобретения.

**Структура и объем диссертации.**

Работа состоит из введения, пяти глав, заключения и 7 приложений, изложенных на 178 страницах машинописного текста, содержит 75 рисунков, 37 таблиц и списка литературы из 193 наименования.

Диссертация выполнена на кафедре «Строительство» института «Строительства, транспорта и машиностроения» ФГАОУ ВО СКФУ под руководством профессора, доктора геолого-минералогических наук Б.Ф. Галая, которому автор выражает благодарность за постоянное внимание и помощь при выполнении работы.

Автор признателен сотрудникам кафедры «Строительство» Северо-Кавказского федерального университета, руководству и сотрудникам ОАО «СтавропольТИСИЗ», ОАО «Ставропольский Гражданпроект», СтавропольТИСИЗу, Северо-Кавказскому инженерно-геологическому Центру (бывший Северо-Кавказский филиал ПНИИИС Госстроя СССР), Госгортехнадзору РФ и ОАО «Кавказвзрывпром» за помощь в период подготовки диссертации.

# ГЛАВА 1. РАСПРОСТРАНЕНИЕ, СТРОЕНИЕ, СОСТАВ И СВОЙСТВА ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ СЕВЕРНОГО КАВКАЗА

## 1.1. Геоморфология региона

На территории региона выделены две инженерно-геологические провинции:

– *Предкавказские равнины*, включающие инженерно-геологические области (рис. 1.1): Азово-Кубанскую равнину, Ставропольское плато, Терско-Кумскую низменность, Приманычскую низменность [19; 31; 33; 143; 173];

– *Предгорные депрессии и возвышенности*: Тамань, Западно-Кубанскую, Восточно-Кубанскую и Минераловодскую равнины, Терско-Кабардино-Сунженскую область.

*Азово-Кубанская равнина* (Западное Предкавказье) – это область сплошного распространения лёссовидных суглинков и глин мощностью до 50-60 м.

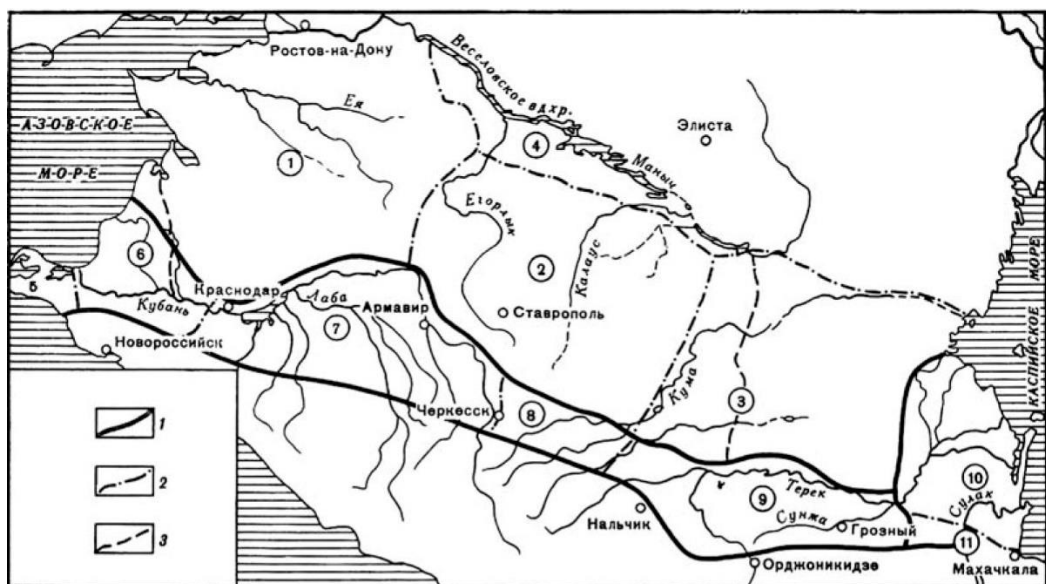


Рисунок 1.1 – Геоморфологическое районирование Северного Кавказа. Границы: 1 – провинций; 2 – областей; 3 – восточная граница лёссовой формации Предкавказских равнин

*Ставропольское плато* на западных и восточных склонах имеет практически сплошной лёссовый покров, а на поверхности плато – в виде отдельных участков.

*Терско-Кумская низменность* имеет лёссовый покров только по периферии.

*Приманычская низменность* – здесь лёссы распространены повсеместно.

*Таманский полуостров* покрыт повсеместно лёссовыми грунтами.

*Западно-Кубанская равнина:* правобережье р. Кубани имеет сплошной и мощный лёссовый покров, левобережье – в виде отдельных участков.

*Восточно-Кубанская и Минераловодская возвышенные равнины* имеют прерывистый покров лёссовых пород.

*Терско-Кабардино-Сунженская область*, включающая Кабардинскую, Северо-Осетинскую и Чеченскую наклонные равнины и Терский Кабардино-Сунженский низкогорные хребты, характеризуется широким распространением лёссовых грунтов, иногда большой мощности.

## **1.2. Распространение и строение лёссовых толщ региона**

Лёссовая формация региона имеет следующие особенности:

1. Лёссовые грунты распространены практически повсеместно, покрывая разнообразные по возрасту и составу отложения. Наиболее мощные лёссовые толщи распространены в восточных районах Ставрополя [33; 174], где их мощность достигает 70-100 м и более, а просадочная толща – до 50 м. Эта территория с равнинным рельефом считается наиболее пригодной для градостроительного, мелиоративного и сельскохозяйственного освоения.

2. Вблизи к Прикаспийской низменности распространены пылеватые лёссовые пески и супеси (типичные лёссы), а далее на запад лёссовый покров представлен средними и тяжелыми суглинками и глинами [10; 19; 31; 33]. Это указывает, что материал лёссовых пород был принесен ветром из восточных районов Предкавказья (в основном из Прикаспийской низменности).

3. Эоловый генезис лёссовых грунтов подтверждают следующие признаки: 1) плащеобразное залегание лёссового покрова, не подчиняющегося рельефу и гидрографической сети; 2) резкое отличие состава лёссов от подстилающих и окружающих отложений; 3) отсутствие слоистости, которая неизбежна при водном накоплении материала; 4) преобладание т.н. «лёссовой» фракции (0,10-0,01 мм); 5) наличие неустойчивых (в т.ч. вулканогенных) минералов и вулканического пепла в лёссовых разрезах (рис. 1.2); 6) уменьшение размера частиц и тяжелых минералов от области питания (Прикаспийской низменности) с востока на запад; 7) высокое



содержание солей в верхней (просадочной) части разрезов.



Рисунок 1.2 – Лёссовое плато и геологические разрезы с ископаемыми почвами и вулканогенным пеплом в районе Отказненского водохранилища р. Кумы

В настоящее время палеогеографы России [47] считают, что лёссовые грунты образовались во время четвертичных оледенений, в условиях холодной и сухой перигляциальной тундро-степи с образованием многолетней (вечной) мерзлоты. Накопление лёссовой пыли происходило лавинно, практически при отсутствии растительного покрова. В этих суровых условиях *«холод, сухость и соли препятствовали развитию нормального растительного покрова»* [31]. Ископаемые почвы в лёссовых разрезах (рис. 1.2 и 1.3) формировались в периоды межледниковий в условиях теплого и влажного климата, близкого к современному.

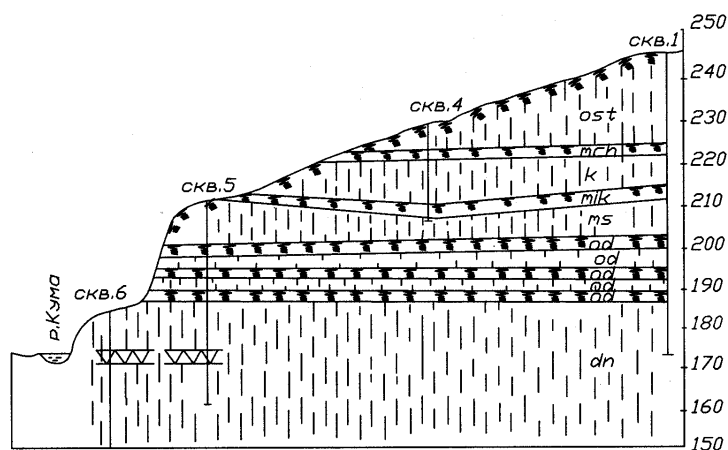


Рисунок 1.3 – Циклическое строение лёссовых толщ в районе с. Отказное.

Историю формирования лёссовых толщ отражает их стратиграфия (табл. 1.1).

Таблица 1.1 – Стратиграфия лёссовых толщ Северного Кавказа (по [93])

Отдел, эпоха	Ярус, век, горизонт	Индекс	Начало века, тыс. лет	События в Каспийском бассейне	Время, тыс. лет	Абс. отм. воды, м
Современный	Голоцен	IV	10	Новокаспийская трансгрессия	8-9	+20
Поздний плейстоцен (валдай, вюрм)	Осташковский (поздневалдайский) лёсс	III	23	Послехвалынская регрессия Позднихвалынская трансгрессия	20-10	-50 -2
	Молого-шексинская (внутривалдайская) почва	III	45	Енотаевская регрессия	40-20	-45
	Калининский (ранневалдайский) лёсс	III	65	Раннихвалынская трансгрессия	70-40	+48
	Микулинская почва	III	100	Ательская регрессия	90-70	-50
Средний плейстоцен (рисс)	Московский лёсс	II	180	Позднихазарская трансгрессия	200-70	-15
	Одинцовская почва	II	230	Позднихазарская регрессия	250-200	?
	Днепровский лёсс	II	300	Раннихазарская трансгрессия	300-250	+20
	Лихвинская почва	II	-	Раннихазарская регрессия	-	-
Ранний плейстоцен (миндель)	Окский (древнеледниковый)	II	500	Позднебакинская трансгрессия	-	-
	Предокское время с несколькими теплыми и холодными эпохами	I	790	Раннебакинская трансгрессия	-	+10

В табл. 1.2 дана характеристика лёссовых грунтов по областям региона, которая демонстрирует широкий диапазон изменения их состава и свойств, в том числе их главного свойства – просадочности. Самые просадочные грунты России обнаружены в восточных районах Ставрополя (Буденновск, Благодарный, Георгиевск), в предгорных равнинах Чечено-Ингушетии и Кабардино-Балкарии и в северо-восточной части Ростовской области (г. Волгодонск).

На рис. 1.4 приведена схематическая карта просадочности лёссовых пород Северо-Кавказского региона, составленная при участии автора. На карте показаны мощность лёссовых толщ  $H$ , мощность просадочной толщи  $H_{sl}$  и величина просадки при природном давлении  $S_{sl}$ , которые должны учитываться при проектировании противопросадочных мероприятий и свайных фундаментов в различных районах.

Таблица 1.2 – Инженерно-геологические свойства лёссовых пород различных областей Северного Кавказа по [31]

Инженерно-геологические характеристики лёссовых толщ по областям	Инженерно-геологические области									
	Тамань	Закубанская равнина	Правобережье Кубани	Минераловодская равнина	Терско-Кумское междуречье	Кабардинская равнина	Северо-Осетинская равнина	Надтеречная равнина	Алханчуртовская равнина	Дагестанская равнина
Мощность лёссовых пород, м	до 20	до 20	до 40	2 – 10 (редко 20)	до 120	до 50	до 50	до 60 – 70	до 45	до 20 – 25
Максимальная мощность просадочной толщи, м	10	12	18	5 – 8	до 60	30	30	40	20	11
Глубина залегания грунтовых вод, м	1 - 23	2 - 20	2 - 25	разная	до 92	разная	разная	до 50 – 60	разная	5 – 30
Глинистая фракция (< 0,005 мм), %	$\frac{8-55}{28}$	$\frac{10-60}{38}$	$\frac{10-60}{38}$	$\frac{15-55}{36}$	$\frac{10-30}{22}$	$\frac{15-50}{30}$	$\frac{12-55}{25}$	$\frac{10-40}{20}$	$\frac{8-43}{22}$	$\frac{15-38}{23}$
Пылеватая фракция (0,05-0,005 мм), %	$\frac{30-67}{53}$	$\frac{12-50}{32}$	$\frac{10-80}{45}$	$\frac{20-60}{39}$	$\frac{40-80}{60}$	$\frac{35-65}{50}$	$\frac{38-72}{55}$	$\frac{40-70}{60}$	$\frac{48-81}{66}$	$\frac{40-75}{62}$
Песчаная фракция (>0,05 мм), %	$\frac{5-25}{19}$	$\frac{1-50}{30}$	$\frac{5-60}{20}$	$\frac{8-48}{25}$	$\frac{8-30}{18}$	$\frac{10-30}{20}$	$\frac{8-45}{22}$	$\frac{3-50}{20}$	$\frac{7-19}{12}$	$\frac{5-38}{15}$
Влажность на границе текучести, %	$\frac{26-40}{30}$	$\frac{22-55}{37}$	$\frac{28-46}{37}$	$\frac{24-48}{33}$	$\frac{21-32}{26}$	$\frac{20-45}{30}$	$\frac{20-40}{29}$	$\frac{22-35}{26}$	$\frac{24-33}{28}$	$\frac{20-56}{29}$
Влажность на границе раскатывания, %	$\frac{16-25}{20}$	$\frac{12-28}{23}$	$\frac{12-30}{22}$	$\frac{12-30}{18}$	$\frac{16-20}{18}$	$\frac{13-28}{19}$	$\frac{12-29}{17}$	$\frac{17-22}{19}$	$\frac{14-18}{16}$	$\frac{13-32}{19}$
Число пластичности, %	$\frac{6-21}{10}$	$\frac{10-36}{16}$	$\frac{6-26}{14}$	$\frac{2-30}{16}$	$\frac{2-12}{6}$	$\frac{3-18}{11}$	$\frac{2-20}{12}$	$\frac{2-12}{7}$	$\frac{9-17}{12}$	$\frac{2-32}{9}$
Природная влажность, %	$\frac{11-25}{15}$	$\frac{12-23}{18}$	$\frac{10-28}{18}$	$\frac{7-30}{15}$	$\frac{3-15}{9}$	$\frac{5-25}{14}$	$\frac{5-28}{13}$	$\frac{4-13}{8}$	$\frac{9-30}{15}$	$\frac{2-25}{11}$
Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	$\frac{1,45-1,90}{1,74}$	$\frac{1,55-2,02}{1,77}$	$\frac{1,40-2,10}{1,75}$	$\frac{1,38-1,95}{1,75}$	$\frac{1,35-1,68}{1,55}$	$\frac{1,41-1,97}{1,69}$	$\frac{1,40-1,95}{1,63}$	$\frac{1,37-1,70}{1,58}$	$\frac{1,46-1,98}{1,73}$	$\frac{1,35-2,06}{1,60}$
Плотность сухого грунта, г/см <sup>3</sup>	$\frac{1,27-1,64}{1,51}$	$\frac{1,35-1,67}{1,50}$	$\frac{1,30-1,80}{1,48}$	$\frac{1,32-1,85}{1,52}$	$\frac{1,25-1,58}{1,45}$	$\frac{1,30-1,90}{1,48}$	$\frac{1,35-1,70}{1,48}$	$\frac{1,28-1,64}{1,46}$	$\frac{1,33-1,74}{1,50}$	$\frac{1,24-1,78}{1,50}$
Пористость, %	$\frac{42-48}{44}$	$\frac{39-52}{44,5}$	$\frac{35-55}{45,2}$	$\frac{37-50}{43,7}$	$\frac{40-55}{45,7}$	$\frac{35-52}{44,7}$	$\frac{36-51}{44,8}$	$\frac{39-53}{45,5}$	$\frac{37-52}{44,0}$	$\frac{32-53}{44,0}$
Степень влажности, д.е.	$\frac{0,3-0,9}{0,51}$	$\frac{0,5-0,7}{0,61}$	$\frac{0,3-0,8}{0,59}$	$\frac{0,3-0,8}{0,52}$	$\frac{0,1-0,6}{0,26}$	$\frac{0,3-0,7}{0,47}$	$\frac{0,3-0,6}{0,43}$	$\frac{0,15-0,5}{0,26}$	$\frac{0,2-0,8}{0,55}$	$\frac{0,3-0,7}{0,50}$
Максимальная просадочность при природных нагрузках, %	6	3	5	3	15	10	8 – 10	10 – 12	8	12
Максимальная просадочность при P=3,0 кг/см <sup>2</sup> , %	10 – 15	5	8	6	22	10 – 15	10 – 15	15 – 20	10 – 15	15 – 20
Максимальная просадка при P <sub>быт.</sub> , см	10	15	20 – 30	10 – 15	200 – 250	80 – 120	80 – 120	100 – 200	25 – 30	20 – 30



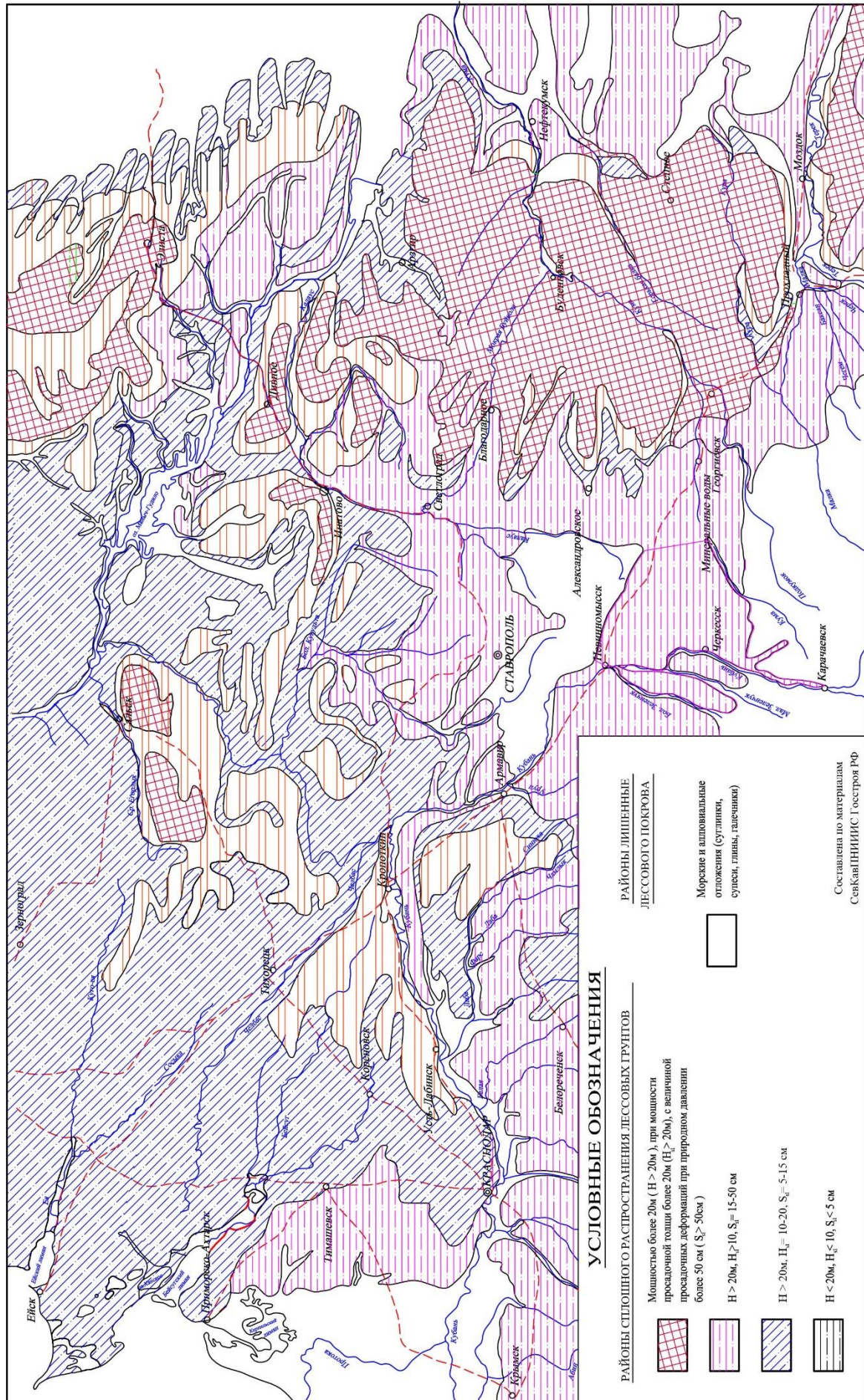


Рисунок 1.4 – Схематическая карта распространения лёссовых грунтов Северного Кавказа

### 1.3. Состав и структурные особенности лёссовых грунтов региона

**Химико-минералогический состав** лёссовых грунтов региона длительное время изучали А.К. Ларионов [104-106], В.П. Ананьев [14], Л.Г. Балаев [18; 19], В.И. Коробкин [93], Б.Ф. Галай [33] и другие исследователи.

**Валовый химический состав** слабо характеризует литологию и свойства лёссовых пород, но используется при оценке кирпичного сырья. Увеличение содержания кремнезема в типичных лёссах Буденновска и Благодарного объясняется повышенным содержанием кварца в этих грунтах (табл. 1.3).

Таблица 1.3 – Химический состав лёссовых пород

Район	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	ппп
г. Буденновск	65,7	12,2	4,1	5,7	1,2	0,73	8,4
г. Георгиевск	55,2	15,5	6,8	6,2	2,1	1,74	9,45
г. Благодарный	61,2	18,9	6,8	10,0	0,4	-	2,6
г. Благодарный	65,2	11,7	4,8	5,4	2,1	0,24	9,24

**Водорастворимые соли** включают легкорастворимые хлориды и сульфаты натрия и магния (NaCl, Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> и MgSO<sub>4</sub>), среднерастворимый гипс CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O и труднорастворимый карбонат кальция CaCO<sub>3</sub>. Максимальное количество **легкорастворимых солей** (до 2 %) содержится в просадочных лёссах и суглинках восточных районов, прилегающих к Манычу. В составе солей преобладает агрессивный сульфат натрия (Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) и в меньших количествах NaCl и MgSO<sub>4</sub>.

**Среднерастворимый гипс** обычно находится ниже карбонатных горизонтов ископаемых почв, что объясняется его малой миграционной способностью [30; 31].

**Карбонат кальция CaCO<sub>3</sub>** постоянно присутствует (8-10 %) в лёссовых грунтах, обнаруживается по вскипанию соляной кислоты и «представляет собой зерна с явными следами эолового переноса» [14, с. 28].

**Глинистые минералы** – важная часть состава лёссовых пород, влияющая на свойства, включая просадочность [14; 18; 19; 33; 93]. Сильно набухающий **монтмориллонит** преобладает (до 50-80 %) в глинистой фракции непросадочных суглинков и глин Западного Предкавказья. В лёссах содержание этого минерала



незначительное (не более 20-30 %). *Гидрослюда* доминирует (до 60%) в лёссах Ставрополя, где содержание *каолинита* не превышает 40 %.

**Кластогенные (породообразующие) минералы** вместе с глинистыми частицами составляют «скелет» лёссовых грунтов, воспринимают напряжения от собственного веса и дополнительную нагрузку от сооружений. Среди кластогенных минералов преобладают зерна *кварца* различных размеров и разной окатанности, которая уменьшается с уменьшением их размера. Вторая группа минералов (*полевые шпаты*) содержатся в пределах 15-19 %.

**Гранулометрический состав** лёссовых грунтов изменяется в очень широком диапазоне – от пылеватых песков и типичных лёссов до тяжелых суглинков и глин. ГОСТ 25100-2011 «Грунты. Классификация» классифицирует глинистые, в том числе и лёссовые, грунты по содержанию *песчаных частиц (2-0,05 мм)* и игнорирует глинистую фракцию породы, от которой зависят все физико-механические свойства и просадочность этих специфических образований. Содержание фракции 2-0,5 мм не превышает 10-15 %, ее влияние на свойства пород не установлено. По мнению Р.Э. Дашко [64]: «содержание глинистых фракций всегда являлось характеристикой для систематизации глинистых грунтов».

Академик Е.М. Сергеев [147, с. 27] рекомендовал «при характеристике гранулометрического состава породы учитывать только первичные частицы ... То обстоятельство, что гранулометрический состав показывает предельную диспергацию пород, делает его удобным классификационным показателем».

Согласно ГОСТ 12536-2014 [55], для гранулометрического анализа «навеску грунта ... кипятят с добавлением аммиака в течение 0,5-1 ч. ... во избежание коагуляции в грунтовую суспензию в качестве стабилизатора добавляют пирофосфорнокислый натрий». Кипячение с аммиаком применял В.В. Охотин в 30-е г.г. при разработке своей классификации. Но такая подготовка не дает предельной диспергации лёссовых грунтов. Реальное содержание глинистой фракции в супесях значительно превышает 10 %, а в суглинках – 30 %, принятых в классификации В.В. Охотина.

П.Ф. Мельников [118] установил, что *«растирание в пастообразном состоянии лучше кипячения, хотя и труднее его стандартизовать, а встряхивание не может заменить растирание грунтовой пробы»*. С этим согласен академик В.И. Осипов [121]: *«пирофосфорнокислый натрий может давать больший эффект, чем щелочь»*.

Чтобы выявить эффективный способ диспергации лёссовых грунтов, мы обработали архивные данные СевКавПНИИС (г. Ставрополь), где применяли: 1) простое размокание грунта в воде и взбалтывание суспензии без стабилизатора (агрегатный анализ); 2) простое размокание грунта в воде и взбалтывание суспензии с добавкой (для стабилизации) пирофосфата натрия; 3) кипячение с пирофосфатом натрия; 4) растирание грунта с пирофосфатом натрия.

Сравнение методов показано на рис. 1.5, а грансостав с растиранием и с пирофосфатом натрия для суглинков г. Волгодонска – в табл. 1.4.

Таблица 1.4 – Гранулометрический состав лёссовых грунтов на площадке 9-тиэтажного дома в г. Волгодонске.

Глубина, м	Размеры фракции в мм; содержание в %						
	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,1-0,01	0,01-0,005	< 0,005	< 0,002
1,0	0,7	9,2	36,0	45,2	13,3	40,8	28,6
2,0	0,9	10,1	40,2	50,3	13,8	35,0	26,0
3,0	1,7	13,5	38,2	51,7	10,6	36,0	26,5
4,0	0,5	9,4	48,8	58,2	9,5	31,8	23,9
5,0	1,7	14,0	36,1	50,1	12,7	36,5	26,0
6,0	1,7	19,9	29,1	49	14,8	34,5	24,9
7,0	1,8	17,1	36,6	53,7	13,8	30,7	20,7
8,0	3,0	25,4	39,2	64,6	13,2	29,2	18,0
9,0	1,5	11,0	40,3	51,3	12,7	34,5	23,9
10,0	5,3	11,0	33,3	44,3	14,4	36,0	27,0
11,0	0,7	11,8	46,2	58	10,0	31,3	20,1
12,0	4,6	11,7	34,4	46,1	11,1	38,2	27,6

***Простое размокание*** во всех случаях приводило к коагуляции лёссовой суспензии с минимальным выходом глинистой фракции.

***Взбалтывание суспензии с пирофосфатом натрия*** не дает полной диспергации грунта и в большинстве случаев занижает выход глинистой фракции.

***Кипячение с пирофосфатом натрия***, вопреки рекомендациям ГОСТа, нельзя считать равноценным методу растирания. В засоленных, загипсованных и

гумусированных образцах кипячение вызывает коагуляцию суспензии, а в лёссовидных суглинках и глинах оно занижает выход глинистой фракции.

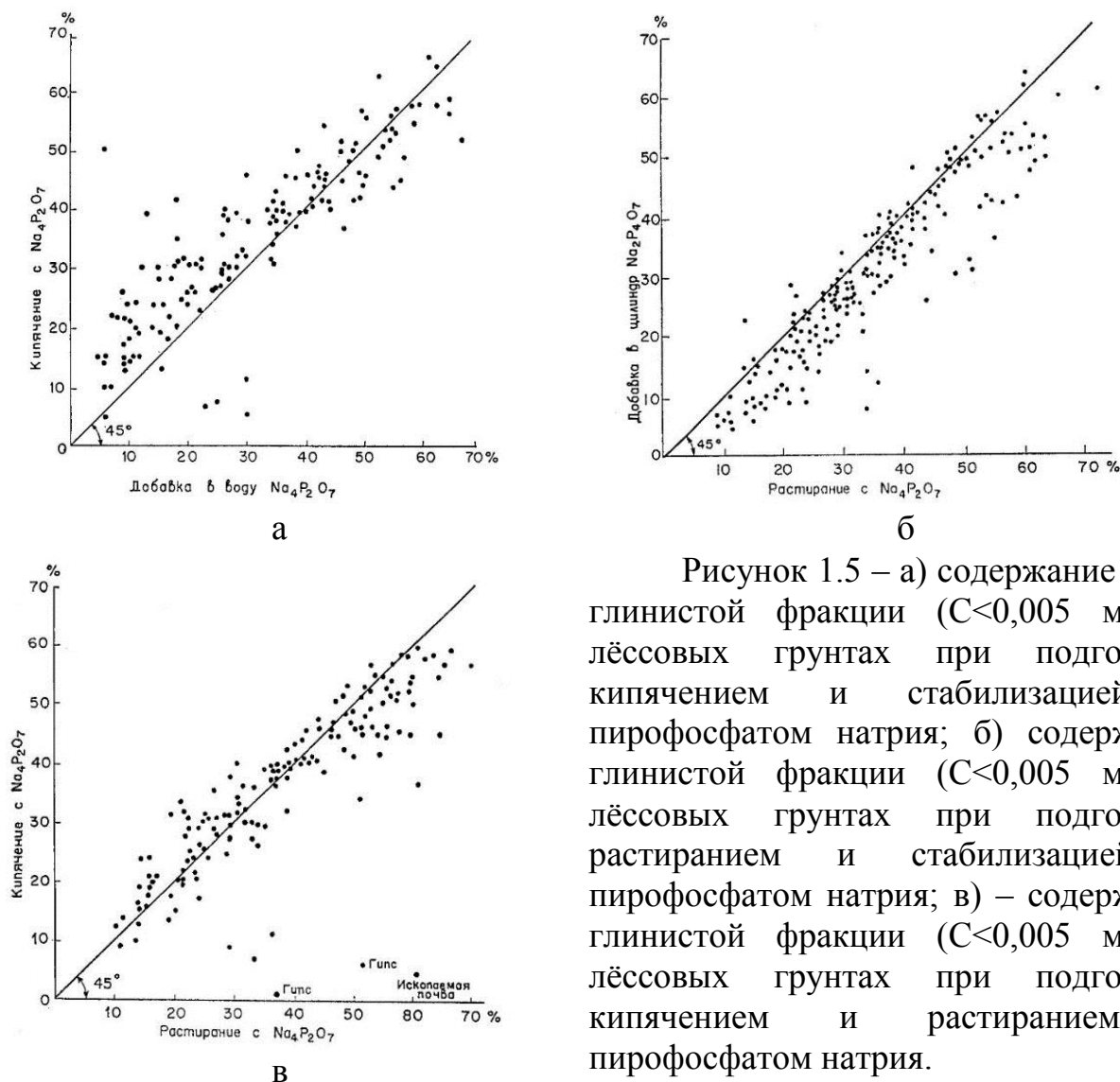


Рисунок 1.5 – а) содержание (в %) глинистой фракции ( $C < 0,005$  мм) в лёссовых грунтах при подготовке кипячением и стабилизацией с пирогосфатом натрия; б) содержание глинистой фракции ( $C < 0,005$  мм) в лёссовых грунтах при подготовке растиранием и стабилизацией с пирогосфатом натрия; в) – содержание глинистой фракции ( $C < 0,005$  мм) в лёссовых грунтах при подготовке кипячением и растиранием с пирогосфатом натрия.

**Растирание с пирогосфатом натрия** дает более стабильные результаты и обеспечивает в среднем больший выход глинистой фракции. В то же время лёссы при кипячении диспергируют не хуже, а иногда и лучше растирания. Поэтому утечки горячей воды вызывают большую просадку зданий и сооружений.

Содержание глинистой фракции ( $< 0,005$  мм) в типичных лёссах Буденновска обычно составляет 20-30 %, а в лёссовидных суглинках Георгиевска – 30-60 % от массы породы (табл. 1.5). Лёссовидные суглинки Волгодонска в этом отношении занимают промежуточное положение (табл. 1.4).

Сотрудники МГУ В.Г. Шлыков и М.Ю. Василенко [186] с пирогосфатом натрия получили для лёсса Буденновска 33 % глинистой фракции и 35 % для



волгодонского суглинка. Воздействие ультразвука на суспензию волгодонского суглинка увеличило глинистую фракцию до 44 %. Эти авторы пришли к выводу, что «стандартная методика подготовки грунтов к гранулометрическому анализу (с аммиаком) не обеспечивает полной диспергации частиц лёссов».

По данным Ростовского Промстройниипроекта в георгиевских суглинках выход глинистой фракции 20-30 %, т.е. в два раза ниже, что можно объяснить недостаточной диспергацией грунта аммиаком при подготовке к анализу.

ГОСТ 12536-2014 основным методом определения грансостава глинистых пород считает *ареометрический метод*. *Пипеточный метод* применяется только при научных исследованиях. Сопоставление этих методов для лёссовых грунтов не проводилось. В Приложении Г приведены результаты грананализа лёссов г. Буденновска и суглинков г. Георгиевска, выполненного пипеткой и ареометром. Разброс глинистых фракций не превышает нескольких процентов, что укладывается в лабораторную ошибку воспроизводимости этих методов.

Хорошую сходимость между *ареометрическим* и *пипеточным* методами отметили Е.А. Зеленцова и В.В. Дмитриев [70], а также в Англии [9, с. 61].

Б.Ф. Галай [34] установил, что в гранулометрическом составе лёссовых грунтов преобладают две фракции – «*лёссовая*» (0,1 - 0,01 мм) и *глинистая* (<0,005 мм), между которыми имеется тесная, обратно линейная зависимость (рис. 1.6) с коэффициентом корреляции  **$R = -0,93$** :

$$C_{0,1-0,01} = 90 - 1,03 \cdot C_{<0,005} \quad (1.1)$$

Автор проверил эту зависимость по ИГЭ из изыскательских отчетов (рис. 1.7) и получил уравнение

$$C_{0,1-0,01} = 92,2 - 1,12 \cdot C_{<0,005} \quad (1.2)$$

с коэффициентом корреляции  **$R = -0,95$** . Более высокий коэффициент корреляции объясняется тем, что были использованы не частные значения, а обработанные по ИГЭ.

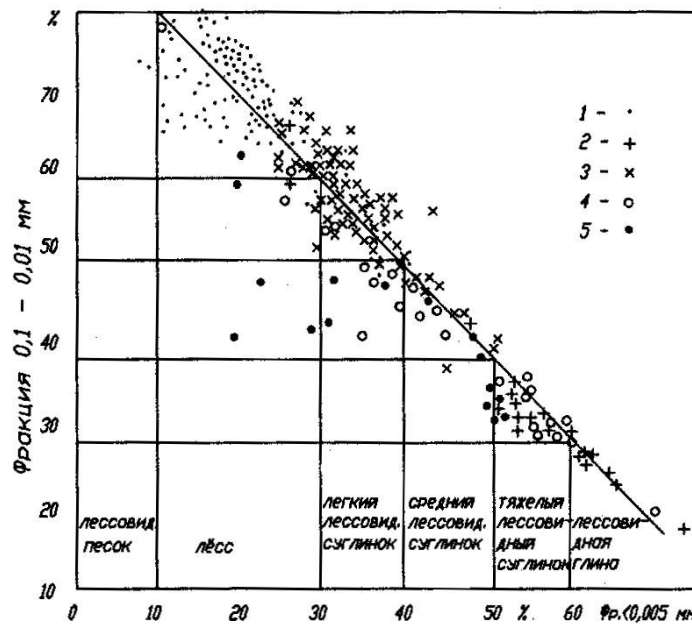


Рисунок 1.6 – Соотношение между лёссовой (0,1-0,01 мм) и глинистой (менее 0,005 мм) фракциями в лёссовых грунтах Северного Кавказа: 1 - Буденновск, 2 - Георгиевск, 3 - Ипатово, 4 - Кременчуг-Константиновское, 5 – Новопавловск

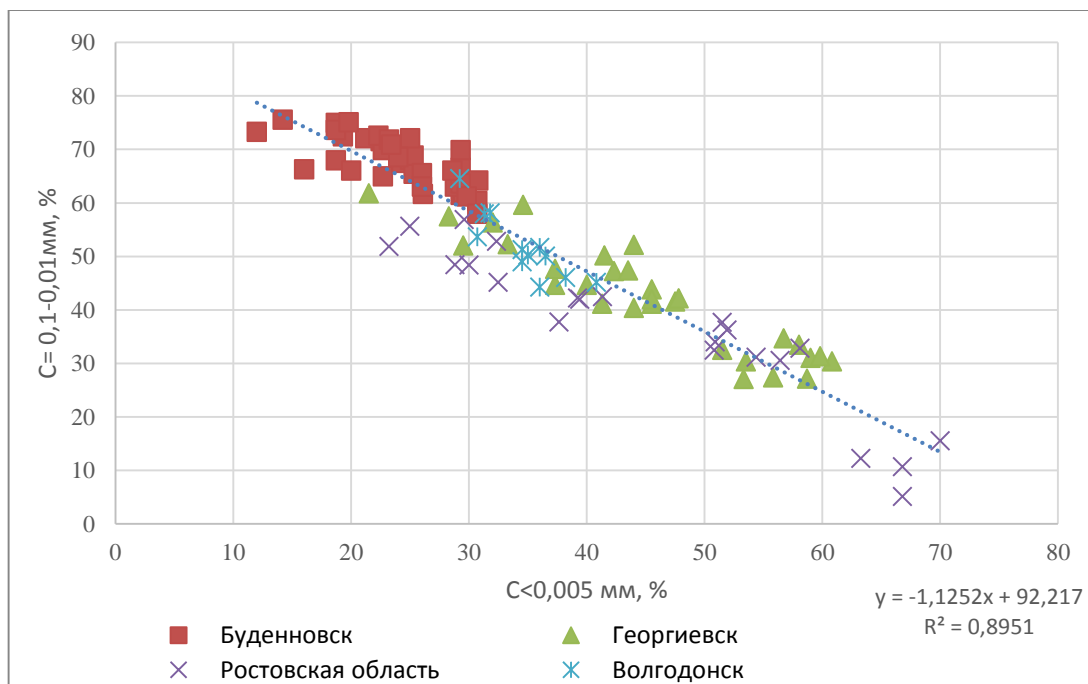


Рисунок 1.7 – Зависимость между лёссовой (0,1-0,01 мм) и глинистой (<0,005 мм) фракциями лёссовых грунтов Северного Кавказа по данным автора.

Академик Е.М. Сергеев [146, с. 230-231] обратил внимание, что «из всех показателей, характеризующих пластичность грунта, **граница текучести** наиболее тесно связана с гранулометрическим составом грунта... Зависимость

между гранулометрическим составом и границей раскатывания не наблюдается». На рис. 1.8 и 1.9 показана зависимость пределов пластичности от содержания глинистой фракции ( $C_{<0,005\text{мм}}$ ) лёссовых грунтов, подтверждающая сообщение Е.М. Сергеева. Исходные данные были взяты нами из Пособия [18, табл. 1]. Статистическая обработка зависимостей дает формулы:

$$I_p = 0,43 \cdot C_{<0,005\text{мм}} + 2,23; R = 0,969; \quad (1.3)$$

$$W_L = 0,557 \cdot C_{<0,005\text{мм}} + 16,24; R = 0,937. \quad (1.4)$$

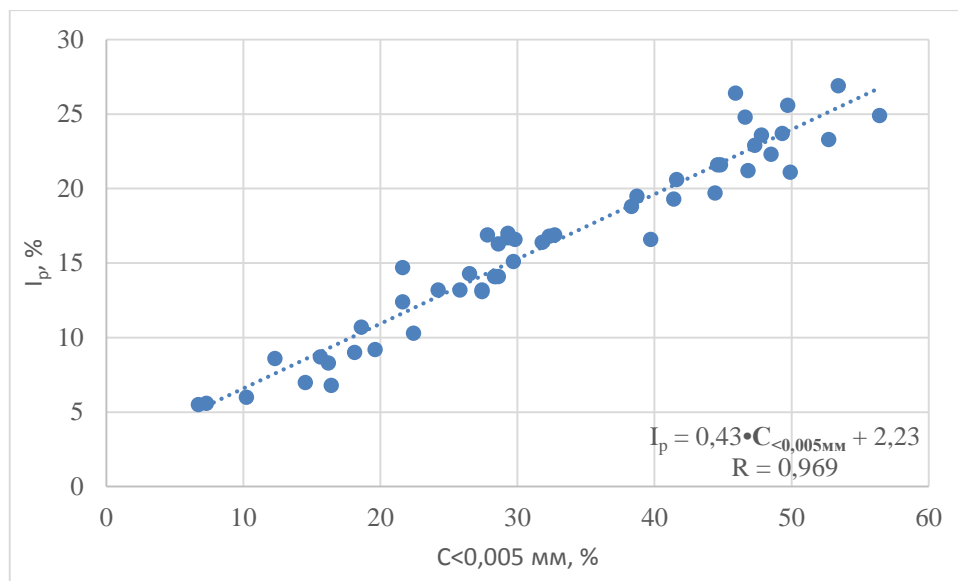


Рисунок 1.8 – Зависимость числа пластичности  $I_p$  от содержания глинистой ( $C_{<0,005}$ ) фракции в лёссовых грунтах Северного Кавказа

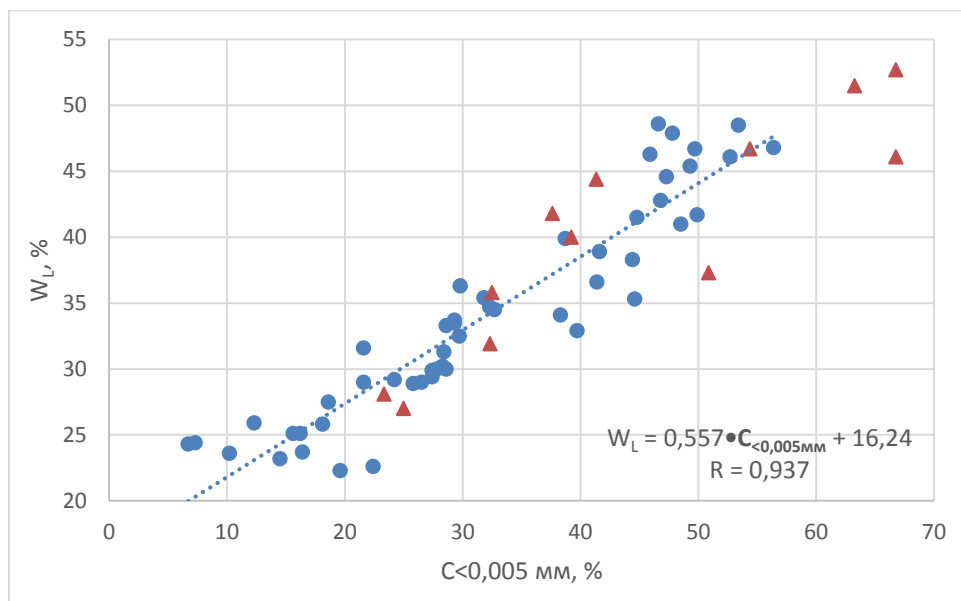


Рисунок 1.9 – Зависимость границы текучести  $W_L$  от содержания глинистой ( $C_{<0,005}$ ) фракции в лёссовых грунтах Северного Кавказа: ● – данные СевКавПНИИС; ▲ – данные ООО «Гео ПЭН» (г. Ростов-на-Дону).

Ценность их в том, что они представляют более 5 тысяч частных определений пластичности и грансостава лёссовых грунтов региона. Это подтверждают данные ООО «Гео ПЭН» по 10-этажному жилому дому в центре г. Ростова-на-Дону (2001).

Полученные зависимости позволили составить классификацию литологических видов лёссовых грунтов (табл. 1.5).

Таблица 1.5 – Классификация лёссовых пород Северного Кавказа по гранулометрическому составу и показателям пластичности

Название породы	Содержание (%) фракций, размер в мм			Показатели пластичности, %	
	0,1 – 0,01	< 0,005	< 0,002	Число пластичности $I_p$	Граница текучести $W_L$
Лёссовидный песок	не нормируется	до 10	до 8	-	-
Лёсс	60-85	10-30	8-24	0-8	До 25
Легкий лёссовидный суглинок	50-60	30-40	24-32	8-11	25-28
Средний лёссовидный суглинок	38-50	40-50	32-40	11-14	28-32
Тяжелый лёссовидный суглинок	28-38	50-60	40-48	14-17	32-36
Лёссовидная глина	менее 28	более 60	более 48	более 17	более 36

Некоторые исследователи [32; 67] и «Руководство» [136, рис. 2.3] рекомендовали определять число пластичности по величине границы текучести глинистых пород (рис. 1.10).

Автор проверил эту зависимость для лёссовых грунтов Северного Кавказа (рис. 1.11), которая оказалась близкой к делювиальным глинистым грунтам рис. 1.10. Высокое значение коэффициента корреляции ( $R=0,946$ ) позволяет рекомендовать границу текучести для определения числа пластичности лёссовых грунтов и отказаться от *постоянного* определения границы раскатывания.

Низкий коэффициент корреляции ( $R=0,604$ ) между пределами пластичности объясняется большими ошибками при определении  $W_p$  (рис. 1.12).

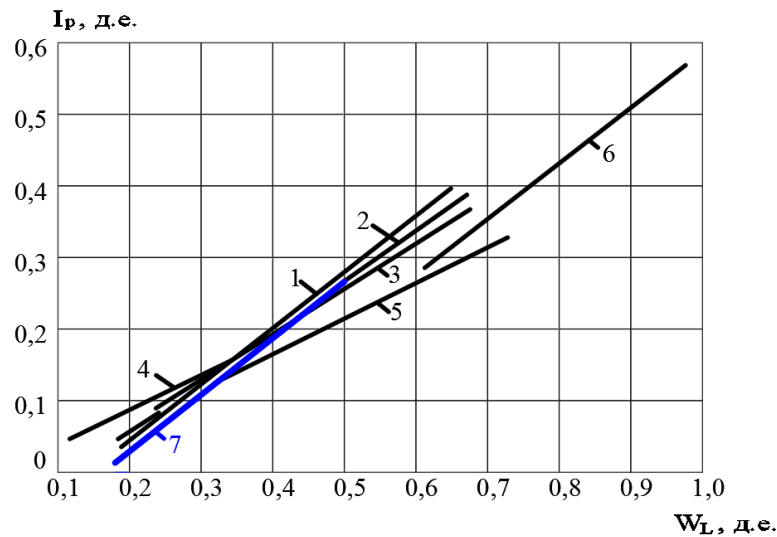


Рисунок 1.10 – Графики корреляционных зависимостей между числом пластичности  $I_p$  и границей текучести  $W_L$  глинистых грунтов: 1 – аллювиальных; 2 – делювиальных; 3 – озерно-аллювиальных; 4 – моренных; 5 – элювиальных; 6 – юрских [128, рис. 2.3]; 7 – лёссовые грунты Северного Кавказа

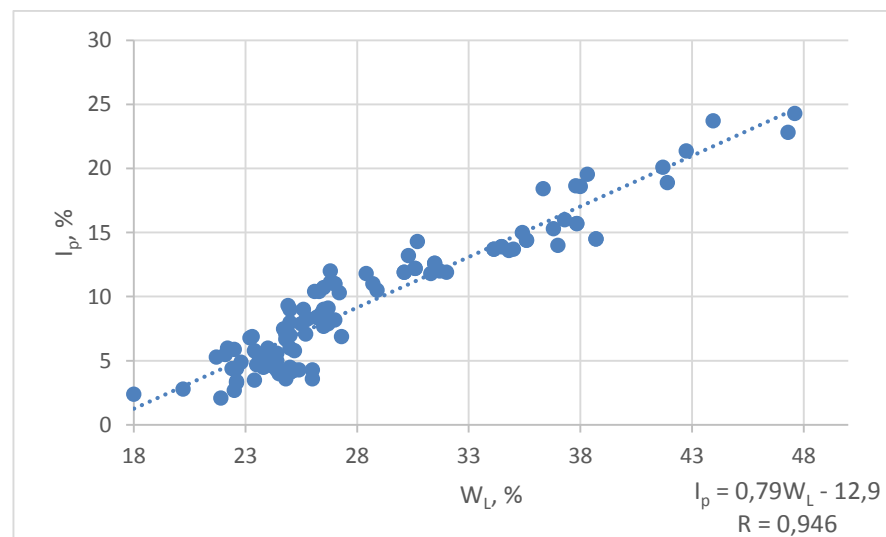


Рисунок 1.11 – Обобщенная зависимость числа пластичности  $I_p$  от границы текучести  $W_L$  для лёссовых грунтов Северного Кавказа (по данным автора)

Аналогичное нашему уравнению приводят К. Терцаги и Р. Пек [167, с. 57] для глинистых грунтов США:

$$I_p = 0,73W_L - 14,6. \quad (1.5)$$

Но в этом уравнении  $W_L$  определена не конусным, а чашечным методом.

Близкое к нашему уравнению получили Р.С. Зиангиров и В.И. Каширский [80] для воскресенских глин г. Москвы:

$$I_p = 0,73W_L - 10,22. \quad (1.6)$$

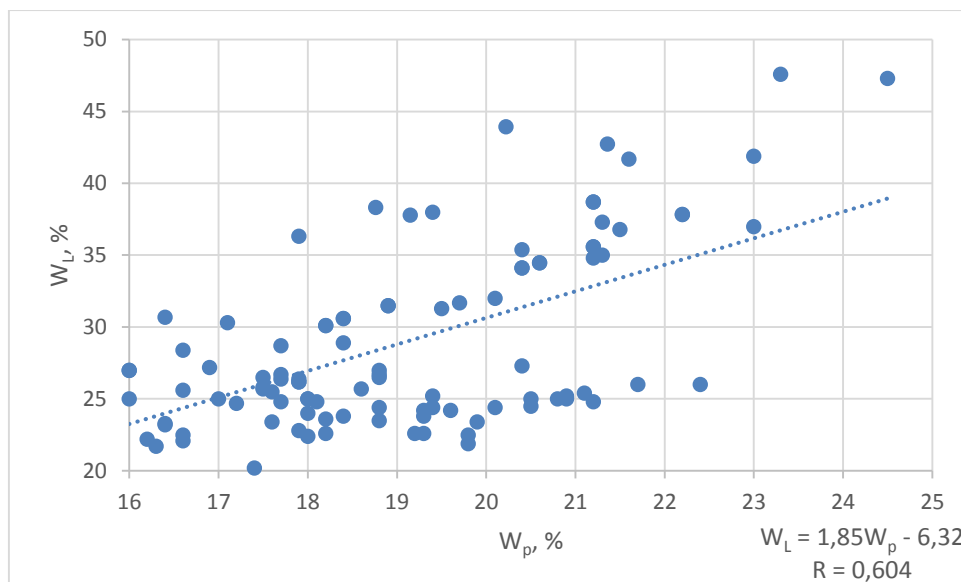


Рисунок 1.12 – Зависимость между пределами пластичности лёссовых грунтов Северного Кавказа

### *Агрегированность лёссовых грунтов*

Важной структурной особенностью лёссовых грунтов является агрегированность их частиц и наличие **водостойких агрегатов**. Н.Я. Денисов [67], используя модель «**грунтовой массы**» Н.М. Герсегонова, считал, что: «для оценки возможной просадочности лёссовидных суглинков необходимо учитывать их **агрегатность** строения и ее значение в процессе деформации... Лёссовидные суглинки, находящиеся ниже поверхности грунтовых вод, можно рассматривать как «**грунтовую массу**», когда одного увлажнения достаточно для уничтожения цементирующего действия карбонатов и распыления агрегатов».

А.К. Ларионов [104, с. 97] в структуре лёссовых грунтов большое значение придавал водостойким «**макроагрегатам**» размером крупнее 0,05 мм, состоящим из пылевато-глинистых частиц. Их определение ситовым методом не представляет трудности. Достаточно навеску грунта (10-15 г) с водой пропустить сквозь сито 0,05 мм. Часть, которая *после растирания* прошла сквозь сито 0,05 мм, относится к водостойким макроагрегатам и характеризует агрегированность лёссового грунта.

Неразмокающие в воде водостойкие макроагрегаты являются устойчивыми элементами структуры лёссовых грунтов. С увеличением их содержания уменьшается просадочность [39; 104-106]. Выделяют три класса лёссовых грунтов:

малоагрегированные –  $A < 20\%$  (пески, типичные лёссы и легкие лёссовидные суглинки), среднеагрегированные –  $A = 20-40\%$  (средние суглинки), сильноагрегированные –  $A > 40\%$  (тяжелые суглинки и глины).

Б.Ф. Галай [33, с. 32, рис.1] установил, что макроагрегаты снижают просадочность лёссовых грунтов (рис. 1.13):

$$\varepsilon_{sl} = -0,196A + 13,4, \quad (1.7)$$

где  $A$  – содержание макроагрегатов, в %;  $\varepsilon_{sl}$  – просадочность в % при  $P=0,3$  МПа.

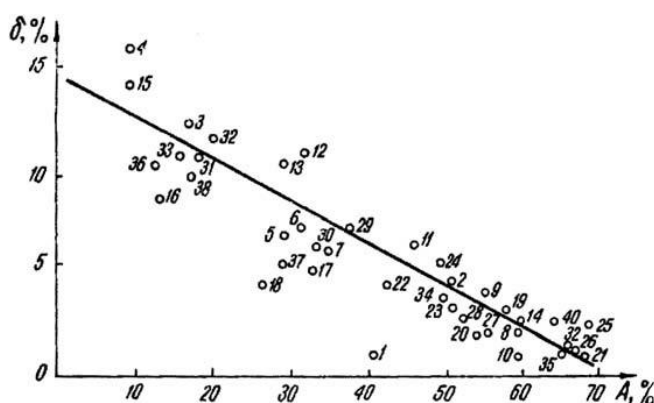


Рисунок 1.13 – Влияние содержания водоустойчивых агрегатов ( $A$ ) на просадочность лёссовых грунтов: 1–4 (Курская область); 5–6, 15–16 (Запорожье, Днепропетровск); 7–10 (Ростов-на-Дону); 11–14 (Георгиевск); 17 (Киев); 18 (Орел); 19–29 (Воронежская обл.); 30 (Каменск УССР); 31–35 (Болгария – Дмитров и Толбухинский); 36–40 (Бурятия).

### Структурные связи

При оценке свойств лёссовых грунтов и несущей способности свайных фундаментов особое внимание следует уделить их **структурным связям**. В нормативной литературе природа структурных связей глинистых, в т.ч. лёссовых, грунтов не учитываются. В СП 24.133.30-2011 [160] оценка несущей способности свай традиционно производится по показателю консистенции глинистого грунта в нарушенном бесструктурном состоянии «**грунтовой массы**».

В.И. Осипов [122] установил, что в лёссовых грунтах между частицами существует несколько видов контактов, как в виде слабых взаимодействий, так и в виде кристаллической цементации, соизмеримой с прочностью частиц и зерен. Преобладает **переходный тип контактов**, который обусловлен гидратацией

обменных катионов. При высыхании грунта катионы электростатически стягивают частицы, между ними возникают цементационные связи. При замачивании, наоборот, происходит гидратация катионов-компенсаторов, увеличивается толщина гидратных оболочек и связь между частицами грунта ослабевает.

*Переходный вид контактов* характеризует два типа структурных связей в лёссовых грунтах – **коагуляционные** (восстанавливаются после разрушения) и **кристаллизационные (конденсационные)** связи разрушаются без восстановления.

Прочность лёссовых грунтов можно характеризовать пенетрацией (табл. 1.6).

Таблица 1.6 – Прочность лёссовых грунтов по Руководству [128, т. 2.14]

Наименование грунта по прочности	Очень прочные	Прочные	Средней прочности	Слабые
Сопротивление пенетрации $P_n$ , кгс/см <sup>2</sup>	> 2,0	1,0 – 2,0	0,5 – 1,0	< 0,5

*Просадочные лёссы* имеют сопротивление  $P_n > 2$  кгс/см<sup>2</sup> (*очень прочный грунт*). Замачивание переводит их в категорию *слабого* грунта ( $P_n < 0,5$  кгс/см<sup>2</sup>).

З.Г. Тер-Мартirosян [164, с. 35] считает, что «количественным выражением структурности грунтов может служить индекс чувствительности грунтов  $J_f$ , равный отношению прочности грунта в **ненарушенном** состоянии  $R$  к его прочности в **нарушенном** состоянии  $R'$ , т.е.  $J_f = R/R'$ . Значение  $J_f$  для большинства **глин** находится в пределах **от 2 до 4**, а для чрезмерно чувствительных **глин (ленточных)** доходит до 8».

В водонасыщенных лёссах после разрушения их структурных связей происходит снижение прочности по конусу от 8-10 до 100-300 раз (!), что характеризует лёссы как *исключительно чувствительный тип грунтов*, намного превосходящий по индексу (коэффициенту) «чувствительность» ленточных глин.

В качестве примере можно привести снижение прочности лёссов после гидровзрывного уплотнения, выполненного по проекту автора на площадке Газоперерабатывающего завода в г. Буденновске (рис. 1.14). Здесь замачивание и глубинные взрывы хорошо уплотнили нижнюю часть разреза (ниже 10 м), а самая верхняя часть разреза после гидровзрывов была доуплотнена грунтовыми сваями.

Обращает на себя внимание, что модуль деформации замоченных лёссов



после взрывов сравнился с модулем деформации сухого лёсса, и его величина по данным зондирования в среднем составляет  $E = 45$  МПа.

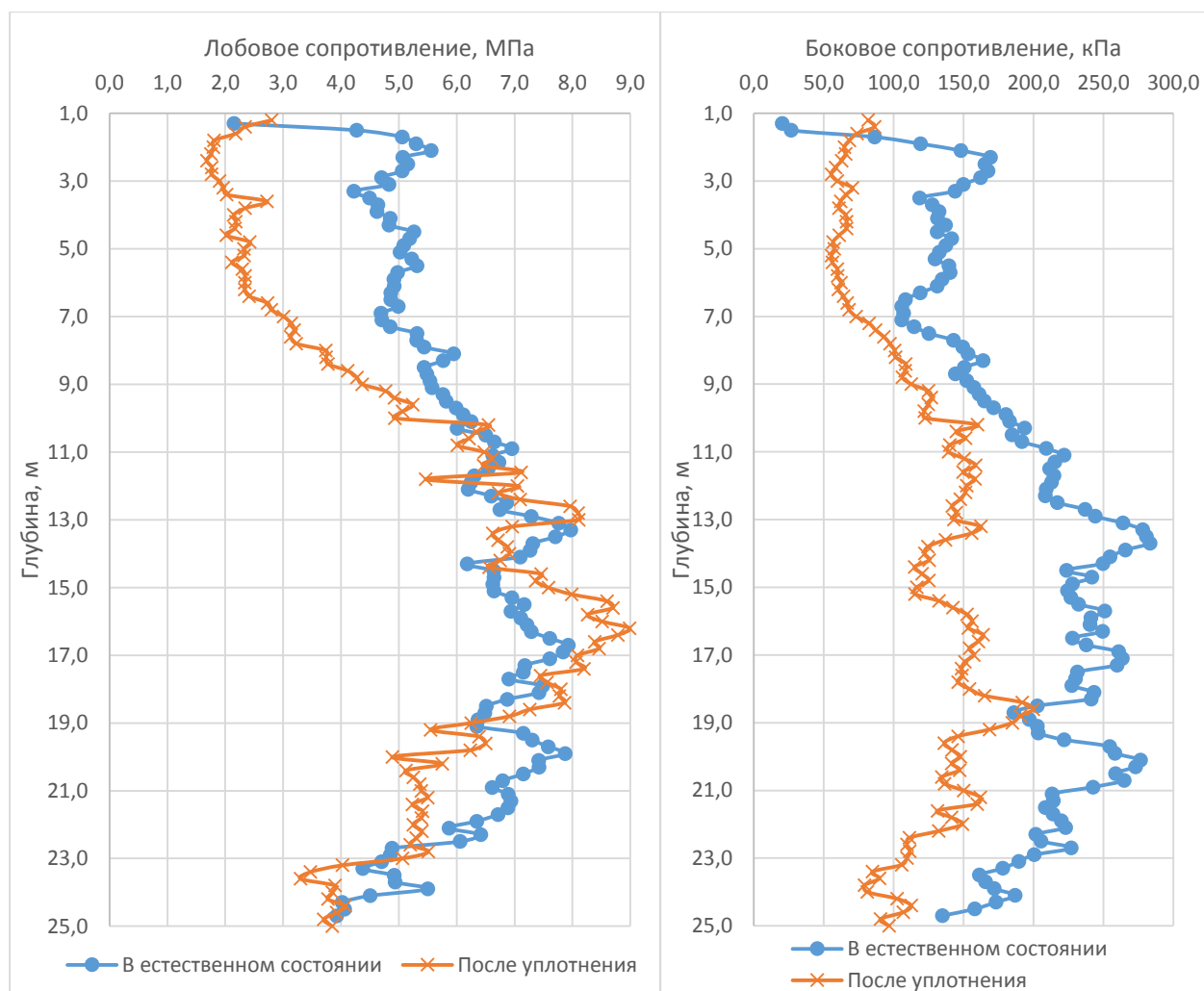


Рисунок 1.14 – Снижение прочности лёсса после гидровзрывного уплотнения на площадке газоперерабатывающего завода в г. Буденновске.

## 1.4. Физические и физико-механические свойства лёссовых грунтов региона

### 1.4.1. Физические свойства

Физическое состояние лёссовых грунтов характеризует влажность, плотность и консистенция. Они же определяют физико-механические и просадочные свойства.

**Влажность** лёссовых толщ изменяется в очень широком диапазоне: в просадочной части разрезов – 8-18 % (табл. 1.2), при полном водонасыщении влажность повышается до 25-35 % (до границы текучести и выше).

В лёссовых толщах региона Б.Ф. Галай [29] выделил 4 горизонта с различной динамикой влажности: 1) горизонт с сезонными изменениями влажности (до 1,5-3,0 м); 2) горизонт с постоянно низкой влажностью (ниже  $W_p$ ), где лёсс сохранил просадочность; 3) горизонт капиллярного увлажнения грунта над уровнем грунтовых вод; 4) горизонт полного водонасыщения (ниже УГВ).

Горизонт с постоянно низкой влажностью и сохранившейся просадочностью является характерной частью лёссовых разрезов. Почвовед Г.Н. Высоцкий назвал его *мертвым, или диспульсивным*. Его мощность в восточных районах Ставрополья достигает 92 м, а влажность зависит от гидрофильности грунта, характеризуемой по Н.Я. Денисову [68, с. 5 и 183] границей текучести (рис. 1.15). Видно, что более глинистые ИГЭ (по  $W_L$ ) имеют более высокие значения влажности.

Эту зависимость на застроенных территориях подтверждает В.И. Крутов [96, с. 31]: в суглинках влажность равна  $(0,7-0,9)W_p$ , а в супесях –  $(0-0,75)W_p$ .

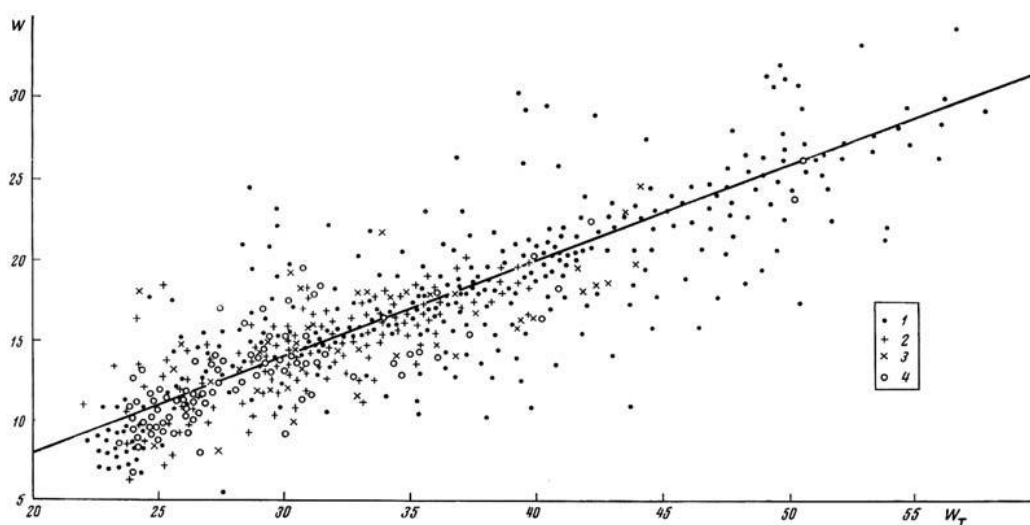


Рисунок 1.15 – Зависимость естественной влажности от границы текучести лёссовых грунтов по [29]: 1 – данные СевКавПНИИИС; 2 – по [107]; 3 – данные Гипрогаза для района г. Грозного.

Изыскательские отчеты подтверждают эту зависимость по ИГЭ (рис. 1.16).

**Плотность лёссовых грунтов** определяет их просадочность. При плотности скелета грунта  $\rho_d > 1,60 \text{ т/м}^3$  его можно считать непросадочным, а при  $\rho_d > 1,70 \text{ т/м}^3$  лёссовый грунт считается практически водонепроницаемым [128, п. 3.104].

Плотность сухого грунта (скелета)  $\rho_d$ , пористость  $n$  и коэффициент пористости  $e$  функционально взаимосвязаны между собой.

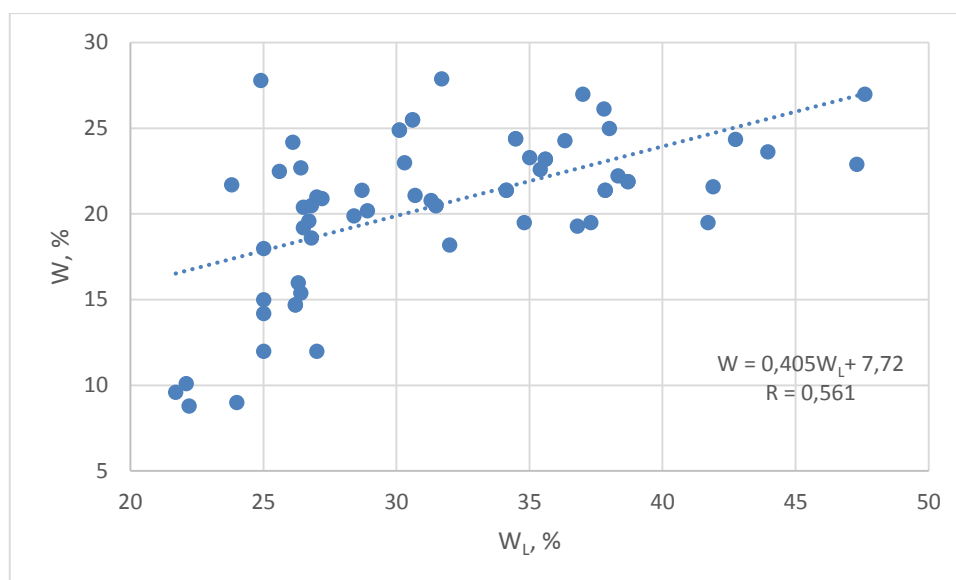


Рисунок 1.16 – Зависимость естественной влажности лёссовых грунтов Северного Кавказа от их границы текучести по ИГЭ геологических разрезов

**Плотность частиц грунта  $\rho_s$**  изменяется в узких пределах (2,66-2,72 г/см<sup>3</sup>). Изыскатели региона обычно определяют  $\rho_s$  по Пособию [128, табл. 9]: пески – 2,66 г/см<sup>3</sup>, супеси – 2,70 г/см<sup>3</sup>, суглинки – 2,71 г/см<sup>3</sup> и глины – 2,74 г/см<sup>3</sup>.

**Показатель текучести (консистенция)** традиционно используется в нормативных таблицах для оценки физико-механических свойств глинистых грунтов и несущей способности свайных фундаментов в обычных грунтах. При этом Л.Г. Мариупольский [117, с. 23] и, особенно, Ю.Г. Трофименков [172] отмечает большую ошибку в оценке несущей способности свай по показателю текучести.

Л.Г. Мариупольский [117, с. 55] сообщает, что на основе 207 опытов Фундаментпроект для глин и суглинков получил зависимость показателя текучести от сопротивления конусу с низким коэффициентом корреляции (0,71) и значительным среднеквадратичным отклонением (0,25):

$$I_L = 0,65 - 0,013q_c. \quad (1.8)$$

Анализ формулы показывает, что ее область применения ограничивается  $I_L = 0,65$ . В лёссовых замоченных грунтах  $I_L$  всегда превышает это значение. С учетом обоих показателей зондирования зависимость становится более надежной: корреляционное отношение равно 0,94, а среднеквадратичное отклонение – 0,06.

На рис. 1.17 представлены графики зависимости показателя текучести от показателей зондирования, построенные по данным СП 47.13330.2012, табл. И.4. В полулогарифмическом масштабе, несмотря на изломы, они имеют линейный вид.

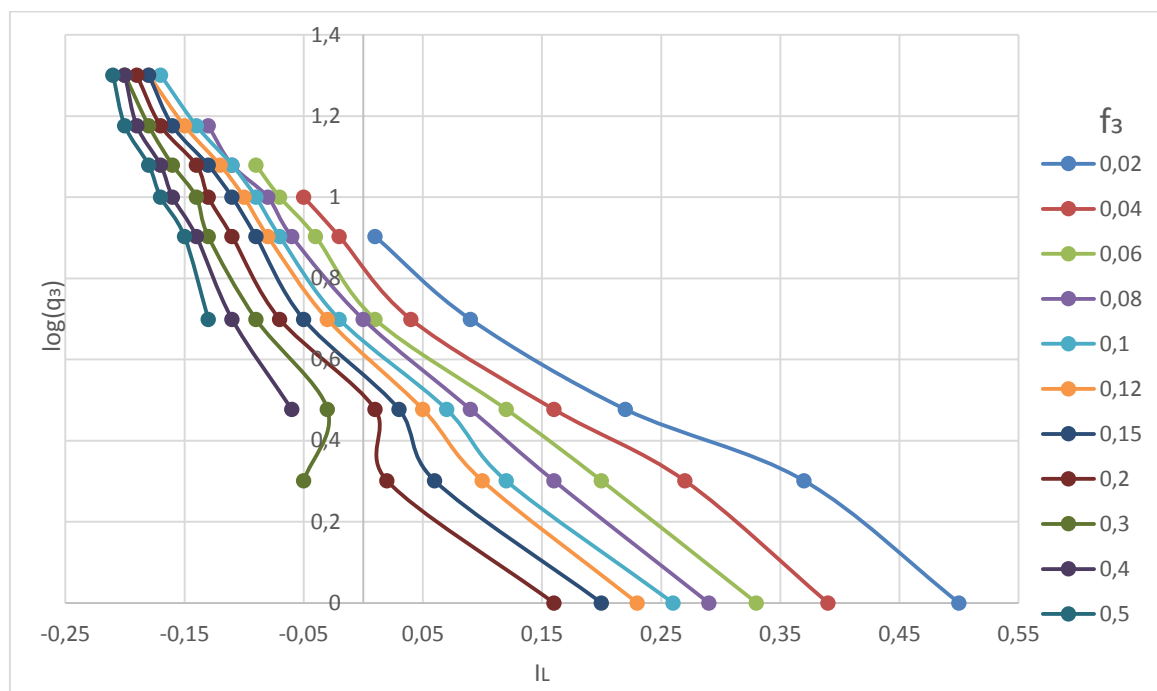


Рисунок 1.17 – Графики зависимости показателя текучести глинистых грунтов от показателей зондирования (по СП 13330.2012, табл. И.4).

#### 1.4.2. Физико-механические свойства лёссовых грунтов

##### Модуль деформации лёссовых грунтов

Справочник проектировщика [161, с. 12] указывает, что «модули деформации, получаемые в компрессионных приборах, являются сильно заниженными и не должны использоваться при расчетах ... Компрессионные испытания не отражает поведение грунта в основании сооружений и могут служить только для приближенной оценки сжимаемости грунтов».

С этим согласны К. Терцаги, Р. Пек и редактор их книги М.Н. Гольдштейн [167, с. 9], которые отметили ненадежность лабораторной оценки свойств грунтов: «Авторы считают, что применение современных высокоспециализированных методов отбора и испытания образцов грунта может быть оправдано лишь в

исключительных случаях. Все эти методы либо не дают надежных, а иногда и правильных результатов, либо слишком дороги, длительны и громоздки».

В 50-70-е гг. были проведены сравнительные испытания сжимаемости грунтов полевыми и лабораторными методами [8; 85-88], показавшие значительное занижение компрессионного модуля деформации. По И.К. Самарину [142], «модуль деформации связных грунтов, получаемый при компрессионных испытаниях, должен быть увеличен в 2-4 раза, как это предлагалось И.А. Агишевым и еще ранее Н.Н. Масловым». По его данным, увеличение  $m_k = E_0/E_k$  от 2-х до 10-ти происходит при уменьшении коэффициента пористости от 1,6 до 0,4.

Результаты этих исследований были включены в Пособие [128, табл. 22] и СП 22.13330.2011 [158, табл. 5.1]. О.И. Игнатова [87] отметила, что «для повышения точности определения модулей деформации необходим учет прочности структурных связей». Это предложение не реализовали. Достаточно сравнить коэффициенты  $m_k$ , приведенные в работе О.И. Игнатовой [87], с коэффициентом в Пособии и СП [128; 158, табл. 5.1], чтобы убедиться в их близости (табл. 1.7).

Таблица 1.7 – Коэффициенты  $m_k$  для глинистых грунтов по данным О.И. Игнатовой и СП 22.13330.2011

Вид грунта	Значение коэффициента $m_k$ при коэффициенте пористости $e$ , равном					
	0,45-0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	4 (4,2)	3,5 (3,7)	3 (3)	2 (2,2)	– (-)	– (-)
Суглинки	5 (5)	4,5 (4,5)	4 (3,9)	3 (3,2)	2,5 (2,6)	2 (2,1)
Глины	–	6 (6)	6 (6)	5,5 (5,8)	5 (5,4)	4,5 (4,8)

Примечание: в скобках даны значения  $m_k$  по Игнатовой [87].

Следует отметить, что таблицы СНиП 2.02.01-83\* [149] и Пособия [128, табл. 27 и 28] составлены для «пылевато-глинистых **нелёссовых** грунтов четвертичных отложений» и не применимы для лёссовых грунтов. Реальные значения модуля деформации дают только трудоемкие штамповые испытания. Изыскатели обычно используют Пособие [128, табл. 22] или данные ТИСИЗов, где величина переходных коэффициентов изменяется **от 2 до 6**, увеличиваясь в сторону плотных глин.

В.И. Крутов [96, с. 19] установил, что компрессионные испытания занижают штамповый модуль деформации лёссовых грунтов в **1,5-10** раз. С этим согласен Л.Г. Мариупольский [117, с. 23]: *«определение модуля деформации грунтов по данным лабораторных исследований приводит к большим ошибкам и, как правило, к завышению размеров свайных фундаментов... Мало достоверные данные о модуле деформации грунтов не позволяют проектировщикам осуществлять вариантное проектирование **свайных** фундаментов и часто приводят к тому, что в проектах применяются свайные фундаменты там, где более эффективными были бы фундаменты на естественном основании».*

Для краснодарских суглинков и глин [15] *«отношение модулей  $E_{шт} / E_k$  составляет **от 4 до 10**»*, что превышает коэффициенты СП 22.13330.2011.

Ю.Б. Текучев и Е.П. Конашинская [163] предлагают *«уменьшить площадь штампа до  $150 \text{ см}^2$  в прессиометре и до  $40 \text{ см}^2$  – в плоском дилатометре, поскольку это соответствует нынешнему стандарту (ГОСТ 20276-99)».*

Я.Д. Гильман и В.П. Ананьев [49, с. 37, табл. 5] рекомендуют таблицу для определения физико-механических характеристик лёссовых суглинков Ростовской области в зависимости от степени влажности и коэффициента пористости. Недостатком таблицы является региональная и литологическая ограниченность ее применения. Этим же недостатком страдают таблицы, в которых отсутствует литологический вид лёссового грунта [83; 123, табл. 2].

Прочностные ( $C$ ,  $\varphi$ ) и деформативные ( $E$ ) характеристики для лёссовых грунтов Калмыкии и восточной части Ростовской области приведены в работе [180, с. 34, табл. 2], где полевые модули деформации во всех случаях превышали лабораторные значения в **1,63-2,3** раза. По их данным, сцепление с увеличением влажности снижается в **8-10 раз**, а угол внутреннего трения уменьшается всего лишь в **1,3-1,6 раз**, т.е. прочность грунта при повышении влажности снижается в основном за счет уменьшения его сцепления.

СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений», табл. Б.2 и Б.3, позволяет определять прочностные и деформационные свойства глинистых «нелёссовых» грунтов по их физическим характеристикам. Зависимость модуля

деформации четвертичных супесей, суглинков и глин от коэффициента пористости показана на рис. 1.18, из которого видно, что в полулогарифмическом масштабе она имеет линейный характер. Учитывая, что лёссовые грунты являются четвертичными образованиями, нам представляется, что указанные зависимости можно применять и для лёссовых грунтов после устранения их просадочности, с предварительной проверкой на ограниченном материале.

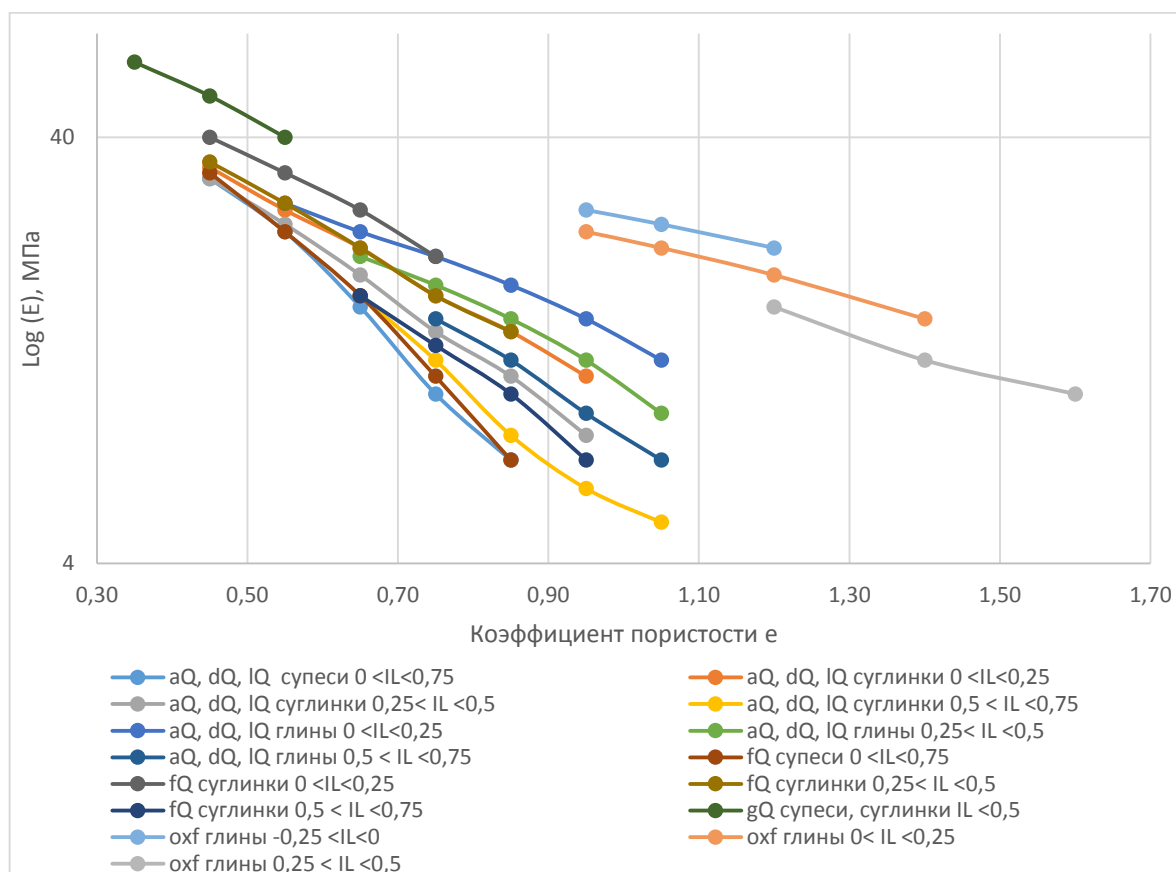


Рисунок 1.18 – Зависимость модуля деформации от коэффициента пористости глинистых грунтов (по СП 22.13330.2011, табл. Б.3)

СП 47.13330.2012 (табл. И.5) рекомендует определять модуль деформации глинистых грунтов статическим зондированием по формуле  $E=7q_c$ , (рис. 1.19), а зависимость сцепления и угла внутреннего трения показана на рис. 1.18-1.20. Такой подход одновременного определения прочностных и деформационных характеристик имеет большой смысл, т.к. «сопротивление зондированию  $q_c$ , отражая прочность грунта, неизбежно будет характеризовать и его модуль деформации, что и объясняет фактически наблюдаемую корреляцию величин  $q_c$  с  $E$  на участках с однотипными грунтами» [139, с. 123].

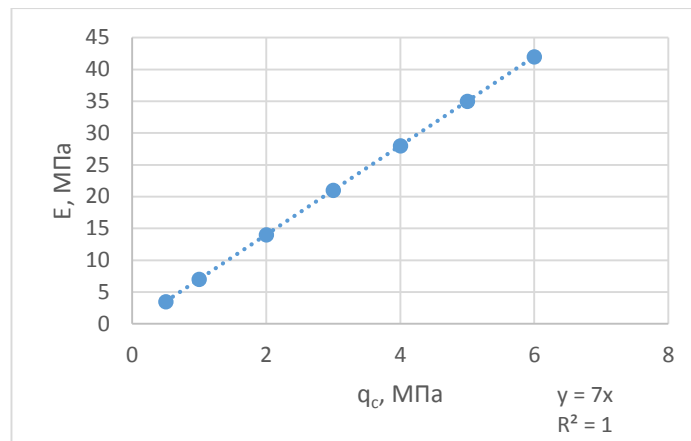


Рисунок 1.19 – Зависимость модуля деформации от лобового сопротивления зонда  $q_c$  для суглинков и глин по СП 47.13330.2012

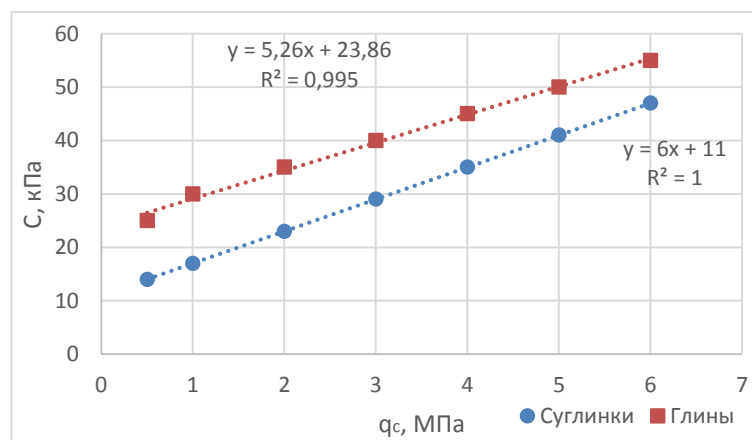


Рисунок 1.20 – Зависимость удельного сцепления грунта от лобового сопротивления зонда  $q_c$  для суглинков и глин по СП 47.13330.2012

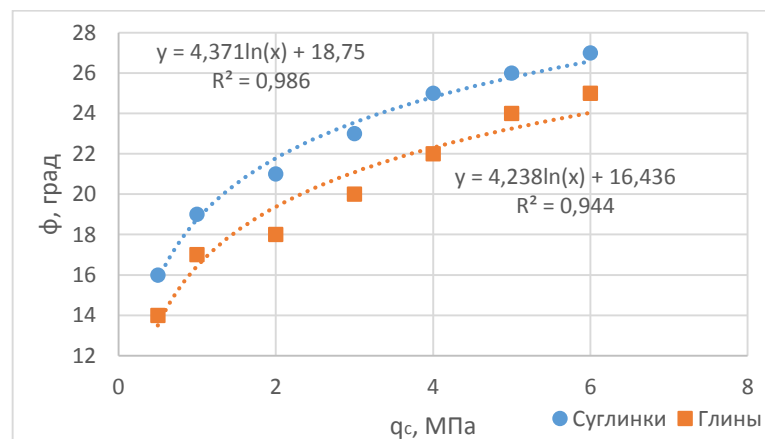


Рисунок 1.21 – Зависимость угла внутреннего трения  $\phi$  грунта от лобового сопротивления зонда  $q_c$  для суглинков и глин по СП 47.13330.2012



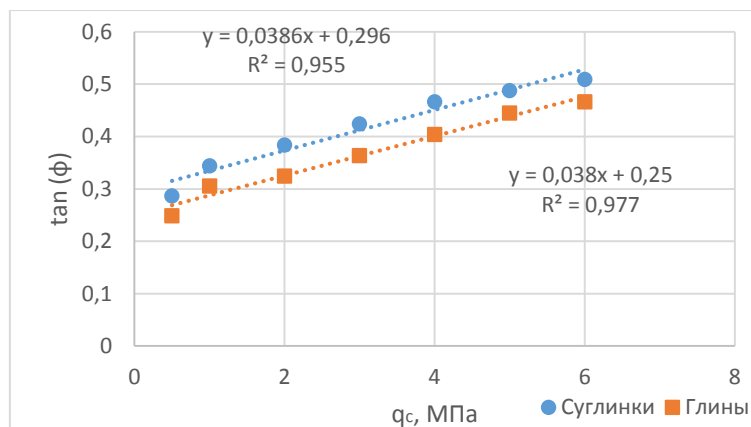


Рисунок 1.22 – Зависимость тангенса угла внутреннего трения  $\phi$  грунта от лобового сопротивления зонда  $q_c$  для суглинков и глин по СП 47.13330.2012

Графики и формулы на рис. 1.19-1.22 относятся «к глинистым грунтам с содержанием органических веществ менее 10 %». СП 47.13330.2012 не ограничивает их применение для лёссовых грунтов, по крайней мере после устранения их просадочности.

С участием автора было обработано более 5000 паспортов лабораторных испытаний лёссовых грунтов Северного Кавказа и для ориентировочной оценки физико-механических характеристик составлены табл. 1.8 и 1.9. Входами в таблицы служат: граница текучести  $W_L$  (показатель литологического состава грунта), пористость ( $n$ ) и влажность ( $W$ ) как показатели его состояния. Сопротивление сдвигу определялось по консолидировано-дренированной схеме.

Табл. 1.8 дает модуль деформации для обводненного состояния лёссовых грунтов, которое обычно прогнозируется на застроенных территориях.

Таблица 1.8 – Нормативные значения **компрессионного** модуля деформации ( $E_k$ , МПа) **обводненных** лёссовых грунтов Северного Кавказа

Число пластичности	Граница текучести, %	Коэффициент пористости $e$				
		0,56-0,64	0,64-0,72	0,72-0,82	0,82-0,92	0,92-1,04
1-7	20 - 24	9,0	6,2	4,3	3,0	2,0
7-12	24 - 28	10,5	7,2	4,8	3,3	2,2
12-17	28 - 32	12,5	8,2	5,5	3,7	2,4
17-22	32 - 36	15,0	9,2	6,4	4,2	2,6

Из таблицы видно, что увеличение границы текучести увеличивает модуль деформации примерно в 1,5 раза, а уплотнение грунта увеличивает его в 4-5 раз,

т.е. на величину модуля деформации основное влияние оказывает плотность грунта. Таблица рекомендуется для предварительной оценки компрессионного модуля деформации с переходными коэффициентами Пособия [128, табл. 22].

Таблица 1.9 – Нормативные значения прочностных характеристик лёссовых грунтов Северного Кавказа по данным границы текучести, влажности и коэффициента пористости

Влажность на границе текучести, %	Природная влажность, %	Коэффициент пористости $e$ , д.е.							
		0,64-0,72		0,72-0,82		0,82-0,92		0,92-1,04	
		С, кПа	$\phi$ , градусы	С, кПа	$\phi$ , градусы	С, кПа	$\phi$ , градусы	С, кПа	$\phi$ , градусы
20-24	18-21	26	25	13	23,5	10	23,5	18	20,4
	21-24	17	20	07	-	-	-	-	-
24-28	18-21	26	23	18	25,0	10	25,1	14	25,5
	21-24	16	25	11	25,5	20	24,2	20	22,6
28-32	18-21	20	23	16	23,3	13	23,5	12	26,4
	21-24	18	22	13	23,5	18	22,6	13	26,1
	24-27	19	21	20	21,4	19	22,5	12	24,3
32-36	18-21	18	23	33	21,5	-	-	-	-
	21-24	20	22	20	21,5	18	21,5	16	25,5
	24-27	18	22	18	19,4	18	21,5	18	22,5
36-40	18-21	45	17	-	-	-	-	-	-
	21-24	38	18	20	21,5	-	-	-	-
	24-27	14	23	18	22,5	26	19,2	-	-

Интервал границы текучести (4 %) назначен, исходя из предельной лабораторной ошибки ее определения (2 %) по ГОСТу. Для пористости и влажности этот интервал уменьшен до 3 %. Из табл. 1.9 видно, что в лёссах повышение влажности снижает сцепление в 1,5-2,0 раза, а увеличение плотности и глинистости грунта повышает сцепление. При этом угол внутреннего трения остается практически постоянным.

## 1.5. Оценка просадочности лёссовых грунтов

### 1.5.1. Проблема грунтоноса

Проблема отбора ненарушенных образцов грунта обсуждается в течение многих десятилетий. К. Терцаги и Р. Пек [167, с. 314] для отбора ненарушенных монолитов обычных грунтов рекомендовали тонкостенный грунтонос Денисона.

Для оценки просадочности лёссовых грунтов очень важно отобрать пробы ненарушенного сложения. ПНИИИС, ЦТИСИЗ и Фундаментпроект рекомендовали вдавливаемые и забивные грунтоносы [78]. Мосгоргеотрест и ПНИИИС установили, что вибрационный способ уплотняет грунт на  $0,02 \text{ г/см}^3$  [25], а колонковый, ударный и виброударный способы уплотняют грунт на расстоянии 16-24 см, и «необходимо разработать новые ударные и виброударные наконечники с минимальным изменением свойств грунтов в стенках скважин и на забое» [25].

В.М. Улицкий и А.Г. Шашкин [177, с. 69 и 145] сообщают, что «осложнен процесс отбора образцов ненарушенной структуры в супесях водонасыщенных и почти невозможен в песках пылеватых водонасыщенных...что существенно сказывается на достоверности определений физико-механических свойств».

После аварийных деформаций в Волгодонске Научный Совет АН СССР по инженерной геологии включил в программу изучения опорных лёссовых разрезов вопрос отбора монолитов. На основе этих исследований В.Т. Трофимов [176, с. 274-275] сообщает: «Важнейшее значение при изучении просадочности имеет отбор монолитов...Монолиты грунтов из технических скважин допускается отбирать только тонкостенными или обуривающими грунтоносами, обеспечивающими сохранение природной структуры и плотности грунта».

Было установлено, что при отборе из шурфов пористость лёсса 49 %, а грунтоносы уплотнили его до 45 % и на 4 % снизили просадочность.

С этим согласен А.В. Савинов [140], утверждающий, что «при отборе монолитов стандартным грунтоносом происходит уплотнение, аналогичное обжатию в компрессионном приборе 0,15-0,25 МПа, что приводит к ошибкам при оценке физико-механических характеристик грунта и его просадочности».

РостовДонТИСИЗ предложил отбирать монолиты одним ударом грунтоноса  $D=127 \text{ мм}$ , что также уменьшает пористость и просадочность в среднем на 2 %.

А.Н. Богомолов и др. [22] установили, что грунтоносы  $D=108$  и  $127 \text{ мм}$  нарушают грунт, а грунтонос  $D=146 \text{ мм}$  сохраняет его по сравнению с шурфами.

А.А. Дорджиев, Г.М. Скибин, А.Г. Дорджиев [72, с. 150-159] при изучении структурной прочности лёссовых грунтов г. Элисты обратили внимание на нарушение структуры грунта при отборе монолитов из скважин.

Проблема отбора качественных монолитов из просадочных и обводненных лёссовых грунтов остается актуальной и нерешенной в настоящее время.

### 1.5.2. Методы одной и двух кривых

Согласно ГОСТ 23161-2012, просадочность лёссовых грунтов определяется в компрессионных приборах по методам 1-й и 2-х кривых, причем оба метода считаются идентичными. В научной литературе неоднократно поднимался вопрос о тождественности обоих методов [6, с. 75; 38; 74]. Меньшее доверие обычно вызывает метод двух кривых, который несколько завышает просадочность.

Ю.М. и М.Ю. Абелевы [6, с. 78] приводят разброс (в 1,5-2 раза!) просадочности по методу одной кривой при испытании образцов из одного монолита и делают важный вывод: *«лабораторные испытания на просадочность дают результаты, по которым можно получить лишь порядок числовых значений относительной просадочности ... и не дают возможности получить расчетные величины с точностью, характерной для строительных материалов»*.

М.Н. Гольдштейн [52] обратил внимание, что лабораторные испытания на просадочность не позволяют оценить несущую способность свай в просадочных грунтах: *«Следует подчеркнуть, что во многих работах по инженерной геологии просадочность оценивается исключительно по компрессионной сжимаемости. Эта точка зрения явно устарела и нуждается в пересмотре, что связано с изучением проблемы потери несущей способности свай при подъеме уровня грунтовых вод»*.

В.И. Крутов [96, с. 11] также сообщает о большой ошибке определения просадочности: *«При определении относительной просадочности грунтов в компрессионных приборах по любому методу следует иметь ввиду, что полученные результаты имеют значительную вариантность, вследствие чего*

*отдельные значения  $\delta_{пр}$  могут отличаться в 1,5-3 и даже 5 раз*». В г. Никополе лёсс определили непросадочным, а фактическая просадка составила 60 см.

Низкая точность оценки просадочности может привести к ошибочной оценке I или II типа грунтовых условий. Такая ошибка недопустима при проектировании свайных фундаментов, чувствительных к негативному трению при замачивании лёссовых оснований. Для II типа СП 24.13330.2011 [159] рекомендует устранение просадочности, что требует больших затрат и приводит к задержке строительства. С другой стороны, недооценка II типа может привести к «срыву» свай.

Точность определения просадочности можно оценить ***ошибками воспроизводимости***, которые возникают при отборе проб, транспортировке, хранении и компрессионных испытаниях *«образцов-близнецов»* из одного и того же монолита. Оценка ошибок необходима также при корреляционных исследованиях свойств грунтов, когда предполагается, что измерения показателей выполнены абсолютно точно, т.е. среднеквадратичные ошибки (ошибки воспроизводимости) равны нулю. Реальная оценка показателей грунтов неизбежно сопровождается ошибками измерений. *«Ошибки измерений в некоторых случаях создают ложное представление о сложности инженерно-геологических объектов, мешают увидеть единство в многообразии результатов наблюдений и воспользоваться простыми математическими моделями для их описания»* [120].

По материалам изысканий СевКавПНИИС мы определили ошибки воспроизводимости при определении характеристик лёссовых грунтов (табл. 1.10).

Наиболее точно определяются физические характеристики, имеющие относительную ошибку воспроизводимости 1-10 %; динамическое и статическое зондирование имеет сравнительно небольшую относительную ошибку (10-35 %). Лабораторная просадочность лёссового грунта определяется с самой большой относительной ошибкой (20-50%), которая неизбежно увеличивается при отборе монолитов (уплотнение), их транспортировке в лабораторию (возможно подсыхание и разрушение грунта). Здесь не учтены ошибки некорректного моделирования работы грунта в компрессионном приборе (без бокового расширения) и под фундаментами зданий, где происходит боковой сдвиг грунта.

Ошибки воспроизводимости не учитываются при подборе уравнений и могут существенно исказить зависимость между характеристиками грунтов.

И.Б. Рыжков и О.Н. Исаев [139, с. 173] установили, из-за неоднородности грунта коэффициент корреляции при статическом зондировании в смежных точках не может быть выше 0,8-0,85, что согласуется с 10-%-ной ошибкой этого метода.

Таблица 1.10 – Ошибки воспроизводимости при определении характеристик лёссовых грунтов

№ п/п	Показатель	Кол-во определений	Условия определения	$S_{\text{восп.}}$	$V$ , %
1	Просадочность при $P = 3,0 \text{ кг/см}^2$ , %	300	компрессионные испытания образцов, отобранных из одного монолита	1,0-2,0	20-50
2	Природная влажность, %	300	по монолитам	0,3-2,0	1,5-5,5
3	Природная влажность, %	500	отбор из близко расположенных скважин и шурфов	0,8-2,7	1,5-10,5
4	Пористость, %	300	по монолитам	2,0-3,0	4,0-8,0
5	Пористость, %	500	отбор из близко расположенных скважин и шурфов	2,4-4,6	4,0-12,0
6	Динамическое зондирование ( $N$ , уд/дм)	400	-	1,0-3,0	10,5-37,0
7	Статическое зондирование ( $q$ , $\text{кг/см}^2$ )	600	-	8-42	17-51

Примечание: для п.п. 2 – 7 относительная ошибка воспроизводимости ( $V\%$ ) выражена в относительных процентах

### 1.5.3. Оценка просадочности по косвенным признакам

В.И. Крутов [96, с. 11] указывает, что «*относительная просадочность зависит в основном от: давления на грунт, степени плотности грунта и его состава, степени повышения влажности*». Одновременный учет этих факторов в количественной форме представляет почти неразрешимую задачу, особенно количественная оценка состава грунта и его структурных связей. В.И. Крутов [96, с. 12-13] для характеристики состава предлагает число пластичности.

Мы, вслед за К. Терцаги, Н.Я. Денисовым и Е.М. Сергеевым, для оценки литологического состава лёссовых грунтов будем использовать границу текучести, как более точный показатель, помня, что она не учитывает структурные связи.

В научной литературе и в строительных нормативах неоднократно предлагались различные эмпирические формулы и таблицы для количественной оценки просадочности по косвенным признакам. Два таких показателя были включены как критерии просадочности грунтов в СНиП II-15-74 [150] и «Руководство» [136, п. 2.40]: к просадочным грунтам отнесли грунты, для которых степень влажности превышает 0,8 и показатель

$$\Pi = (e_L - e) / (1 + e), \quad (2.1)$$

меньше значений, приведенных в табл. 1.11, где  $e_L$  – коэффициент пористости при  $W_L$ , определяемый по формуле:

$$e_L = W_L * y_s / y_w. \quad (2.2)$$

Таблица 1.11 – Зависимость показателя  $\Pi$  от числа пластичности грунта

Число пластичности, $I_p$	$0,01 \leq I_p < 0,10$	$0,10 \leq I_p < 0,14$	$0,14 \leq I_p < 0,22$
Показатель $\Pi$	0,10	0,17	0,24

Из этих показателей сохранила свою актуальность степень влажности. Показатель  $\Pi$  исключили из нормативов и изыскательских отчетов.

В.И. Крутов и Р.П. Эйдук [102] предложили определять просадочность лёссовых грунтов в шурфах ручным зондом, используя формулу

$$\varepsilon_{sl} = a(K_z - 1), \quad (2.3)$$

где  $\varepsilon_{sl}$  – просадочность при давлении 0,3 МПа,  $a$  – коэффициент для конкретных грунтов,  $K_z = q/q_{c,зам}$  – коэффициент снижения прочности, равный отношению сопротивления конусу естественного и замоченного грунта.

В.И. Крутов и Б.И. Кулачкин [96; 99, с. 8] предложили определять просадочность лёссовых грунтов при помощи зонда с замачиванием грунта ниже конуса. Для определения относительной просадочности при  $P=0,3$  МПа они предложили формулу с коэффициентом корреляции 0,87:

$$\varepsilon_{sl} = aK_z + b, \quad (2.4)$$

где  $a$  и  $b$  – эмпирические параметры зависимости.

Результаты этих исследований вошли в Руководство [136, п. 2.41], где указано, что «по данным статического зондирования, к просадочным относятся

грунты, для которых величина  $K_z$  больше значений, приведенных в табл. 2.18» (табл. 1.12).

Формула 2.4 дает приблизительную оценку просадочности при  $P=0,3$  МПа, а таблица лишь предупреждает о возможной просадочности грунта.

Таблица 1.12 – Зависимость коэффициента снижения прочности лёссовых грунтов при замачивании от давления (по [136])

Давление $P$ , кгс/см <sup>2</sup> , при котором определяется просадочность	1	2	3
Коэффициент снижения прочности грунта $K_z$	2	1,5	1,3

Эти рекомендации высоко оценили И.Б. Рыжков и О.К. Исаев [139, с. 375]: *«использованию статического зондирования в просадочных грунтах длительное время уделялось сравнительно мало внимания, так как значительная часть специалистов слабо верила в перспективность такого направления...Такая ситуация наблюдалась не только в нашей стране, но и за рубежом. Тем не менее исследования в этом направлении неоднократно проводились многими специалистами, особенно в СССР, было получено немало интересных результатов, которые, к сожалению, не получили широкого распространения».*

В литературе практически отсутствует сопоставление динамического и статического зондирования лёссовых грунтов. А.Я. Рубинштейн [135] установил, что *«сопоставление значений удельных динамических сопротивлений  $R$  и лобовых сопротивлений при статическом зондировании  $R_{ст}$  выявило тесную прямолинейную зависимость между указанными показателями  $R = 1,06R_{ст}$ ».*

В 1969-1973 гг. СевКавПНИИС Госстроя СССР выполнил динамическое и статическое зондирование на 10-ти опорных участках в Краснодарском и Ставропольском краях, Ростовской области и Чечено-Ингушетии. Автором по данным СевКавПНИИС получена зависимость между показателями динамического и статического зондирования лёссовых грунтов (рис. 1.23), которая для отдельных ИГЭ является практически функциональной ( $R= 0,997$ ):

$$N = 0,23 q - 4,37, \quad (2.5)$$

где  $q$  – лобовое сопротивление конуса, кгс/см<sup>2</sup>, а  $N$  – число ударов на 10 см.



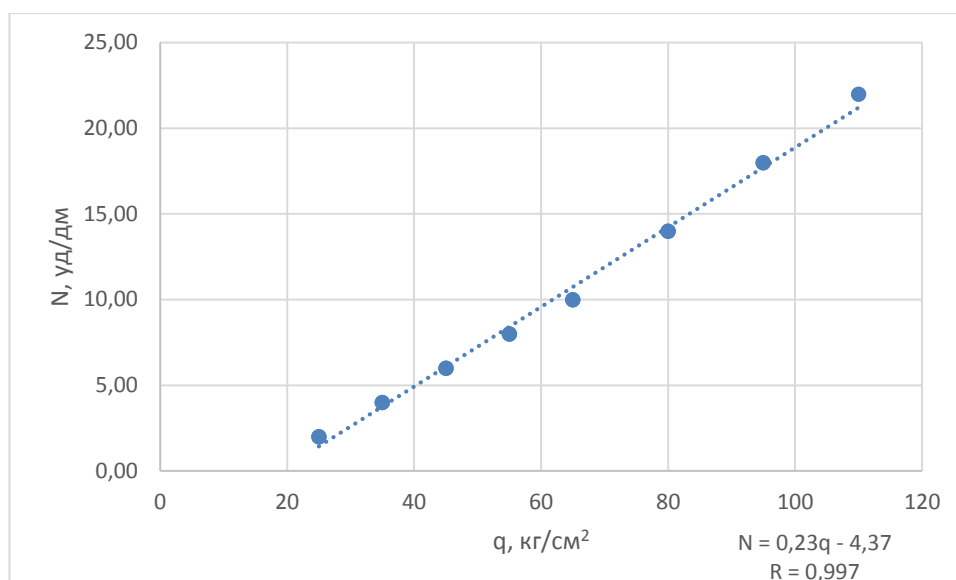


Рисунок 1.23 – Зависимость между динамическим и статическим зондированием лёссовых грунтов Северного Кавказа

Одновременно была предложена таблица 1.13 для определения пористости лёссовых грунтов по данным зондирования, влажности и границе текучести. В этой таблице литологический состав грунта характеризовался границей текучести, как это рекомендовали Н.Я. Денисов [67; 68] и Е.М. Сергеев [146].

Таблица 1.13 – Нормативное значение пористости лёссовых грунтов Северного Кавказа по данным зондирования с учетом их границы текучести

$W_L, \%$		20-24			24-28				28-32		32-36		36-40		40-44		44-48	
$q$ , кг/см²	$N$ уд/дм	6-9	9-12	12-15	6-9	9-12	12-15	15-18	15-18	18-21	15-18	18-21	15-18	18-21	15-18	18-21	18-21	21-25
0-25	0-2	-	-	-	54	52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25-35	2-4	50	47	45	52	50	49	46	47	46	48	47	49	48	-	49	50	-
35-45	4-6	49	46	44	50	48	46	44	45	44	46	45	47	46	48	47	48	-
45-55	6-8	48	45	43	49	46	44	-	44	43	45	44	46	45	47	45	47	46
55-65	8-10	46	43	-	47	45	-	-	43	41	44	42	45	44	46	45	46	45
65-80	10-14	45	42	-	45	44	-	-	42	-	43	-	44	43	45	44	45	44
80-95	14-18	43	-	-	43	-	-	-	41	-	42	-	44	42	44	43	44	43
95-110	18-22	41	-	-	43	-	-	-	40	-	41	-	43	42	43	42	-	-

На основе обработки около 5-ти тысяч архивных паспортов с участием автора составлена табл. 1.14 для определения просадочности ( $\varepsilon_{sl}$ ) при давлении  $P=0,3$  МПа, входами в которую служат граница текучести, влажность и пористость.

В.И. Крутов [96, с. 12] в общем виде отметил влияние числа пластичности, плотности и влажности грунта на просадочность лёссовых грунтов. Более точно и

наглядно зависимость просадочности от указанных показателей и давления дают графики на рис. 2.2 [28]. При построении графиков среднеквадратичная ошибка составила 1,5-3,5 %, а относительная ошибка не превышает 50-60 %, что сопоставимо с прямыми методами определения просадочности.

Таблица 1.14 – Нормативные значения относительной просадочности ( $\varepsilon_{sl}$ , %) при давлении  $P=0,3$  МПа лёссовых пород Северного Кавказа (по  $W_L$ ,  $W$ ,  $n$ ).

$W_L$ , %	$n$ , % $W$ , %	36-39	39-42	42-45	45-48	48-51	51-54
20-24	6 – 9	2,3	4,7	6,3	8,9	11,6	12,8
	9 – 12	1,5	3,3	4,8	7,1	9,8	-
	12 – 15	0,5	2,0	3,5	5,3	7,1	-
24-28	6 – 9	2,1	5,0	7,7	9,4	11,0	12,0
	9 – 12	0,9	3,8	6,2	8,0	10,0	10,6
	12 – 15	0,0	2,6	4,8	6,5	8,3	-
	15 – 18	0,0	1,1	2,5	4,1	6,0	-
	18 – 21	0,0	0,0	1,0	2,0	2,8	-
28-32	6 – 9	2,2	5,2	8,0	10,0	12,2	-
	9 – 12	1,1	4,3	7,0	8,9	11,5	-
	12 – 15	0,0	3,0	5,1	7,2	10,5	-
	15 – 18	0,0	1,2	3,0	5,0	8,5	-
	18 – 21	-	0,5	1,0	1,8	3,0	-
32-36	9 – 12	-	-	5,0	7,0	-	-
	12 – 15	0,0	2,0	3,2	4,5	-	-
	15 – 18	0,0	1,0	2,0	3,0	-	-
36-40	12 – 15	1,1	2,5	4,0	-	-	-
	15 – 18	0,0	1,55	3,0	4,0	-	-
	18 – 21	0,0	1,0	2,0	2,5	-	-
	21 – 24	0,0	0,0	1,0	1,0	-	-

Графики рис. 2.2 позволяют определить начальное просадочное давление  $P_{sl}$  и начальную просадочную влажность  $W_{sl}$ , которые также зависят от границы текучести, плотности и влажности грунта. Уменьшение пористости и увеличение влажности снижают просадочность по линейному закону, а при водонасыщения  $S_r > 0,7$  просадочность снижается практически до нуля.

СП 11-105-97 [91, приложение Б] дает таблицу для «*определения нормативных значений относительной просадочности просадочных грунтов*», входами в которую служат: давление (0,1; 0,2; 0,3 МПа), коэффициент пористости (от 0,5 до 1,1) и влажность (от 8 до 24 %). Таблица имеет существенные недостатки:

- отсутствует литологический вид грунта, т.е. предполагается, что лёссовидный песок, лёсс, лёссовидные суглинки и глины при указанных давлениях, влажности и пористости будут иметь одинаковую относительную просадочность;

- при коэффициенте пористости  $e=0,5$  плотность сухого грунта (скелета) составляет  $1,80 \text{ г/см}^3$  и относительную просадочность  $0,020$ , что противоречит всем действующим нормам и практике строительства. При коэффициенте пористости  $e=0,6$  плотность скелета составляет  $\approx 1,70 \text{ г/см}^3$ , а «нормативная» просадочность, которой не должно быть, составляет **0,031**. Согласно Пособию [128, п.п. 3.83], при плотности сухого грунта **1,60 г/см<sup>3</sup>** *«полностью устраняются просадочные свойства грунта»*, а при плотности **1,70 г/см<sup>3</sup>** получается **водонепроницаемый экран** [128, п. 3.104]. Грунтовые сваи устраняют просадочность при средней плотности скелета **1,65 г/см<sup>3</sup>**, а для противифльтрационной завесы требуется плотность **1,75 г/см<sup>3</sup>** [128, п. 3.152];

- на рис. 1.24 показана просадочность (точки) по СП 11-105-97 рядом с нашими графиками просадочности. Для плотных лёссов, где просадочность практически отсутствует, нормативные точки находятся выше графиков. Для основной массы просадочных грунтов (супесей, суглинков и глин) все точки находятся ниже наших графиков, т.е. **неучёт литологии просадочных грунтов приводит к искусственному занижению их просадочности**. Нормативные графики просадочности, возможно, единственный строительный норматив, полностью игнорирующий литологию грунта.

#### 1.5.4 Оценка просадочности полевыми методами

Несоответствие между расчетными и фактическими просадками лёссовых грунтов обнаружили еще в 30-х годах прошлого века. Пособие СевКавПНИИИС Госстроя СССР [18, с. 74] рекомендовало определять просадочность при длительном (20-25 суток) замачивании грунта и отметило хорошее совпадение расчетной (137,9 см) и фактической (135,2 см) просадки, если проводить длительное замачивание образцов.

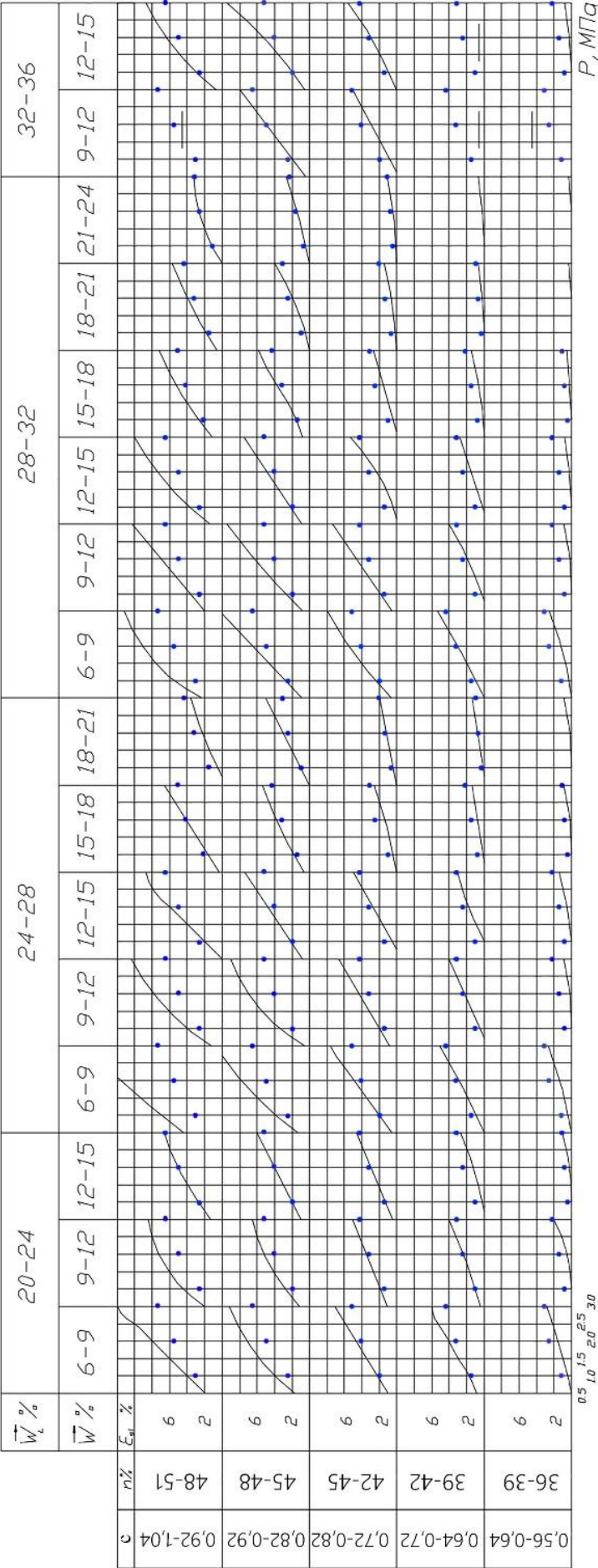


Рисунок 1.24 – Графики для определения просадочности лёссовых грунтов Северного Кавказа с точками просадочности по СП 11-105-97

В это же время Севкавгипроводхоз [77] провел замачивание котлованов на Эльхотовской оросительной системы и установил, что фактическая просадка (до 2,4 м!) лучше всего моделируется при длительной (до 45 суток) фильтрации воды в компрессионных приборах (1,7 м), чем стандартным методом (1,3 м). Монолиты отбирали из шурфа глубиной до 26 м. Длительное замачивание увеличило просадочность в **1,15-1,96** раза по сравнению с однократным замачиванием.

Необходимость корректировки лабораторной просадочности специалисты НИИ оснований осознали в начале 60-х г.г. [155, с. 25]. В СНиП II-Б.2-62 просадку от собственного веса стали определять с *повышающим коэффициентом*: в слое толщиной  $1,5b$ , примыкающем к подошве фундаментов (где  $b$  – наименьший размер фундамента) равным  $m = 2$ ; для нижележащей просадочной толщ  $m = 1,5$ .

Рекомендации СНиП оказались ошибочными. В.А. Зурнаджи, В.П. Ананьев и др. [84] при замачивании котлована не обнаружили просадку II типа, которую дали компрессионные испытания. Они решили уширить фундаменты, чтобы не превышать начальное просадочное давление. Это вызвало критику Ю.М. Абелева, *«так как приведенная разница в величине просадки находится в пределах вариантности величины просадки»*. Снижение давления не остановило просадку фундаментов здания Госбанка в Ростове-на-Дону, которая достигла 70 см.

Ю.А. Багдасаров [17] поддержал введение повышающего коэффициента  $m = 1,5$  для расчета просадки от собственного веса и подвергся критике А.А. Григорян [57]: *«Установлено, что только при больших толщах сильнопросадочных грунтов коэффициент  $m$  может достигать 1,5 и более. Однако большинство случаев относится к небольшим толщам с невысокими значениями  $\varepsilon_{sl}$ . Для них  $m < 1$ . Если для всех случаев принять  $m = 1,5$  и выше, как предлагается в работе Ю.А. Багдасарова, то это приведет к существенному удорожанию строительства зданий и сооружений. Все площадки с грунтовыми условиями типа I по просадочности перейдут в тип II, и проектирование зданий и сооружений будет проводиться с учетом существующих просадок от собственного веса, которых фактически нет в этих условиях... Предлагаемая методика значительно*

завышает расчетную просадку для слабопросадочных толщ». Основные исследования А.А. Григорян [62] проводила на Украине и в Волгодонске.

А.А. Григорян совершенно правильно указывает, что основное внимание надо уделять верхней (наиболее просадочной) зоне, которую *«следует либо прорезать фундаментами и сваями, либо полностью ликвидировать просадочность известными методами. В противном случае могут произойти недопустимые деформации, как это случилось с домами в Волгодонске»*.

По данным М.Ю. Абелева [1], фактическая просадка превышает компрессионную просадку в **1,49-2,28 раза**, при среднем значении **1,71**.

В.И. Крутов [95] для украинских городов (Никополь, Запорожье, Херсон, Днепропетровск) и Волгодонска установил, что: *«фактические просадки грунтов по результатам натурного замачивания... отличаются от расчетных в 1,45...0,60 раза при среднем значении коэффициента 0,88... Достоверность определения расчетных  $S_{slg}$  при наличии слоев набухающих глинистых грунтов снижается до 0,6. Замачивание грунтов в опытных и производственных котлованах через дренажные скважины способствует более полному самоуплотнению просадочных и подстилающих их грунтов... роль послепросадочного уплотнения явно преувеличивается»*.

СНиП 2.02.01-83\* [149, прил. 2] рекомендует *«При определении просадки грунта от собственного веса принимать  $k_{sl} = 1$  при  $H_{sl} \leq 15$  м и  $k_{sl} = 1,25$  при  $H_{sl} \geq 20$  м»*. Из этого следует, что повышающий коэффициент зависит только от мощности просадочной толщи и не зависит от литолого-структурных особенностей лёссовых грунтов. В мощных глинистых лёссовых толщах западных районов Предкавказья, со слабо выраженной просадочностью II типа, просадка от собственного веса будет искусственно завышена, а для маломощных, сильно просадочных типичных лёссов Восточного Ставрополя при коэффициенте  $k_{sl} = 1$  просадка будет занижена.

## 1.6. Выводы по главе 1

1. На территории Северного Кавказа лёссовые просадочные грунты являются основным типом грунтовых оснований (рис. 1.4). Характеристики их состава и свойств по отдельным областям региона даны в табл. 1.2.

2. Показаны недостатки ГОСТ 12536-2014. Для оценки гранулометрического состава лёссовых грунтов рекомендуется растирание с пиррофосфатом натрия, а не кипячение с аммиаком или пиррофосфатом натрия. Литологическое название лёссовых грунтов следует давать по содержанию «лёссовой» (0,10-0,01 мм) и глинистой (менее 0,005 мм) фракций и границе текучести.

3. Установлена тесная зависимость показателей пластичности от содержания глинистой фракции и зависимость числа пластичности от границы текучести, что позволяет, вслед за Н.Я. Денисовым [68, с. 5 и 183] и К. Терцаги [166, с. 66], определить основным показателем вещественного состава – границу текучести.

4. Показана низкая точность определения основной характеристики деформационных свойств – модуля деформации. На основе обработки более 5 тыс. паспортов составлены таблицы для определения компрессионного модуля деформации и прочностных характеристик обводненных лёссовых грунтов, которые могут служить для предварительной оценки этих показателей.

5. Наиболее важное свойство лёссовых пород – *просадочность* – определяется с большой ошибкой. Лабораторное определение просадочности по ГОСТ 23161-2012 не дает требуемой точности оценки этого свойства.

6. Сложность проблемы отражают дискуссии между ведущими специалистами НИИ оснований, которые показали несовершенство методов прогноза просадочных деформаций, в том числе в связи с аварийными деформациями жилых домов и промышленных зданий в г. Волгодонске.

7. Трудозатратное, длительное и дорогостоящее замачивание котлованов также не отражает реальное состояние оснований зданий и сооружений даже для простых случаев их напряженного состояния под фундаментами неглубокого заложения.

8. Задача многократно усложняется для свайных фундаментов в просадочных грунтах, где появляется новый фактор силового воздействия – «негативное трение» и требуется высокая точность оценки просадочности.



## ГЛАВА 2. АНАЛИЗ СТРОИТЕЛЬНЫХ НОРМАТИВОВ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

### 2.1. Первые строительные нормативы

Первые строительные нормативы в нашей стране по изысканиям, проектированию оснований и фундаментов на естественных основаниях и свайным фундаментам появились в 50-х г.г. СНиП II-Б.1-62 «Основания и фундаменты» [152], введенный вместо НитУ 127-55, заложил методологическую основу проектирования оснований зданий и сооружений и впервые дал таблицу для определения характеристик физико-механических свойств глинистых грунтов ( $C$ ,  $\varphi$ ,  $E$ ), в которой входами служили **граница раскатывания** и коэффициент пористости. Глинистый грунт называли по границе раскатывания, что вызвало бурную дискуссию в НИИ оснований.

С.Н. Егорову [75] стало *«очевидно, что получаемые по рассматриваемой схеме показатели сопротивления сдвигу и сжимаемости грунтов будут далеки от действительности»*. В.М. Веселовский, М.И. Горбунов-Посадов, С.И. Синельщиков настаивали, что *«по таблице с достаточной точностью можно определить показатели прочности и деформируемости глинистых грунтов по физическим свойствам»*. Они отметили низкую точность определения числа пластичности: *«значения чисел пластичности отклоняются друг от друга более чем на  $\pm 4$ »* и наблюдается *«огромная разница в значениях модуля деформации, установленных компрессионными и полевыми испытаниями»*.

В.М. Веселовский, С.Н. Егоров, В.Д. Цыплаков, В.В. Михеев, М.И. Горбунов-Посадов и др. [26; 53; 75; 119; 182] рекомендовали: *«создание районных норм, но они должны составляться только по схеме таблицы, опубликованной в статье»*. Эта рекомендация актуальна и в наши дни.

СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений» выделил по сопротивлению пенетрации очень прочные, прочные, средней прочности и слабые грунты;

установил границу просадочных грунтов **0,01 (1 %)**; предложил таблицы для определения прочностных и деформационных свойств грунтов по физическим характеристикам, дополнил уплотнение просадочных грунтов ***взрывами***, установил условные расчетные давления на просадочные грунты. Таблицы СНиП II-15-74 в неизменном виде перешли в СНиП 2.02.01-83\* и его актуализированную редакцию СП 22.13330.2011, т.е. остаются неизменными более 40 лет.

Зависимость прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов от данных статического зондирования показана на рис. 1.19-1.22.

СНиП II-Б.2-62 [153] впервые выделил I и II типы грунтовых условий, указал ***методы устранения просадочности*** (трамбовки, грунтовые подушки, грунтовые сваи, предварительное замачивание), а расчет *забивных свай* стали производить с учетом сопротивления грунта по боковой поверхности в непросадочном слое. СНиП III-Б.10-62 [151] дополнил установление просадочности ***«силикатизацией и термическим упрочнением, а также другими, проверенными способами»***.

Одновременно шла разработка нормативов ***по изысканиям*** на просадочных грунтах. СНиП II-А.13-69 «Инженерные изыскания для строительства» выделил *инженерно-геологические элементы*, предложил *ударный* способ монолитов, *динамическое и статическое зондирование*, опытное замачивание котлованов.

СНиП II-9-78 «Инженерные изыскания для строительства» ввел понятие *«рабочей гипотезы»* об инженерно-геологических условиях, определил категории сложности этих условий, необходимый состав и объем работ, потребовал дать прогноз изменений при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений.

СНиП 1.02.07-87 «Инженерные изыскания для строительства» рекомендовал: при реконструкции и техническом перевооружении предприятий, зданий и сооружений устанавливать причины их деформаций, определять *категорию сложности инженерно-геологических условий*, определять физико-механические характеристики грунтов (*нелёссовых*) по результатам зондирования.

СП 47.13330.2012 [160] характеристику лёссовых просадочных грунтов сохранил в СП 11-105-97, часть III [157], где рекомендуется отбор монолитов осуществлять *задавливанием **тонкостенных** грунтоносов* или одноударным

способом с зачисткой скважины; при проектировании *свайных фундаментов* использовать статическое зондирование для определения сопротивления грунта под нижним концом и по боковой поверхности забивной сваи, а также для установления надежных грунтов для опирания свай.

СП 11-105-97, ч. III [157] рекомендует определять просадочность лёссовых грунтов в зависимости от коэффициента пористости, влажности и давления, без учета их литологии, что является существенным недостатком этого норматива.

## 2.2. Развитие нормативов по применению свай в просадочных грунтах

Первым нормативом по проектированию свайных фундаментов был ГОСТ 5305-50 «Основания свайные. Нормы проектирования», затем вышли СНиП II-Б.5-62 [154], СНиП II-Б.5-67, СНиП II-17-77, СНиП 2.02.03-85, которые завершились изданием СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85». Для расчета несущей способности свай в СНиП II-Б.5-62 включили оценку  $R$  и  $f_i$  глинистых грунтов по показателю текучести, которая сохранилась в действующих нормах и требует специального рассмотрения.

Зависимости расчетных сопротивлений под нижними концами и на боковой поверхности свай от  $I_L$  глинистых *непросадочных* грунтов, построенные по данным СП 24.13330.2011 [159, табл. 7.2 и 7.3], показаны на рис. 2.1.

В полулогарифмическом масштабе зависимость сопротивления глинистых грунтов под нижним концом забивных свай имеет линейный характер, а изломы и переплетения линий можно объяснить различием литологии и структуры *непросадочных* глинистых грунтов на площадках, где испытывались сваи. На рисунке выделена глубина 5 м, ниже которой СП 24.13330.2011, п. 7.2.2 рекомендует принимать расчетные сопротивления грунтов  $R$  и  $f_i$  для лёссовых грунтов одинаковыми, соответствующими 5 метрам. Учитывая линейный характер зависимости, мы ее продолжили пунктиром до показателя текучести  $I_L = 1,0$ , который соответствует лёссовым грунтам при замачивании котлованов.

На рис. 2.2 показана аналогичная зависимость сопротивления глинистых грунтов  $R$  под нижним концом *набивных и буровых свай* от глубины и консистенции грунта.

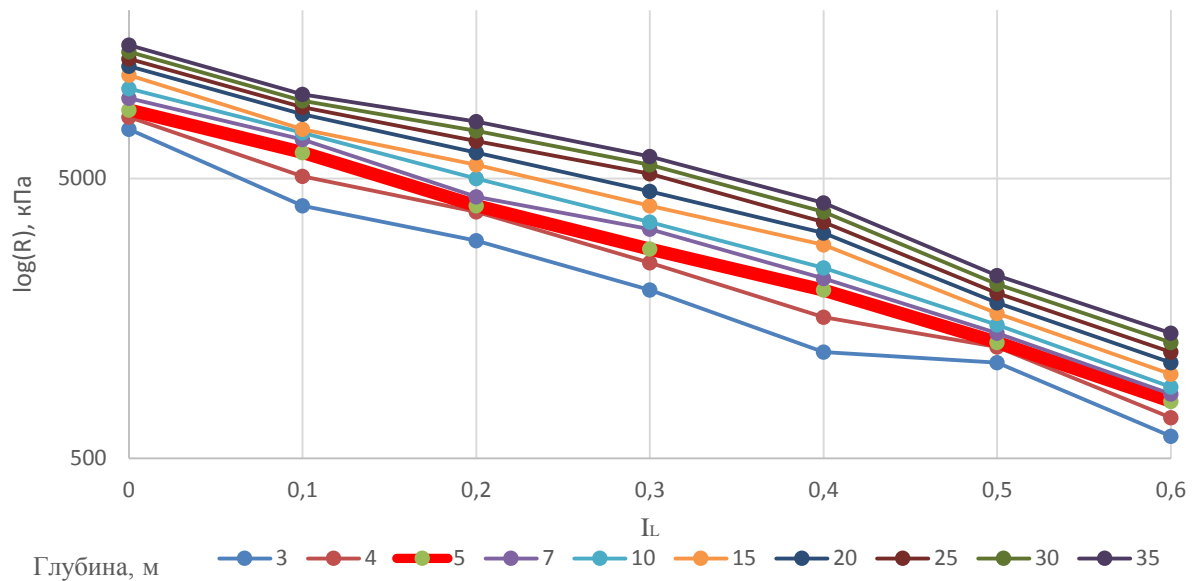


Рисунок 2.1 – Зависимость нормативного сопротивления глинистых грунтов под нижним концом забивных свай от глубины и консистенции грунта

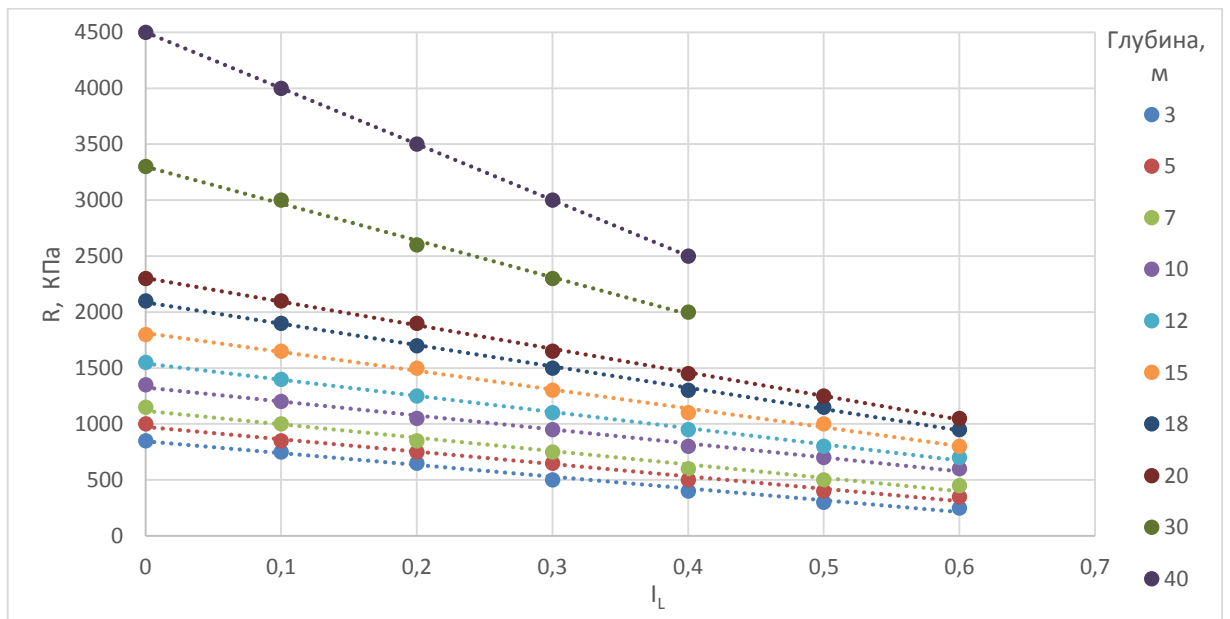


Рисунок 2.2 – Зависимость нормативного сопротивления глинистых грунтов  $R$  под нижним концом набивных и буровых свай от глубины и консистенции грунта

На рис. 2.3 показана зависимость сопротивления  $f_n$  по боковой поверхности забивных и набивных свай от консистенции грунта и глубины слоя, которая при глубине более 10-ти метров становится практически прямолинейной. Зависимость имеет такой же полулогарифмический характер с изломами по отдельным точкам.

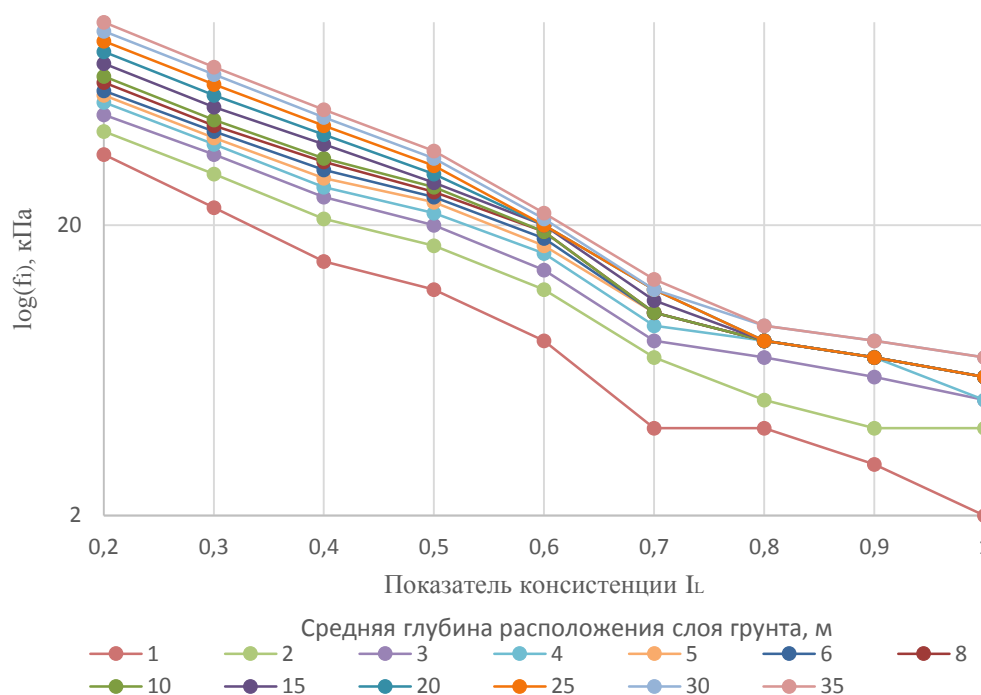


Рисунок 2.3 – Зависимость нормативного сопротивления  $f_n$  по боковой поверхности забивных и буровых свай от консистенции грунта и глубины слоя

В соответствии с СП 24.13330.2011, п. 7.2.2, эти зависимости можно использовать для оценки расчётных сопротивлений  $R$  и  $f_i$  лёссовых грунтов «при показателе текучести, соответствующем полному их водонасыщению». По нашему мнению, нет теоретических препятствий использовать эти таблицы и графики для предварительной оценки несущей способности свайных фундаментов после устранения просадочности лёссовых массивов замачиванием котлованов, в том числе с глубинными взрывами, или уплотнением грунтовыми сваями.

По данным Ю.Г. Трофименкова и др. [171], оценка несущей способности свай в обычных глинистых грунтах по показателю текучести имеет среднестатистическую точность **65 %**. В более поздней работе Ю.Г. Трофименков [168] установил, что «для суглинка с показателем  $I_L = 0,5$  (на границе туго- и мягкопластичных) принимаемая в проекте несущая способность свай может оказаться заниженной или завышенной почти **в три раза**».

С этим согласен Л.Г. Мариупольский [117, с. 23], который сообщает, что «метод определения несущей способности свай в пылевато-глинистых грунтах по

*показателям их текучести является весьма приближенным». Он рекомендует уточнить зависимость  $R$  и  $f$  от  $I_L$  для отдельных регионов.*

Первые «свайные» нормативы оправдали себя при проектировании свай на непросадочных грунтах, но они не касались свай в просадочных грунтах. Применение свайных фундаментов в просадочных грунтах началось в 60-е гг. в связи с программой жилищного строительства из крупнопанельных элементов [59, с. 137]. Индустриальные методы потребовали ускоренного производства фундаментных работ, т.к. трамбование, замачивание котлованов и грунтовые сваи срывали сроки строительства. Кроме того, было обнаружено много аварийных зданий и сооружений, построенных на лёссовых грунтах [21].

Первые здания на сваях в просадочных грунтах I типа возвели в Красноярске, Ростове-на-Дону, Горьком, Кемерово, Новосибирске [59, с. 138] и сразу обнаружили снижение несущей способности свай при замачивании этих грунтов.

СНиП II-Б.2-62 рекомендовал: *«Свайные фундаменты в просадочных грунтах проектировать как с полной, так и с неполной прорезкой просадочной толщи в зависимости от типа грунтовых условий, значений относительной просадочности и нагрузок, передаваемых на сваи»*. СНиП II-Б.5-67 дал общие указания по применению свай в просадочных грунтах: *«Свайные фундаменты зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, следует проектировать с учетом дополнительных требований, предъявляемых к строительству зданий и сооружений в указанных условиях»*.

Следом вышло «Руководство» [137], в котором была дана методика расчета свай, *не прорезающих* просадочную толщу и опирающихся на лёссы с пористостью  $n < 43\%$ . С рекомендациями Руководства не согласились ростовские специалисты [12, с. 176]: *«эти рекомендации ошибочны. В Ростовской области в лёссовых толщах нередко встречаются прослой лёссовидных супесей и легких суглинков, имеющих пористость  $n = 39-43\%$  и обладающих при этом просадочными свойствами. При расчете свай, опирающихся на такие грунты, их несущая способность получается завышенной»*».

СНиП II-17-77 [162] выделил грунты с просадочностью менее **0,02** при  $P=3$  кгс/см<sup>2</sup>, на которые допускалось опирать сваи при I типе грунтовых условий; на площадках со II типом просадочности рекомендовали учитывать **негативное трение** грунта; определять несущую способность свай только статическими испытаниями с полным замачиванием просадочных грунтов; запретил определение несущей способности свай по данным динамических испытаний и зондирования.

В обновленном СНиП 2.02.03-85 (п. 9.6) исключили пункт о местном аварийном замачивании просадочной толщи в пределах длины сваи, что привело к существенному (**в 1,4 раза**) снижению расчетной несущей способности свай.

В СП 24.13330.2011, п. 7.1.11 для расчета свайных фундаментов по несущей способности грунта  $N \leq F_d / \gamma_k$  дополнительно ввели коэффициенты:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (2.1)$$

где  $\gamma_0$  – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным 1 при односвайном фундаменте и 1,15 при кустовом расположении свай;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности.

При односвайном фундаменте понижение расчетной несущей способности составило 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности. При кустовом расположении свай несущая способность для зданий I уровня ответственности уменьшилась в 1,043 раза, для II – осталась без изменений, для III – увеличилась в 1,045 раза.

Те же коэффициенты введены для расчета свай в грунтовых условиях II типа с учетом сил отрицательного трения:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} - \gamma_c p_n. \quad (2.2)$$

СП 24.13330.2011, п. 9.5 рекомендует несущую способность свай в замоченных лёссовых грунтах определять при показателе текучести:

$$I_L = \frac{\frac{ke\gamma_w}{\gamma_s} - W_p}{W_L - W_p}, \quad (2.3)$$

где  $e$  – коэффициент пористости грунта;  $\gamma_w$  – удельный вес воды;  $\gamma_s = 1 \text{ тс/м}^3$ ;  $\gamma_s$  – удельный вес твердых частиц,  $\text{тс/м}^3$ ;  $W_p$ ,  $W_L$  – влажности на границах раскатывания и текучести;  $k$  – коэффициент: 1,0 - для супесей, 0,9 - для суглинков и глин. В СНиП 2.02.03-85 для всех видов глинистых грунтов коэффициент  $k=0,9$ .

Влияние  $I_L$  на расчетную несущую способность свай в непросадочных грунтах исключительно большое. По данным Л.Г. Мариупольского [117, с. 34] увеличение  $I_L$  с **0,1 до 0,2** для забивной сваи снижает несущую способность с 6900 до 4300 кПа, т.е. в **1,6 раза**.

Влияние  $I_L$  на несущую способность свай можно показать на примере Газоперерабатывающего завода в г. Буденновске, где просадочный лёсс имел следующие характеристики:  $e=0,81$ ;  $\gamma_s=27 \text{ кН/м}^3$ ;  $W_p=16,2\%$ ;  $W_L=22,2\%$ . При этих характеристиках после замачивания грунт будет иметь  $I_L$  по СНиП 2.02.03-85:

$$I_{L(1985)} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,81 \cdot 10}{27} - 0,162}{0,222 - 0,162} = 1,8,$$

а по СП 24.13330.2011:

$$I_{L(2011)} = \frac{\frac{1 \cdot 0,81 \cdot 10}{27} - 0,162}{0,222 - 0,162} = 2,3.$$

Значение  $I_L$  в обоих случаях превышает верхний предел пластичности на 20%. Приняв  $I_L=1$ ,  $e=0,593$ ,  $\gamma_s=27 \text{ кН/м}^3$ ,  $W_p=17,3\%$  и  $W_L=22,2\%$ , получим:

$$I_{L(1985)} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,593 \cdot 10}{27} - 0,173}{0,222 - 0,173} = 0,5;$$

$$I_{L(2011)} = \frac{\frac{1 \cdot 0,593 \cdot 10}{27} - 0,173}{0,222 - 0,173} = 0,95.$$

В СП 24.13330.2011 при расчете свайных фундаментов принимается показатель текучести супесей (лёссов), значительно превышающий  $I_L$  в прежнем нормативе. Это приводит к значительному снижению расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи. Для лёсса Буденновска при  $I_L=0,5$  сопротивление на



боковой поверхности сваи равно  $f_i=27,2$  кПа, а при  $I_L=0,95$   $f_i=6,5$  кПа, т.е. боковое трение в лёссах снизилось *более чем в 4 раза*. Значительное снижение несущей способности свай наблюдается в суглинках и глинах при  $e<0,7$ .

В этом расчете ранее применялось условие: при  $I_L<0,4$  в расчет принимается  $I_L=0,4$ . Последний норматив исключил применение этого правила для глин. Таким образом, сопротивление под нижним концом свайных фундаментов, проектируемых в лёссовидной глине, уменьшается до **6 раз**.

В СНиП 2.02.03-85 коэффициент бокового давления  $\zeta$  принимался равным 0,7. Так, по действующему нормативу, для просадочного грунта с пористостью  $e=0,8$  и глубиной расположения середины расчетного слоя  $H_i=10$  м  $\zeta=0,2$ , что приводит к уменьшению расчетной величины отрицательной силы трения в водонасыщенных грунтах, определяемой по формуле:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i,$$

где  $u$ - периметр, м, участка ствола сваи длиной  $h_{sl}$ ;

$h_{sl}$  - расчетная глубина, м, до которой производится суммирование сил бокового трения проседающих слоев грунта.

Важно отметить, что входы в нормативные таблицы (физические характеристики) остаются неизменными с выхода первого норматива (1962 г.). Основным показателем несущей способности свай многие годы остается показатель консистенции глинистых грунтов в нарушенном состоянии.

### 2.3. Отрицательное (негативное, нагружающее) трение в лёссовых грунтах

СНиП 2.02.03-85, п. 4.11 и СП 24.13330.2011, п. 7.3 указывают, что отрицательные (негативные) силы трения, возникающие на боковой поверхности свай при осадке околосвайного грунта, следует учитывать в случаях: подсыпки толщиной более 1,0 м; загрузки пола складов нагрузкой более 2 тс/м<sup>2</sup>; загрузки пола около фундаментов нагрузкой от оборудования более 10 тс/м<sup>2</sup>; увеличения эффективных напряжений в грунте при понижении уровня подземных вод;

незавершенной консолидации современных и техногенных отложений; уплотнения грунтов динамическим воздействием; *просадки грунтов при замачивании*.

Практически все указанные случаи могут иметь место при строительстве на свайных фундаментах и просадочных грунтах.

Отрицательное трение сильно осложняет проектирование свайных фундаментов в просадочных грунтах II типа просадочности. К изучению этого процесса приступили сравнительно поздно (в 70-е гг.), после того, как негативное трение привлекло внимание в слабых грунтах [20; 27; 92; 134; 190].

Б.В. Бахолдин и В.И. Берман [20] при изучении свай в слабых обводненных грунтах показали, *«что силы отрицательного трения появляются в момент возникновения непрерывной осадки грунта относительно сваи, однако для максимального их развития эта осадка должна быть относительно большой – порядка 5 см и более. Кроме того, установлено, что силы отрицательного трения действуют только в период активного перемещения окружающего сваю грунта в результате его консолидации или других причин. После прекращения этого перемещения силы отрицательного трения практически исчезают»*.

По данным В.И. Крутова и др. [98, с. 257], негативное трение «может составлять до 40-70 % от возможной несущей способности свай».

Большие исследования по изучению сил отрицательного трения на боковой поверхности свай в просадочных грунтах провела А.А. Григорян [60]. В 1971-72 гг. в Никополе испытали буронабивные тензосваи длиной 16 и 22 м диаметром 600 и 500 мм. Максимальная величина сил негативного трения составила **282 кН**. До начала просадки грунтов просадка нагруженных свай отсутствовала, несмотря на замачивание грунтов в основании сваи. Силы нагружающего трения по мере просадки грунтов нарастали *скачками*, а затем постепенно уменьшались. На других объектах эти силы оказались значительно превышающими 282 кН.

А.А. Григорян и И.И. Хабибуллин [61] испытали буронабивные сваи длиной до 25 м диаметром ствола 1 м в г. Волгодонске. *Отрицательное трение не изучалось*, но авторы отметили, что *«провальная просадка сваи при постоянной нагрузке, превышающей  $R_{пр}$ , есть результат многих срывов – последовательных*

нарушений предельного равновесия, захватывающих все более глубокие слои грунта в ее основании». Был установлен четкий переход при малых осадках (до 12 мм!) от упругого состояния к пластичному.

А.А. Григорян [56] отметила, что «осадки свай вплоть до «срыва», т.е. до начала разрушения основания, чрезвычайно малы, измеряются несколькими миллиметрами и при незначительном превышении некоторой нагрузки дают резкую провальную незатухающую осадку ... можно считать, что вплоть до предельной нагрузки система конструкция – основание работает упруго, потом в некоторый момент свая срывается и ее осадка сопровождается лавинно проявляющимися пластическими деформациями грунтового основания... Сказанное подтверждает необходимость создания новой теории несущей способности оснований, которая позволила бы решать задачи для реальной грунтовой среды, претерпевающей существенные изменения объема при нагружении и отвечающая фактам и экспериментальным исследованиям».

Плодотворная дискуссия о работе свай в просадочных грунтах в течение многих лет происходит между ведущими специалистами НИИ оснований – А.А. Григорян [59] и В.И. Крутовым [96, с. 44, 50; 97; 98].

Нагружающее трение определяют выдергиванием свай, т.к. «в пылевато-глинистых грунтах предельное сопротивление грунта на боковой поверхности свай при вдавливании и выдергивании близки друг другу» [117, с. 164].

М.Н. Гольдштейн [52] обратил внимание не только на недостоверное определение просадочности в компрессионных приборах, но и на срыв свай, не связанный с просадкой грунта: «Согласно расчетам, давление под пятой сваи может составлять 2,5–3,5 МПа. При столь высоком давлении сваи будут просто «прокалывать» размокий, разупрочненный лёссовый грунт. Осадки всякого свайного фундамента будут определяться не просадочностью нижележащего грунта, а его выпиранием под давлением свай в стороны и вверх между сваями». Он отметил, что, когда грунт увлажняется вокруг сваи сверху, даже при обильном промачивании, получаются другие результаты, чем при замачивании снизу, когда указанный выше эффект продавливания проявляется полностью.

Дискуссия авторитетных специалистов позволяет сделать вывод о разном понимании механизма «срыва» свай, а также негативного трения и его влияния на несущую способность свайных фундаментов в просадочных грунтах.

#### **2.4. Оценка несущей способности свайных фундаментов по данным зондирования**

Использование зондирования для оценки несущей способности свай имеет длительную историю. И.Б. Рыжков и О.Н. Исаев [139, с. 74, 75, 79, 456] отметили, что *«проблема определения несущей способности свай по данным зондирования оказалась очень сложной. Измеряемые с помощью зонда сопротивления грунта под конусом и на боковой поверхности зонда отличались от аналогичных сопротивлений под нижним концом и на боковой поверхности свай ... Не меньшие трудности возникали и в сфере использования статического зондирования для определения свойств грунтов... Много неясного остается в вопросах применения статического зондирования в специфических грунтах (просадочных...), в вопросах его использования при проектировании свайных фундаментов»* и необходимо тщательное изучение литологии грунтов при использовании данных зондирования. Они считают, что *«в связи с тем, что условия работы грунта вокруг зонда и вокруг забивной сваи во многом сходны, результаты зондирования оказываются наилучшими исходными данными для расчета несущей способности свай»*.

Считается, что *«статическое зондирование обеспечивает оценку несущей способности свай..., уступая по точности оценок только статическим испытаниям свай»* [131, с. 9]. Для забивных свай в слабых водонасыщенных суглинках А.Б. Пономарев и М.А. Безгодов [125; 126] определили *«расхождение несущей способности свай по сравнению с натурными испытаниями в пределах 7-22 %, что позволяет спрогнозировать несущую способность свай в водонасыщенных глинистых грунтах, близкую к реальным значениям»*. Для просадочных грунтов такие исследования не проведены.

Приоритет отдают статическому зондированию, динамическое зондирование обычно отходит на второй план.

ГОСТ 19912-2012 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием» предлагает зондирование для: *«количественной оценки плотности, модуля деформации, угла внутреннего трения и сцепления грунтов; определения степени уплотнения и упрочнения грунтов во времени и пространстве; возможности забивки свай и глубины их погружения; определения сопротивления грунта под нижним концом и по боковой поверхности свай; контроля качества геотехнических работ»*. Следует отметить, что указания ГОСТа не относятся к просадочным грунтам.

Многokrатно предпринимались попытки определить литологический состав дисперсных грунтов с использованием «индекса трения»  $q_c/f_s$  или обратной величины – ***фрикционного отношения***  $f_s/q_c$ , полученных при статическом зондировании [81; 169; 187; 189; 191-193], но «довольно быстро стало ясно, что точность предложенного метода невелика...одному и тому же фрикционному отношению могут соответствовать совершенно разные грунты... Основным выводом из всех приведенных карт-схем и таблиц следует считать ***невозможность надежного определения вида грунта только по данным зондирования***» [139, с. 153, 155, 161].

Л.Г. Мариупольский [117, с. 51], ссылаясь на результаты исследования советских и зарубежных ученых, рекомендует определять литологический тип грунта по фрикционному отношению  $f_s/q_c$  (таб. 2.1).

Таблица 2.1 – Фрикционное отношение  $f_s/q_c$  для разных грунтов [117, с. 51]

$f_s/q_c$ , %	<2	2-3	>3
тип грунта	песок	супесь	суглинок и глина

Проверка этого утверждения по нормативным таблицам СП 24.13330.2011 (рис. 2.4) для *глинистых непросадочных грунтов* показывает, что между боковым трением и лобовым сопротивлением имеется тесная связь ( $R=0,99$ ), а фрикционное отношение в среднем равно **1,6 %**, что намного ниже значений табл. 2.1.

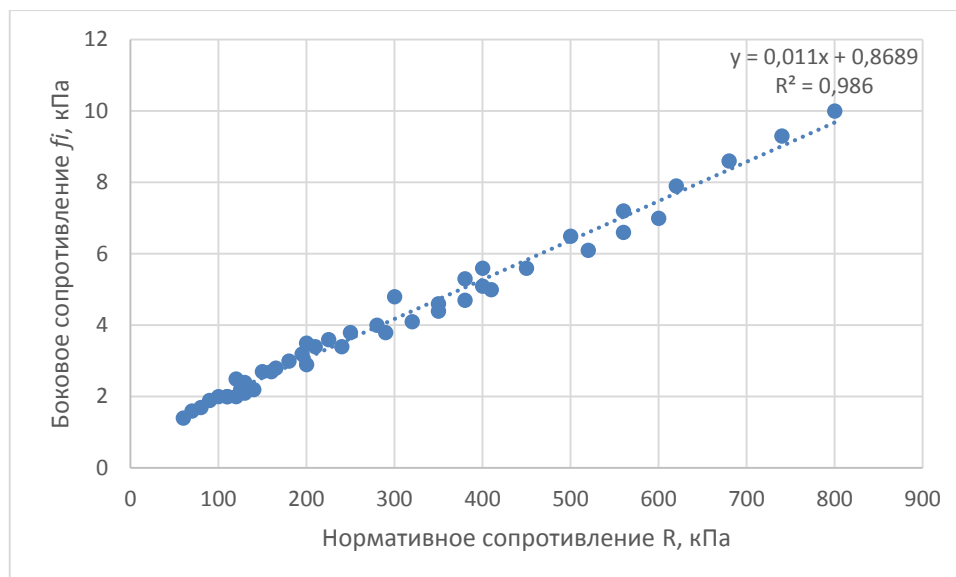


Рисунок 2.4 – Зависимость бокового трения от лобового сопротивления зонда для непросадочных глинистых грунтов по таблицам 7.1-7.2 СП 24.13330.2011

Для набивных свай зависимость *бокового трения* от *лобового сопротивления зонду* также характеризуется низким «фрикционным» отношением 0,48 (рис. 2.5).

Для буровых свай фрикционное отношение  $f/R$  (СП 24.13330.2011, табл. 7.17) повышается до **18,2 %** (рис. 2.6), что намного превышает фрикционное отношение для статического зондирования.

Зондированием лёссовых просадочных грунтов занимались немногие исследователи. В опубликованной литературе мало данных об использовании зондирования для оценки состава, физико-механических и просадочных свойств лёссовых грунтов. На рис. 2.7 показана зависимость между боковым и лобовым сопротивлением зонда в лёссовых грунтах Северного Кавказа, полученная при анализе более 20 тысяч измерений на различных площадках региона. Зависимость имеет линейный вид с коэффициентом корреляции  $R = 0,573$  и по полученному графику (рис. 2.7) выражается уравнением:

$$f_z = 0,0204q_z + 0,0318. \quad (3.5)$$

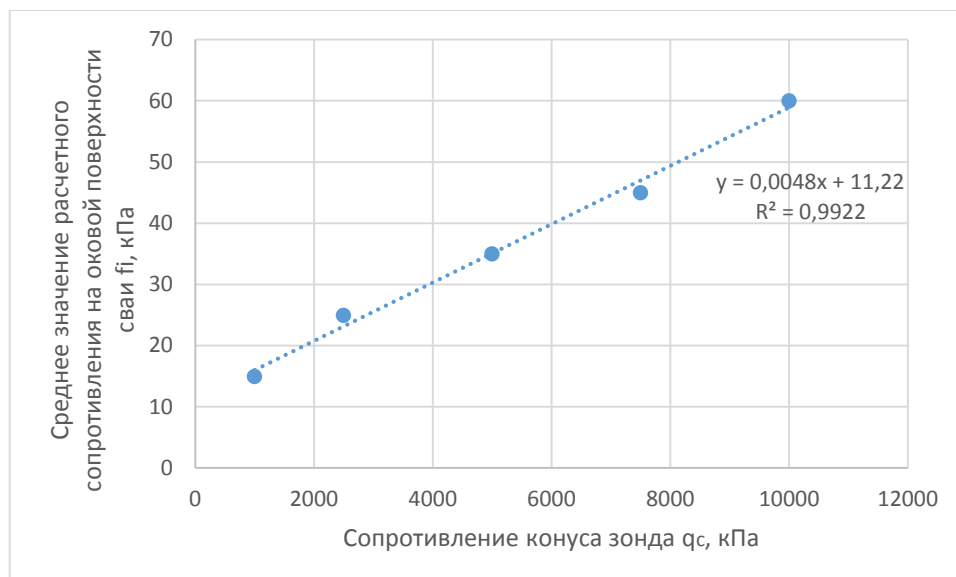


Рисунок 2.5 – Зависимость бокового трения набивной сваи от лобового сопротивления зонду (по табл. 7.17 СП 24.13330.2011)

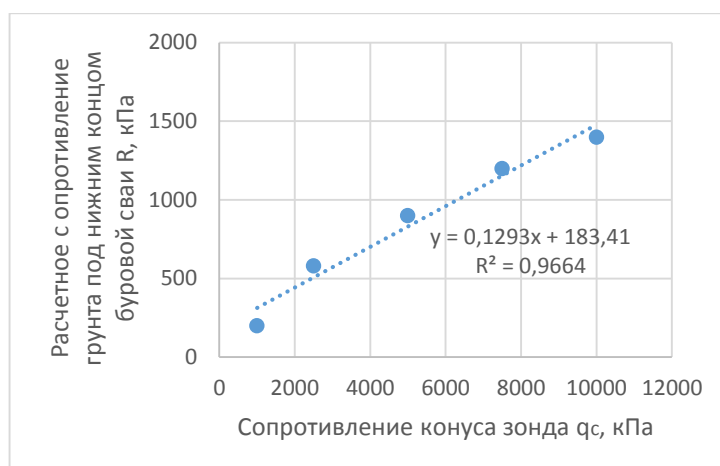


Рисунок 2.6 – Зависимость бокового трения буровой сваи от сопротивления конусу зонда (по СП 24.13330.2011, табл. 7.17)

После глубинных взрывов на площадках Газоперерабатывающего завода в Буденновске и Ставропольского бройлера в Благодарном была получена зависимость между боковым трением и лобовым сопротивлением ( $R = 0,718$ ) лёссовых грунтов, представленная на рис. 2.8:

$$f_z = 24,734q_z + 12,726, \quad (3.6)$$

где  $f_z$  в кПа, а  $q_z$  – в МПа.

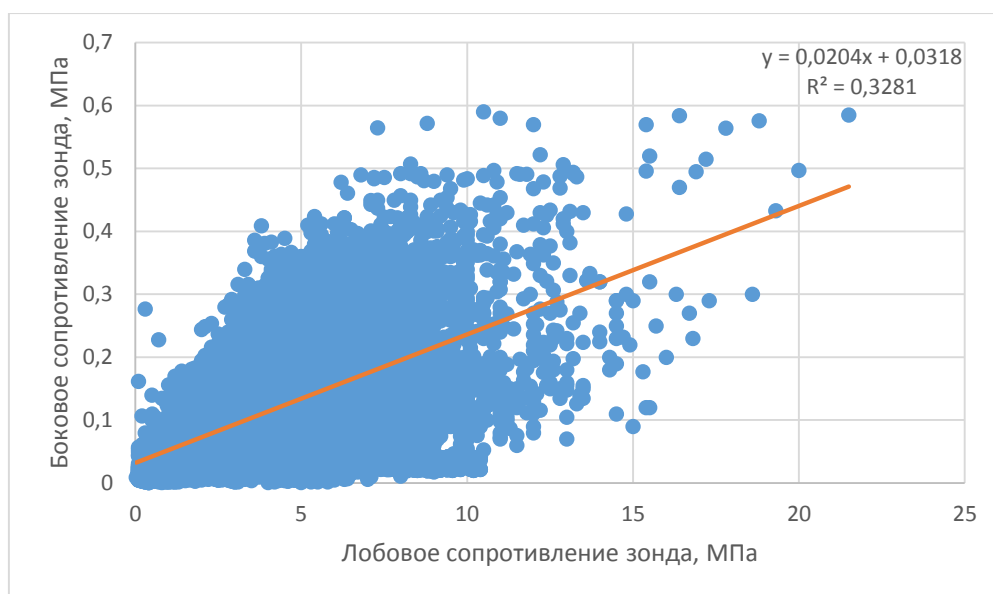


Рисунок 2.7 – Зависимость между лобовыми и боковыми сопротивлениями зонда в лёссовых грунтах Северного Кавказа

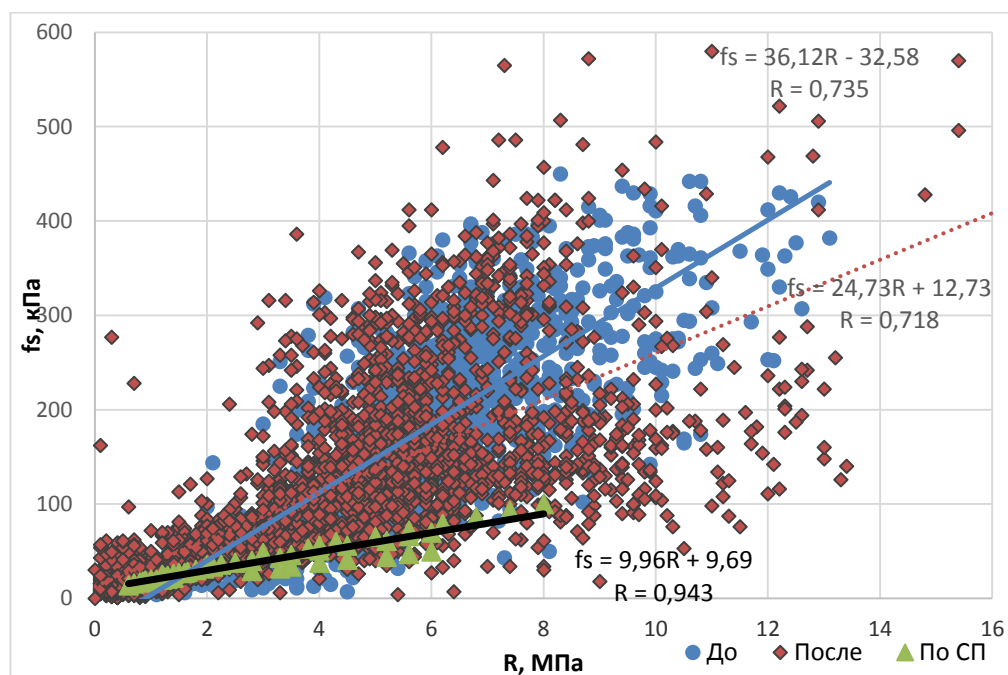


Рисунок 2.8 – Зависимость между лобовыми и боковыми сопротивлениями зонда до и после уплотнения глубинными взрывами на площадке строительства Газоперерабатывающего завода ООО «Ставролен»: ● – точки по данным зондирования грунта в естественном состоянии; ◆ – точки по данным зондирования грунта после уплотнения гидровзрывом; ▲ – точки по СП 24.13330.2011

Фрикционное отношение для статического зондирования лёссовых грунтов по отдельным объектам региона показано в табл. 2.2. Зондирование проводили различными установками разные организации в разное время. Из таблицы видно, что фрикционное отношение практически не зависит от литологического вида



лёссового грунта. Типичный лёсс Буденновска и суглинки Ростовской области и Чечено-Ингушетии имеют близкие значения  $f/q$ . Среднее значение  $f/q$  для лёссовых грунтов региона составляет **0,03**, что соответствует промежуточному значению между супесями и суглинками табл. 2.1 и в общем подтверждает пылевато-глинистый состав лёссовых грунтов.

Согласно СП 24.13330.2011, статическое зондирование водонасыщенных и грунтов природной влажности допускается применять до проведения испытаний на выдергивание свай в водонасыщенных грунтах и грунтах природной влажности **для ориентировочного** определения отрицательной силы негативного трения.

Из этого обзора можно сделать вывод, что при проектировании свайных фундаментов статическое зондирование можно применять после устранения просадочности лёссовых грунтов известными методами.

Таблица 2.2 – Фрикционное отношение для статического зондирования лёссовых пород Северного Кавказа

№	Наименование объекта	Грунт	$f/q$
1	2	3	4
1	г. Буденновск, стройбаза завода Пластмасс, 1976 г. (естественные грунты)	супесь ( лёсс)	0,018
2	То же после гидровзрывного уплотнения, 1976 г.	супесь ( лёсс)	0,011
3	г. Буденновск, Спортивно-оздоровительный комплекс, 2015 г.	супесь ( лёсс)	0,042
4	г. Буденновск, Газоперерабатывающий завод до уплотнения гидровзрывом, 2015 г.	супесь ( лёсс)	0,032
5	г. Буденновск, то же, после гидровзрывов, 2015 г.	супесь ( лёсс)	0,033
6	г. Буденновск, Прикумского завода пластмасс, 1977 г.	супесь ( лёсс)	0,016
7	г. Буденновск, площадка поливинилбутирали и пиролена Прикумского завода пластмасс, 1984 г.	супесь ( лёсс)	0,012
8	г. Буденновск, Дом культуры, 1975 г.	супесь ( лёсс)	0,024
9	г. Буденновск, очистные сооружения (блок емкостей) завода Пластмасс, 1977 г.	супесь ( лёсс)	0,014
10	г. Буденновск, очистные сооружения завода Пластмасс в г. Буденновске, 1983 г.	супесь ( лёсс)	0,021
11	г. Буденновск, жилой дом №12 завода Пластмасс	супесь ( лёсс)	0,014
12	г. Буденновск, автобаза №3, 1979 г.	супесь ( лёсс)	0,018
13	Зернохранилище в пос. Плаксейка	супесь ( лёсс)	0,009
14	г. Георгиевск, кооператив "Чайка", 1976 г.	суглинок	0,049
15	г. Георгиевск, СТО "Сельхозтехника", 1980г.	суглинок	0,039
16	г. Георгиевск, дом по ул. Тургенева,10, 1977 г.	суглинок	0,022
17	г. Георгиевск, дом УКС, 1977 г.	суглинок	0,036
18	г. Светлоград, маслоэкстракционный завод,1995 г.	суглинок	0,031

№ 1	Наименование объекта 2	Грунт 3	$f/q$ 4
19	г. Ипатово, комбикормовый завод, 1980 г.	суглинок	0,027
20	г. Ипатово, резервуары водоснабжения, 1980 г.	суглинок	0,016
21	г. Ипатово, Дом культуры на 1000 мест, 1985 г.	суглинок	0,034
22	Туркменский район, адм. Здание, 1980 г.	супесь	0,031
23	г. Ставрополь, дом по ул. 50 лет ВЛКСМ, 77, 2013г	суглинок	0,038
24	г. Ставрополь, дом по ул. Пирогова, 2009 г.	суглинок	0,045
25	Чечено-Ингушетия, Ермоловский элеватор, 1980 г.	суглинок	0,055
26	с. Крем-Константиновское, 1978 г. после взрыва	суглинок	0,005
27	г. Волгодонск, завод Атоммаш	суглинок	0,03
28	г. Волгоград, адм. здание в м/р-не104, 2007 г.	суглинок	0,023
29	г. Ростов-на-Дону, международный Бизнес-центр	суглинок	0,047
30	г. Ростов-на-Дону, дом по Таганрогскому шоссе	суглинок	0,031
31	г. Ростов-на-Дону, дом в 5-м микрорайоне, 1995 г.	суглинок	0,048
32	г. Ростов-на-Дону, площадка Соборной мечети	суглинок	0,036
33	г. Ростов-на-Дону, пер. Доломановский, №72	суглинок	0,033
34	г. Ростов-на-Дону, дом, пр. Будёновский, 77/117	суглинок	0,058
35	г. Батайск, мясокомбинат, 2017г.	суглинок	0,05
36	Новоростовская ГРЭС, 2009 г.	суглинок	0,019
37	Водно-спортивный комплекс в г. Таганрог, 2008 г.	суглинок	0,036

## 2.5. Оценка несущей способности свайных фундаментов полевыми испытаниями

Для обычных глинистых грунтов несущая способность свай в полевых условиях определяется статическими и динамическими испытаниями натурных свай; испытаниями эталонной сваи и статическим зондированием [159, п. 7.3.1]. В просадочных грунтах появляются большие ограничения. Не допускается определять несущую способность динамическим испытанием [159, п. 9.7], динамическим зондированием, а статическое зондирование можно применять только ниже просадочной толщи для выбора несущего слоя и оценки расчетных сопротивлений грунта  $R$  и  $f_i$  по [159, таб. 7.2-7.3].

СНиП 2.02.03-85, п. 8.13 и СП 24.13330.2011, п.п. 9.12 указывают, что *«Проведение статических испытаний свай в грунтах II типа по просадочности является обязательным при отсутствии фондовых материалов по таким испытаниям. Для особо ответственных сооружений и при массовой застройке в районах с неизученными грунтовыми условиями следует проводить испытания свай с длительным замачиванием основания до полного проявления просадок по*

*разработанной программе для конкретных условий». Эти же нормативы (п.п.8.3 и 9.2) требуют: «При проектировании свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности с возможной просадкой свыше 30 см, как правило, предусматривать мероприятия по переводу грунтовых условий II типа в I путем срезки грунта или уплотнения предварительным замачиванием, замачиванием со взрывом, грунтовыми сваями и другими методами».*

Выполнение этих требований сильно затрудняет проектирование свайных фундаментов в просадочных грунтах из-за неточной оценки просадочности (30 см) и большого объема дополнительных работ по переводу II типа в I просадочности.

Л.Г. Мариупольский [117, с. 16-17] считает, что *«для свайных фундаментов наиболее достоверные данные о предельном сопротивлении сваи ... могут быть получены при полевых испытаниях статическими нагрузками. Однако ввиду значительной сложности и большой стоимости таких испытаний, они проводятся лишь в исключительных случаях».*

ГОСТ 5686-2012 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями» дает четкие указания по испытанию свай с *локальным* замачиванием просадочных грунтов для оценки негативного трения, а СП 24.13330.2011, п. 9.13 и ГОСТ, п. 4.7 указывают, что испытания с замачиванием грунтов в котлованах *«должны проводиться по специальным программам, составленным проектной организацией».* Такие испытания, наиболее полно моделирующие условия работы свай в просадочных грунтах II типа, пока не имеют четких нормативных указаний.

В 1978 году В.М. Еникеев и В.В. Беклемишев [76] сообщили (см. рис. 2.9), что в **просадочных** грунтах *«расхождение между опытными и расчетными величинами несущей способности свай не превышает 30 %, в то время как по СНиП достигает 50 % и более».* Эти исследования не получили продолжения.

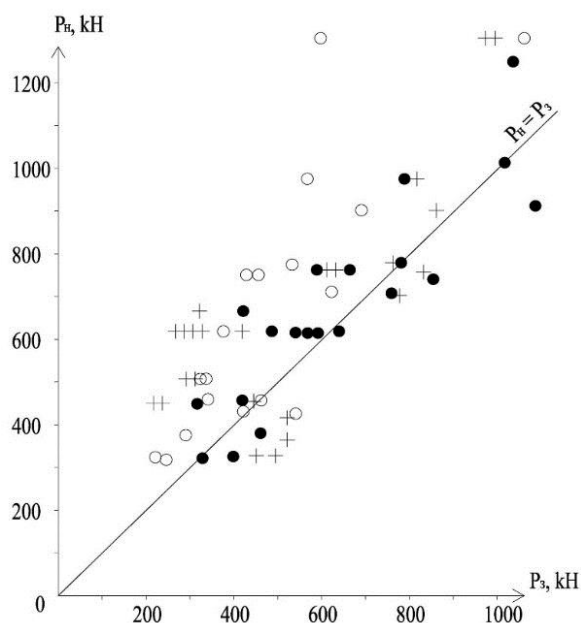


Рисунок 2.9 – Несущая способность свай в просадочных грунтах по испытаниям и по статическому зондированию (по [76]) : о – по 3-компонентной схеме; + – по СНиП II-Б.5-67\*; ● – по РСН 33-70 (использованы дополнительно результаты испытаний свай и зондирования в гг. Херсоне и Николаеве)

Наиболее масштабные испытания свайных фундаментов были проведены в г. Волгодонске после аварийных деформаций объектов Атоммаша. Были составлены РСН 50-87 «Проектирование объектов гражданского назначения на просадочных грунтах в г. Волгодонске», в которых дана сокращенная программа статических испытаний свай в просадочных грунтах. Основные положения этой программы сводятся к следующему:

- испытания свай должны проводиться в соответствии с требованиями СНиП II-17-77, ГОСТ 5686-78;

- несущая способность сваи  $\Phi$  должна определяться как разность ее несущей способности ниже просадочной толщи  $\Phi_1$  и величины нагрузки от негативного (нагружающего) трения по боковой поверхности сваи, возникающей от просадки грунтов при замачивании  $\Phi_{н.тр.}$  ( $\Phi = \Phi_1 - \Phi_{н.тр.}$ );

- несущая способность сваи ниже просадочной толщи  $\Phi_1$  определяется непосредственным испытанием сваи по схеме, приведенной на рис. 2.10;

- нагрузка от негативного трения  $\Phi_{н.тр.}$  определяется как величина сопротивления сваи по боковой поверхности просадочного грунта естественной

влажности, т.к. наихудшим случаем просадки является просадка нижних слоев при подъеме уровня грунтовых вод, при котором на свае зависает вышележащий сухой массив. Нагрузку от негативного трения следует определять путем испытания сваи на выдергивание из сухого просадочного грунта по схеме, приведенной на рис. 2.11;

- в том случае, когда горизонт грунтовых вод находится ниже границы просадочной толщи, при испытаниях следует зону грунта от УГВ до границы просадочной толщи обводнять, как показано на схеме, приведенной на рис. 2.12;

- в тех случаях, когда до испытаний произошел быстрый подъем УГВ техногенного характера (в застроенных микрорайонах) и нет данных о прошедших просадочных процессах, испытания свай следует выполнять от ранее существовавшего УГВ или границы просадочной толщи по схеме, приведенной на рис. 2.13;

- в целях исключения погрешностей от возможных методических ошибок при проведении испытания свай нагрузку от негативного трения следует принимать по наибольшему значению, полученному по результатам испытаний свай на выдергивание и определенному расчетным путем по расчетным сопротивлениям для грунтов естественной влажности в соответствии со СНиП II-17-77. При этом значение нагрузки от негативного трения, определенное расчетным путем следует, принимать с коэффициентом перегрузки **1,5**. Лидер-скважины для забивки свай, предназначенных для испытаний на выдергивание, следует принимать диаметром на 5 - 10 см меньше размера стороны сечения сваи.

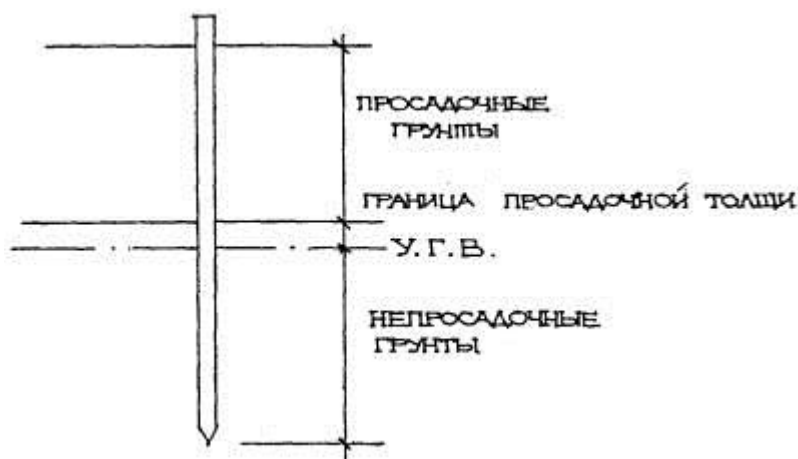


Рисунок 2.10 – Схема расположения сваи в грунте

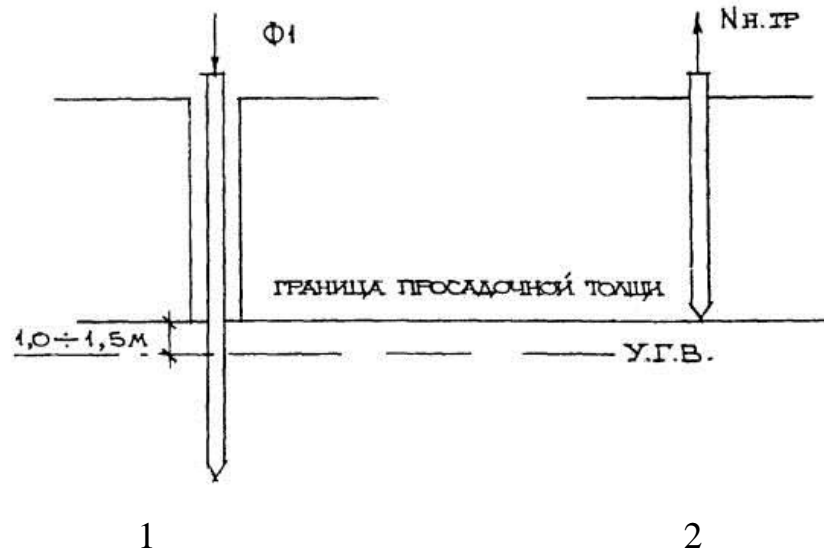


Рисунок 2.11 – УГВ и граница просадочной толщи практически совпадают: 1) схема испытания сваи ниже просадочной толщи; 2) схема испытания сваи на выдергивание из сваи просадочной толщи

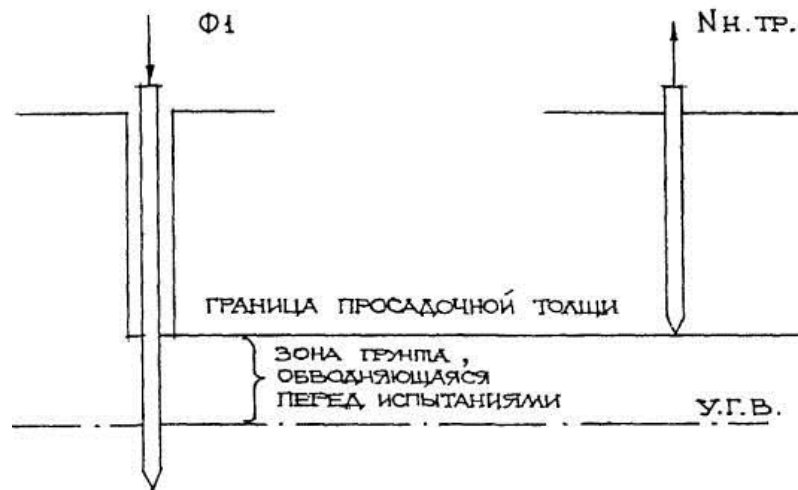


Рисунок 2.12 – УГВ ниже границы просадочной толщи



Рисунок 2.13 – УГВ выше границы просадочной толщи

## **2.6. Выводы по главе 2**

1. За более чем полувековую историю Строительные нормы по проектированию свайных фундаментов в непросадочных и просадочных грунтах претерпели значительные изменения в принципах, методике проектирования и особенностях расчета.

2. Действующие нормативы для обоснования проектирования свайных фундаментов на просадочных грунтах требуют провести трудоемкие, длительные и затратные опытные работы по специальным программам, для выполнения которых требуются высококвалифицированные проектировщики и изыскатели.

3. Несмотря на определенные теоретические и практические достижения, действующие строительные нормативы по проектированию свай остаются несовершенными и для их развития требуется, помимо прочего, изучить практику строительства на свайных фундаментах и просадочных грунтах.

### **ГЛАВА 3. ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ПОСТРОЕННЫХ НА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТАХ И ЛЁССОВЫХ ГРУНТАХ В УСЛОВИЯХ СЕВЕРНОГО КАВКАЗА**

#### **3.1. Свайные фундаменты в Ставропольском крае**

##### **3.1.1. Применение свай в г. Ставрополе**

В Ставрополе лёссовые грунты имеют сравнительно небольшую мощность (до 10-15 м), распространены отдельными участками и в основной массе претерпели техногенное обводнение. Учитывая сейсмичность территории города до 8-ми баллов и отсутствие надежного несущего слоя для свай-стоек, применение свайных фундаментов в Ставрополе ограничено и часто нецелесообразно. В качестве примера приведем следующие объекты.

##### **Казанский кафедральный собор**

Казанский Кафедральный собор в г. Ставрополе был главным символом православия на Юге России. Его строительство началось в 1843 году после посещения Ставрополя Николаем I. В 30-х гг. Собор разобрали, в июле 1943 года взорвали Колокольню двумя трофейными авиабомбами весом по 500 кг каждая.

В 1996 году приступили к воссозданию Собора и колокольни [40] и снова возник вопрос выбора фундаментов, в основании которых находится лёссовидный суглинок мощностью 5-8 м, подстилаемый глиной с прослоями пылеватого песка. Грунтовые воды встречены на глубине 3,5-4,4 м.

По указанию Николая I проект Собора и Колокольни на забивных сваях согласовали архитекторы А. Тон и Брюллов. Но местные архитекторы построили их на плитных фундаментах. В 1996 году Моспроект-2 предложил для Собора и Колокольни забить три тысячи свай длиной по 12 м. Но местные специалисты



доказали недостаточную сейсмостойкость свай, опирающихся на суглинки с показателем текучести  $I_L > 0,5$  и прослой рыхлого пылеватого песка.

Собор и колокольню (рис. 3.1) построили на плитных фундаментах.

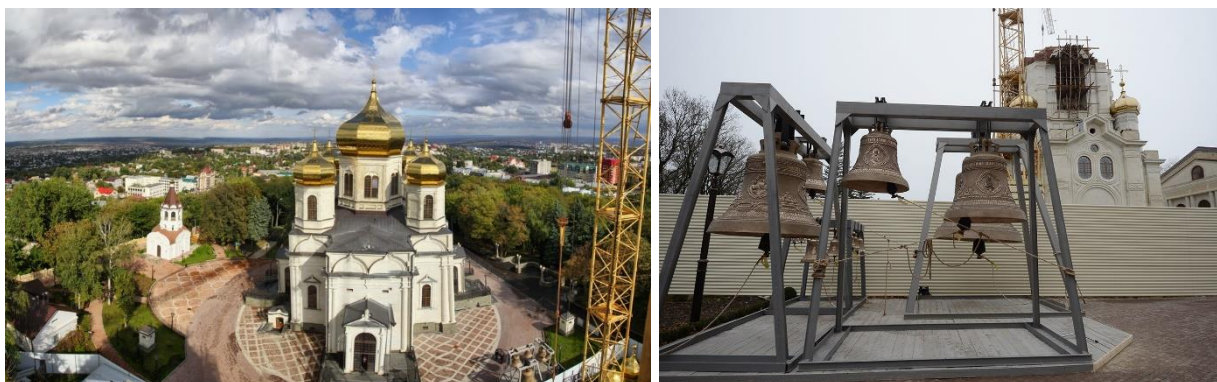


Рисунок 3.1 – Казанский собор и Колокольня в стадии строительства

### 14-этажный 210-квартирный дом по ул. Пирогова (программа «Доступное жилье»)

В соответствии с Президентской программой «Доступное жилье» в 2005 году выделили участок для строительства 18-ти 16-этажных домов с благоприятными геологическими условиями. Геологический разрез до 20 м представлен (табл. 3.1) лёссовидной глиной (2,9 м), мягкопластичным суглинком (3,7 м), легкой (3,7 м) и тяжелой глиной (13,0 м). Верховодка находилась на глубине 3,1-3,4.

Таблица 3.1 – Характеристика грунтов на площадке «Доступное жилье»

№ ИГЭ	W, %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_k$ , МПа	$E_{зам}$ , МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$q_c$ , МПа	$E$ , МПа
2	24	1,97	1,58	0,726	0,83	35	18	17	0,30	3,3	10	29	19	2	19,8
3	25	1,96	1,55	0,751	0,83	34	19	15	0,55	4,2	7	13	18	2	16,8
4	28	2,00	1,56	0,745	0,93	42	19	23	0,40	4,5	8	21	19	4	27,0
5	24	1,98	1,50	0,828	0,95	53	23	30	0,27	7,0	15	38	15	10	38,5

Для первого 210-квартирного дома запроектировали 860 забивных составных свай длиной 20 м. При забивке свай длиной 10 м произошло разрушение их голов (рис. 3.2).



Рисунок 3.2 – Недобитые сваи на площадке строительства доступного жилья в г. Ставрополе (декабрь 2008 г. и май 2017 г.)

По просьбе Правительства края кафедра «Строительство» СКФУ выполнила экспертизу и установила, что модуль деформации для суглинков и глин был ошибочно занижен в 2,6 раза и для проектирования свай не было достаточных оснований. После статического зондирования грунтов обосновали плитный фундамент с экономическим эффектом только на первом доме более 50 млн. рублей, а для 18-ти запроектированных домов он составляет около 1 млрд. рублей.

Ошибочная оценка грунтов привела в задержке строительства и срыву Президентской программы «Доступное жильё в г. Ставрополе».

## 16-этажный 195-квартирный жилой дом

В 2009 году на той же площадке изыскатели выделили другие ИГЭ (табл. 3.2): суглинки тяжелые, *просадочные* (0,5-4,7 м); глины легкие, непросадочные (4,7-9,6 м); глины плотные (9,6-16,7 м); мергели пониженной прочности (16,7-20,0 м).

Фундаментную плиту запроектировали без уплотнения просадочных грунтов.

Таблица 3.2 – Характеристика грунтов на 2-й площадке «Доступное жилье»

[illegible]

### Жилой дом по ул. Лермонтова, 260

При изысканиях в основании дома обнаружили древний, дочетвертичный овраг глубиной до 16 м, заполненный лёссовидными суглинками (рис. 3.3). В основании дома оказались два сейсмоопасных грунта: обводненные лёссовидные суглинки и обводненный, пылеватый песок. Предложение уплотнить эти грунты шнековыми сваями не приняли. Забивные сваи не дали отказа. Здание построили на буронабивных ж/б сваях, не имеющих надежного несущего слоя.

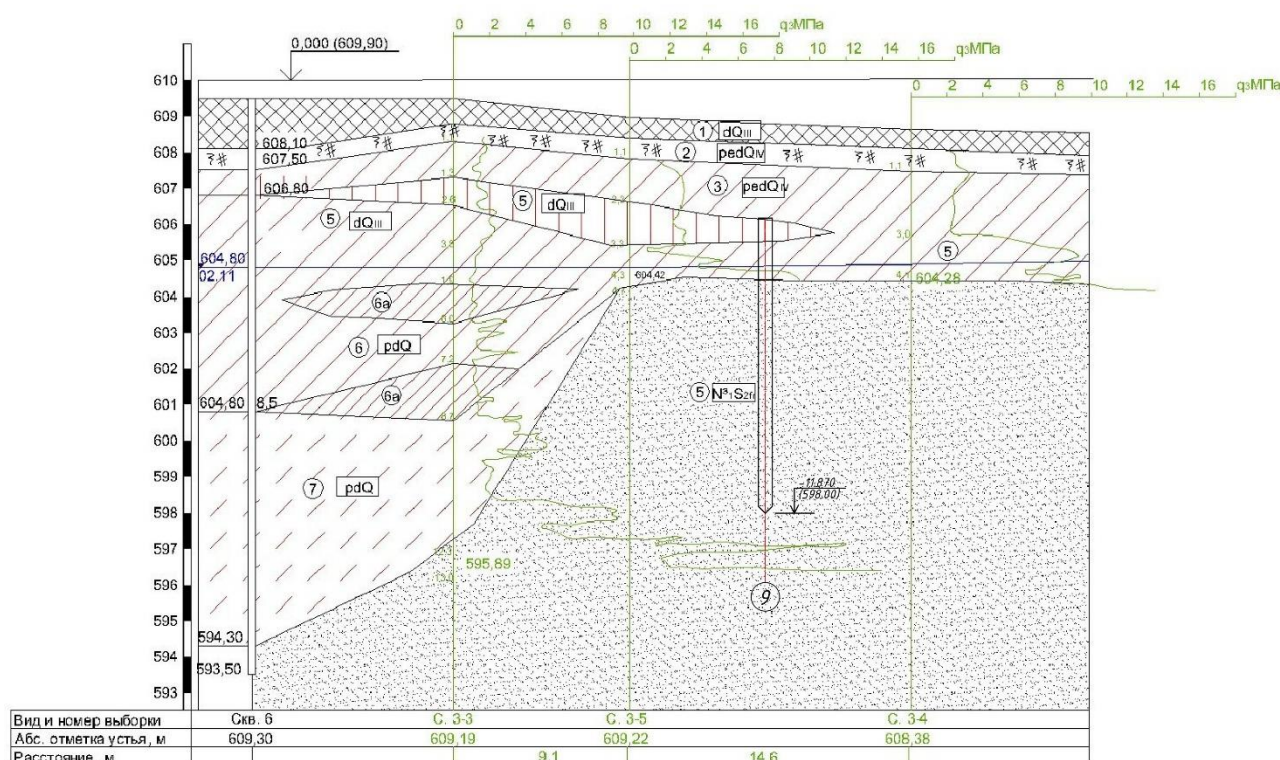


Рисунок 3.3 – Фото и геологический разрез на площадке дома по ул. Лермонтова, 260 в г. Ставрополь



### **Три дома по ул. Тухачевского, 7/1; 7/2 и ул. 50 лет ВЛКСМ, 25/7**

При строительстве 14-этажного дома на плитном фундаменте возник его крен в сторону 9-этажного дома по ул. Тухачевского, 7/2 и 5-этажного панельного дома по ул. 50 Лет ВЛКСМ, 25/7. Из 5-этажного дома частично выселили жильцов, а 9-этажный дом, построенный на забивных 9-метровых сваях-стойках, опирающихся на ракушечник, устоял с небольшой деформацией.

В основании домов (рис. 3.4) находились обводненные лёссовидные суглинки и на глубине 9 м известняк-ракушечник. Причиной деформаций трех домов стал крен строящегося дома № 7/1 за счет внецентренной нагрузки на фундамент.

Из-за деформаций домов этажность нового дома уменьшили до 12 этажей.



Рисунок 3.4 – Недостроенный 12-ти этажный дом с соседними деформированными домами (слева 9-тиэтажный дом на сваях, справа – 5-тиэтажный дом на ленточных фундаментах)

### **9-этажный дом ФСБ по ул. 50 лет ВЛКСМ, 77**

На площадке строительства дома (рис. 3.5) до 12 м были распространены лёссовидные глины (табл. 3.3), которые после замачивания утратили просадочные свойства: 2) глина легкая, полутвердая (2,8 м), 3) глина легкая, твердая (6,2-8,1 м), 4) глина легкая, твердая (6,3 м). УГВ находился на глубине 4,0-6,5 м.

Отсутствие просадочности позволило запроектировать забивные ж/б сваи.

Таблица 3.3 – Характеристика грунтов на площадке дома № 77

№ ИГЭ	$W$ , %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_k$ , МПа	$E_{k,}$ МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$q_c$ , МПа	$f_s$ , кПа
2	27	1,90	1,50	0,821	0,897	48	23	25	0,15	4,9	11,8	48	22	3,0	80
3	19,5	1,99	1,67	0,628	0,841	42	22	20	0	10	24	39	19	7,3	166
4	23	2,03	1,65	0,650	0,96	47	25	22	0	7,6	18	79	19	5,5	197



Рисунок 3.5 – Жилой дом по ул. 50 Лет ВЛКСМ, 77

### Жилые дома по ул. Космонавтов, 4 и 12

Оба дома (рис. 3.6) были построены на сваях, забитых в обводненные лёссовидные суглинки и пылеватые пески, вблизи обрывистого склона р. Мамайки. Домам угрожают: эрозионный размыв и оползни склона; суффозионные процессы в слабых грунтах оснований; высокая (до 8-ми баллов) сейсмичность.



Рисунок 3.6 – Жилые дома по ул. Космонавтов, 4 и 12 (справа оползневой овраг р. Мамайки, угрожающий домам)

### Здание краевой прокуратуры

Здание построено в верхней части склона на забивных сваях длиной 9 м, опирающихся на слабую глину с модулем деформации  $E=4,8$  МПа. Подземные воды вскрыты на глубине 2,6 м. Основную опасность для здания представляют суффозионные процессы за счет грунтовых вод, направленных вниз по склону.

### 3.1.2. Применение свай в г. Буденновске

#### Испытание опытных свай в 7-ом микрорайоне

На всей территории Буденновска распространен типичный лёсс, мощность которого в центре города достигает 35 м, на промплощадке Прикумского завода пластмасс (ныне ООО «Ставролен») и территории жилой застройки (7-й микрорайон) изменяется от 10 до 25 м, а на площадке очистных сооружений завода и города – до 50 м.

Первые испытания забивных свай с замачиванием просадочных грунтов провели в 7-ом микрорайоне в 1975 году, где запроектировали более 30 жилых домов и объектов соцкультбыта для Прикумского завода пластмасс. В котловане дома № 9 с просадочной толщей 18,5 м испытали три забивные составные ж/б сваи длиной 16 м. При замачивании 3-х карт котлована произошла просадка от 0 до 23,6 см. Ниже просадочной толщи (ниже УГВ) были обводненные суглинки и супеси.

Результаты испытания свай приведены в табл. 3.4.

Таблица 3.4 – Результаты замачивания котлованов с нагруженными сваями

Котлован со сваями	Общая продолжительность замачивания в сут.	Фактически котлован находился под водой в сут.	Общая длительность перерывов в сут.	Число перерывов	Длительность перерыва в сут.	Поданное количество воды в м <sup>3</sup>	Удельный расход воды в м	Просадка свай в см	Просадка грунта в см	Примечание
15 т	75	57	18	3	3; 3 и 12	6000	15	3,0	До 4,0	
50 т	77	55	22	4	4; 3; 11 и 4	6000	15	44,8	До 23,6	
25 т	39	27	12	2	9 и 2	2000	5	15,0	До 8,27	Опыт прерван 7 июля

Свая с нагрузкой 25 тонн после замачивания в течение 27 суток опустилась на 15 см и оказалась разрушенной на глубине 3,5 м. В котловане просадка грунта не успела проявиться. Свая с нагрузкой 20 т после замачивания котлована в течение 55 суток провалилась на 44,8 см, а грунт в котловане опустился на 23,6 см. Свая с нагрузкой 15 т после замачивания в течение 57 суток просела всего на 3 см. Просадка окружающего грунта составила 4 см.

Испытание свай показало большую изменчивость просадочности грунтов в котловане и, что более важно, их низкую несущую способность.

Просадка свай во всех случаях обгоняла просадку околовсвайного грунта, т.е. сваи «прокалывали» массив грунта. После большой (44,8 см!) просадки («срыва») свай от них отказались и применили глубинные взрывы и шнековые сваи [41].

Испытание свай не подтверждает мнение А.А. Григорян [59, с. 115] о том, что *«общая осадка свай никогда не может превзойти осадки грунтовой толщи, так как в противном случае ... будут отсутствовать силы негативного трения».*

### Поликлиника в 7-ом микрорайоне

В связи со строительством Прикумского завода пластмасс в 7-ом микрорайоне было запроектировано 7-этажное здание поликлиники на 850 посещений в смену (рис. 3.7).



Рисунок 3.7 – 7-этажное здание поликлиники в 7-ом микрорайоне



В геологическом разрезе находились (табл. 4.5): 2) супесь просадочная с  $P_{np}=0,06$  МПа (7,8 м); 3) супесь просадочная с  $P_{np}=0,12$  МПа (6,0 м); 4) супесь непросадочная (5,0 м); 5) зеленовато-серые глины (3,0 м).

Просадочная толща (14,0 м) имела расчетную просадку от собственного веса – 25 см. Грунтовые воды находились на глубине 17,0 м.

Здание сначала запроектировали на 593 забивных ж/б сваях длиной 16 м 35х35 см. Но срыв свай на соседней площадке заставил отказаться от этих свай.

Просадочные грунты уплотнили глубинными взрывами и трамбованием.

Таблица 3.5 – Характеристики грунтов на площадке поликлиники

№ ИГЭ	W, %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	e, д.е.	$S_r$ , д.е.	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	I <sub>p</sub> , %	I <sub>L</sub> , д.е.	E <sub>к</sub> , МПа	q <sub>с</sub> , МПа	f <sub>s</sub> , кПа
2	6	1,57	1,46	0,848	0,21	24	18	5	0	2,9	8	200
3	9	1,67	1,53	0,754	0,33	23	18	5	0	3,9	6	150
4	21	2,00	1,66	0,620	0,92	24	18	4	0,7	-	-	-
5	24	1,99	1,60	0,693	0,96	28	18	10	0,6	-	-	-

После взрывов верхний слой до глубины 6-8 м (выше зарядов) показал низкое сопротивление зонду (1 МПа), что соответствует  $E=7$  МПа. Через 4 месяца влажность грунта приблизилась к границе раскатывания (12-17%) и модуль деформации грунта увеличился в 2 раза, до  $E=15$  МПа.

В подготовленном основании получилось три слоя: 1-й – трамбованная подушка толщиной 4 м, 2-й – относительно слабый слой (4-9 м) и 3-й – уплотненный взрывами нижележащий слой (9-14 м). Модули деформации этих слоев определили 3-мя способами (табл. 3.6): 1 – компрессионными испытаниями, 2 – статическим зондированием и 3 – по таблицам СНиП II-15-74. Расчетным приняли минимальный (компрессионный) модуль деформации.

Таблица 3.6 – Характеристики грунта, уплотненного глубинными взрывами и трамбованием, на площадке поликлиники в г. Буденновске

№ ИГЭ	Глубина, м	Коэф. пор-ти e, д.е.	Модуль деформации E, МПа			Расчетный модуль деформации E, МПа
			1	2	3	
1	0-4	0,583	20	24	22	20
2	4-7	0,596	7	15	19	7
3	7-14	0,639	11	21	18	11



### Центральная районная больница (ЦРБ)

Больница находится на территории, где в период расцвета исторического города Маджары (XIII-XIV в.) были построены мечети, минареты и христианские храмы. В 1888 году здесь возвели величественный Собор Мамай-Маджарского мужского монастыря, который в начале 30-х гг. разрушили, оставив нетронутым двухэтажное здание (кельи монахов).

Небольшой город Буденновск (60 тыс. жителей) первый в России и в мире в июне 1995 года испытал крупномасштабное нападение 160-ти боевиков-террористов. На территории больницы было убито 147 человек и 419 ранено.

При артиллерийском обстреле пострадали все здания больничного комплекса. Для их восстановления были привлечены лучшие строительные и проектные фирмы Москвы. Укрепление просадочных грунтов в основаниях всех аварийных зданий, включая последнее здание Мамай-Маджарского монастыря, выполнили буронабивными бетонными и грунтовыми сваями [33; 43]. Единственное здание роддома было построено на составных забивных сваях длиной 22 м, считалось самым надежным, и здесь укрепление просадочных грунтов не провели.

Московский Фундаментпроект в основании 3-этажного роддома выделил ИГЭ (табл. 3.7): 1) просадочная супесь (7,2-12,0 м); 2) непросадочная супесь (2,0-6,3 м); 3) супесь пластичная (4,7 м); 4) глина текучая (5,0 м); 5) глина твердая (до 6 м).

Таблица 3.7 – Характеристики грунтов на площадке Буденновской больницы

№ ИГЭ	W, %	p, т/м <sup>3</sup>	pd, т/м <sup>3</sup>	e, д.е.	Sr, д.е.	WL, %	Wp, %	Ip, %	IL, д.е.	Ek, МПа	Eзам, МПа	C, кПа	φ, град.	qc, МПа	fs, кПа
1	9	1,64	1,49	0,84	0,31	24	18	6	-1,5	19	3	15	22/22	1-8/4	37
2	12	1,86	1,67	0,65	0,49	25	18	7	-0,86	15	14	15	29/29	3-6/5	
3	18	1,93	1,60	0,74	0,79	25	18	6	-0,2	16	16/27сз	1	28/32сз	4-15/9	63
4	27	1,93	1,51	0,81	0,92	37	23	14	-0,9	-	44/28сз	34	23/24сз 23	1,2-7/4	-
5	30	1,94	1,49	0,98	0,98	48	26	22	-0,14	-	47	50	18/16	-	-

Кроме Фундаментпроекта на территории больницы изыскания провели СтавропольТИСИЗ и СевКавПНИИИС, которые также установили, что до глубины 12 м распространен типичный просадочный лёсс (супесь) с расчетной просадкой от собственного веса около 20 см. Грунтовые воды вскрыли на глубине 16,0 м.

Несмотря на высокий уровень специалистов, выполнивших изыскания, фактическая просадка грунта оказалась в **5 раз больше**. Сейчас на территории больницы идет развитие просадочного блюдца глубиной до 1,0 м, в зону влияния которого попал главный корпус больницы (рис. 3.8).

При строительстве роддома Фундаментпроект испытал забивные составные сваи длиной 22 м статической нагрузкой и получил несущую способность 40-70 т с учетом негативного трения 36 т, полученного выдергиванием свай. На участке просадочной толщи сваи погрузили в лидерные скважины.



Рисунок 3.8 –Буденновская больница: общий вид и трещины в стенах

Состояние зданий больницы отражают Акты обследования, выполненные специалистами Москвы (Приложение Д). Особое внимание следует уделить деформациям 3-этажного здания с надписью: «Москва – Буденновску», построенному на сваях длиной 22 м и испытывающему незатухающие деформации.

Попытка усилить сваи закачкой цементного раствора привела к дополнительному раскрытию осадочного шва и образованию трещин в стенах шириной 6-20 мм.

### **Прикумский завод пластмасс (ООО «Ставролен»)**

По решению Совета Министров СССР в 1975 году, одновременно со строительством Атоммаша, в г. Буденновске приступили к строительству крупнейшего в мире Прикумского завода пластмасс (ныне ООО «Ставролен» ОАО «ЛУКОЙЛ»). Учитывая высокую взрывоопасность объектов, все здания завода запроектировали на забивных сваях (табл. 3.8).

Срыв 16-метровых свай на площадке строительства жилья заставил усомниться в надежности 20 тысяч забивных свай в аналогичных грунтовых условиях. Испытания свай на промплощадке завода показали их ненадежность. Все ранее запроектированные 20 тысяч свай были заменены на более длинные, забили дубли свай и усилили их ростверки [43]. Надежность принятого решения подтвердила 40-летняя безаварийная эксплуатация завода (рис. 3.9).



Рисунок 3.9 – Общий вид завода ООО «Ставролен» в г. Буденновске

Завод занимает 400 га и имеет геологический разрез, представленный просадочными супесями и легкими суглинками до глубины 27,5 м, с расчетной просадкой от собственного веса до 45,5 м, которые подстилаются обводненными суглинками. Грунтовые воды находятся на глубине от 4 до 38 м.

Таблица 3.8 – Промышленные здания Прикумского завода пластмасс, построенные на свайных фундаментах

№ объекта	Название объекта	Кто проектировал	Шифр листа	Марка свай	Абс. отметка условной отметки	Относительная отметка верха головы, м	УГВ от дневной поверхности, м	Тип просадоочно сти	Часть сваи ниже УГВ, м	Несущая способность сваи	Скв. Севка в-тисиз а	Основание для Р, т	Тип свайн. фундамента	Доп. рекомендации по Р, т	Кол-во свай	Размеры сооружения в плане
1	Корпус компаундирования	Гипропласт (м) 1974	140/27 КЖ-2	с 12-30	101,75	-1,25-2,90	10 м	II		30 т	69,70, 71 (1972)	Заключение СевКавТИСИЗа, 1972	Одиночные кусты	Нет	1435	110х30, 5
2	Установка хранения порошка	Гипропласт (м) 1975	140/28 КЖ-2	с 12-30	101,75	+0,17-2,32	10 м	?		35 т	?	СНиП II-Б5-67	Кусты	По контр. отказу	310	24х24
3	Склад готовой продукции	Гипропласт (м) 1974	140/29 КЖ-2	с 12-30	101,75	-1,25-1,65	13,5 м	II		30 т	77,78	ТИСИЗ 1972 г.	Кусты	Нет	1952	128х24
4	Склад оборудования	-//-	140/72 КЖ-2	с 14-35	102,80	-1,50	13,8 м	II-?	1,40	35 т	88	СНиП II-Б5-67	Кусты	По контр. отказу пробных свай	320	108х24
5	Отделение реакции (реакторы и холод.)	-//-	140/22 КЖ-1Н	с 9-30	95-75	-1,65	90,82 абс. отм.	I		29 т	52,22, 53	?	Кусты	-//-	51	49,5х25,3
6	Склад масел и химреактивов тарного хранения	Гипропласт 1975 (Ростов н/Д, филиал)	842-71 КЖ-2	с 12-30 и 13-35	102,65	102,15 абс. отм.	89,83 м абс. отм.	II	Не менее 1,0-1,5	30 т	89	Геолог Гипропласта	Кусты	Лидер. скв. Д=180 мм	415	48х24
7	Инженерный корпус	-//-	842-98 КС-2	с 6-30 с 9-30	95-85	95-25	90,03	I	Не менее 1,5	30 т	?	Гипропласт уд. лоб. сопрот. принято 60 кг/см <sup>2</sup>	Кусты	Испытать одним из сущ. способов	534	100х18
8	Бытовой корпус	-//-	842-144	с 5-30 с 6-30	95-80	95,85	90,85	I	Не менее 1,35	30 т	?	-//-		-//- + лидер. 180 мм	?	60х18
9	Блок ремонтных цехов	Ставропольпромстройпроект	800-101 КЖ-4	?	101,85	101,25	10-12 (90,44)	II	2,3 м	26 т	72,73 75,76 ш.26,27	Руков. 69 СНиП и статич. зонд. уд. лоб. сопр. 60 кг/см <sup>2</sup> бок. трен.=2,5 т/м <sup>2</sup>		Контр. откос по ГОСТ 5686-69 с замоч. около свайн. зоны	?	?
10	Отделение очистки газов			с 6-12												
11	Котельная			с 9-12												

В 1974 году СтавропольТИСИЗ провел испытание 12-ти забивных свай типа С-12-30 динамическими и статическими нагрузками до 50 тс в лидерных скважинах глубиной 10 м. Замачивание выполнили через дренажные скважины  $D=127$  мм и глубиной 15 м с траншеями шириной 0,8 м и глубиной 1,5 м. Расчетную нагрузку приняли равной 0,1 предельной осадки сооружений (8 см), т.е. 8 мм. Оголовки некоторых свай были разрушены при забивке. При динамических испытаниях несущая способность свай составила **25-38** тс. Статические испытания в замоченных грунтах показали близкую несущую способность **30-40 тс**.

В 1977 году Оргтехстрой выполнил статическое зондирование на 5-ти объектах завода (Административный корпус со столовой, Блок ремонтных цехов, Котельная, Отделение реакции, Мойка), которое показало в грунтовой подушке сопротивление зонду **12 МПа (!)**, а боковое трение **120 кПа**.

При проектировании объектов полипропилена в 1978 году возникла опасность замачивания просадочных лёссов уксуснокислыми промстоками, т.е. химическая суффозия уплотнённых грунтов и массивов со сваями. СевКавПНИИС составил заключение по нейтрализации промстоков [33].

Большие работы на промплощадке завода выполнил московский Фундаментпроект. Их опыты с забивными и буронабивными сваями на 11 объектах завода комментирует Л.Г. Мариупольский [117, с. 138]: *«Площадка сложена лёссовидными суглинками до глубины 10-12 м просадочными, ниже – непросадочными. Сваи длиной 16 м и диаметром 0,25 и 0,6 м испытали после замачивания их оснований до полного водонасыщения»*. Они отметили, что слой 1 и слой 2 одного генезиса, что подтверждается их минералогическим и гранулометрическим составом, в котором 80 % составляют пылеватые частицы. Характеристика грунтов приведена в табл. 3.9.

Таблица 3.9 – Характеристика грунтов на промплощадке ООО «Ставролен»

№ ИГЭ	W, %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_e$ , МПа	$E_{зам}$ , МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.
1	8	1,63	1,49	0,81	0,30	24	18	6	0	14	2	25	33
2	22	1,96	1,51	0,66	0,87	26	18	8	0,5	85	8	10	20

Сваи длиной 14 и 17 м  $D=600$  мм опирались на непросадочный слой в зоне капиллярного поднятия над уровнем грунтовых вод (табл. 3.10).

Таблица 3.10 – Результаты испытания свай статической нагрузкой на опытных площадках ООО «Ставролен» с замачиванием просадочных грунтов

№	Ма рка свай	Диа метр свай , мм	Глуби на изгото вления	Грунты в основании свай	Абс. отметки		Дата изгото вления свай	Дата прове дения испыт ания	«Отд ых» свай пере д испы т. стат. нагр.	Осадка незагру женной свай в процес се замачи вания	Результаты испытания свай статической вдавливающей нагрузкой				
					Повер хности земли у свай	Ни за свай и					Макси мальна я нагрузк а, тс	Осад ка при пах нагр улке, мм	Сумма рная осадка при замач ивани и +осад ка при испыт. , тс	Нормат ивное значени е предель ного сопроти вления, тс	Расче тная нагру зка на свай, тс
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Опытная площадка №1															
1	Бурунабивные	250	14	Суглинок лѣссовидн ый макропори стый, мягкоплас тичный	106,67	92, 60	20.12.1 982	4- 5.06.1 983	166	30	32,5	40,6	70,6	32,5	26
2		250	14		106,60	92, 60		31.05- 1.06.1 983	162	30	35	40,1	70,1	35	28
3		600/ 1600	14		106,90	92, 90	21.07.1 982	8.10.1 983	322	41	130	34,2	75,2	130	100
4		600/ 1500	14		106,90	92, 90		31.05- 1.06.1 983	315	40	85	41,5	81,5	85	70
5		600	14		106,80	92, 60	22.07.1 982	7- 10.06. 1983	316	43	103	3,1	46,1	105	85
6		600	14		106,80	92, 80		4- 6.06.1 983	313	38	103	2,7	40,7	105	85
Опытная площадка №2															
7	Бурунабивные	600/ 1600	17,2	Суглинок лѣссовидн ый слабомакр опористый , тугоплас тичный	110,40	93, 20	28.07.1 982	11- 13.06. 1983	320	99	110	2,5	101,5	15	12
8		600/ 1600	17,2		110,40	93, 20		320	95	130	37	132,0	60	50	
9		600	17,2		110,20	93, 00	27.07.1 982	14- 16.06. 1983	323	87	120	4,0	91	110	85
10		600	17,2		110,20	93, 00		323	85	103	2,3	87,3	105	85	

Параллельные испытания свай  $D=600$  мм и  $D=250$  мм позволили определить величину переходного коэффициента несущей способности  $K = 3,0-3,2$ .

Кроме испытания свай с замачиванием было проведено испытание 4-х производственных свай вдавливающей нагрузкой в грунтах с природной влажностью. Испытали 2 забивные ж/б сваи длиной 14 м сечением 35х35 см. Сваи прорезали просадочную толщу с заглублением на 5-6 м в непросадочные слабые грунты. Результаты испытаний представлены в табл. 3.11.

Таблица 3.11 – Результаты испытания производственных свай в просадочных грунтах вдавливающей нагрузкой на промплощадке ООО «Ставролен»

№ сваи	Марка свай	Диаметр свай, мм	Глубина изготовления, м	Грунты в основании свай	Абс. отметки, м		Результаты испытания свай статической вдавливающей нагрузкой				Расчетная нагрузка на сваи с учетом негативного трения, тс
					Поверхности земли у свай	Низа свай	Максимальная нагрузка, тс	Осадка при нагрузке, мм	Нормативное значение предельного сопротивления, тс	Расчетная нагрузка на сваи, тс	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
717	Буронабивные С-14-15	-	13,5	Супесь лёссовидная макропористая, текучая	99,73	86,23	155	9,25	155	125	85
720		-	13,5		99,95	86,45	150	12,4	150	120	75
771		600/1600	16	Суглинок лёссовидный, макропористый, тугопластичный	102,25	86,25	112	43	110	90	15
782		600/1600	16		107,56	91,56	185	10,2	185	150	30

Под нагрузкой испытали также две буронабивные сваи  $D=600/1600$  мм длиной 16,0 м в просадочной толще 10 и 16 м и получили критическую нагрузку, соответственно, **115 и 185 тс**. Учитывая негативное трения равным **4 т/м<sup>2</sup>**, несущую способность этих свай приняли равной **90 и 150 тс**.

Несмотря на указание СНиП II-17-77 опирать буронабивные сваи на суглинки с консистенцией менее 0,2, специалисты Фундаментпроекта решили, что *«нижние концы свай могут быть оставлены в пластичных лёссовидных суглинках, если сумма просадки и осадки замоченного грунта не превысит предельной величины, допускаемой для проектируемых сооружений»*. Поверочные расчеты свайных  $D=600$  мм с уширением 1,6 м, с учетом негативного трения, дали допустимую осадку 6-13 см и разность осадок смежных колонн 3 см.

По результатам испытаний свай Фундаментпроект сделал важные выводы:

- в зоне капиллярного поднятия с показателем консистенции более 0,5 создание уширения в скважинах практически невозможно, так как грунт при бурении не может сохранить приданную ему форму. Поскольку уширение производственных свай устраивается в зоне капиллярного поднятия грунтовых вод, где структурные связи лёссовидных грунтов очень слабые, а при изготовлении производственных свай возможны длительные перерывы между бурением и бетонированием свай, имеется вероятность некачественного изготовления уширения свай. В связи с этим следует отказаться от применения свай в данных условиях с уширенной пятой;

- при существующих грунтовых условиях для объектов завода рекомендуется рассмотреть варианты свайных фундаментов из забивных свай, заглубленных не менее чем на **5,0 м** ниже уровня грунтовых вод или буронабивных свай с забоем, уплотненным втрамбовыванием щебня;

- расчетная нагрузка на буронабивные сваи диаметром 600 мм с опиранием их на непросадочные грунты может быть принята 70 тс при просадочной толще 14 м и расчетной просадке 18 см и 50 тс при просадочной толще 15-17 м и расчетной просадке 18-27 см при условии уплотнения забоя скважины».

В 1989 году Фундаментпроект уточнил оптимальную длину свай и их несущую способность на 4-х объектах полипропилена (корпуса 66, 86, 87, 101). Здания запроектировали с нагрузкой на колонны до 50 тс.

Геологический разрез был представлен просадочной супесью мощностью от 9 до 18 м с расчетной просадкой от 5 до 45 см. Ниже находились обводненные лёссовые супеси, водонасыщенные пески и неогеновая глина.

Испытание забивных свай С-24-35 и С-9-35 статической и выдергивающей нагрузкой (табл. 3.12 и 3.13), с лидерными скважинами  $D=500$  мм,  $L=9,0$  м, показало предельное сопротивление свай в естественных грунтах 200-250 кН, а в локально замоченных – 200-225 кН. Величина отрицательного трения до глубины 9 м была принята равной 250 кН. Коэффициент перехода от статического зондирования к сваям приняли равным 0,8. Несущая способность 7-ми свай с



учетом негативного трения составила: С20-35 – 540 кН, С18-35 – 460 кН, С18-35 – 360 кН, С16-35 – 300 кН, С16-35 – 440 кН, С24-35 – 200 кН, С24-35 – 300 кН.

Таблица 3.12 – Результаты испытания свай на площадке ООО «Ставролен»

№ куста	№ сваи	Глубина сваи, м	Расчетное сопротивление, кН
9	3	24	1100
	4	24	1300
10	3	24	1300
	4	24	1100
11	1	24	1100
	2	24	1200
12	1	21	1500
	2	19	1300

Таблица 3.13 – Испытания свай на выдергивание на той же площадке

№ куста	№ сваи	Выдергивающая нагрузка					
		Естественный грунт			Замоченный грунт		
		Макс. выдергивающая нагрузка, кН	Предельное сопротивление, кН	Негативное трение, кН	Макс. выдергивающая нагрузка, кН	Предельное сопротивление, кН	Негативное трение, кН
9	1	250	225	250	225	200	225
	2	250	225		250	225	
10	1	275	250		225	200	
	2	250	225		225	200	
12	3	275	250		-	-	-
	4	225	200		-	-	-

Фундаментпроект на трех ярусах завода (1,0-3,8 м; 7,2-9,6 м; 11,5-21,1 м) по 117-ти режимным скважинам обнаружил подтопление промплощадки и переход просадочных супесей и суглинков в мягкопластичное и текучее состояние. При динамических нагрузках от компрессоров на участках производства этилена (корпуса 1-7), альфа-бутилена (корпус 31) и азотно-кислородной станции (корпуса 91-92) грунты проявили тиксотропные свойства (разжижение при ударах), резко снизили прочностные и деформационные свойства, что вызвало деформации сооружений. Детальное описание деформаций корпусов не провели.

Длительное обводнение агрессивными грунтовыми водами может привести не только к потере несущей способности свай, но и к потере прочности железобетона свай и ростверков.

### **Зернохранилище емкостью 50 тыс. тонн в пос. Плаксейка**

В пос. Плаксейка Буденновского района на обводненных лёссовидных суглинках (табл. 4.14) запроектировали зернохранилище емкостью 50 тыс. тонн. Здесь также отказались от устройства свайных фундаментов и при поддержке НИИ оснований запроектировали шнековые грунтовые сваи (Приложение Е).

Уплотнение слабых грунтов сваями диаметром до 1,0 м (рис. 3.10) повысило модуль деформации до  $E=20$  МПа и расчетное сопротивление грунта до 0,275 МПа.

Таблица 3.14 – Характеристика грунтов на площадке зернохранилища

№ ИГЭ	W, %	$p$ , т/м <sup>3</sup>	$p_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_{зам}$ , МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$q_c$ , МПа	$f_s$ , кПа
2	20	2.12	1.75	0.540	1.05	24	15	9	0.63	20.6	15	15	2.7	26
3	21	1.79	1.48	0.800	0.69	-	-	-	-	18.5	2	28	3.0	27
4	24	1.93	1.56	0.744	0.88	32	19	13	0.43	19.3	25	17	2.7	31
5	21	1.98	1.63	0.630	0.90	-	-	-	-	27	-	-	8.7	34



Рисунок 3.10 – Грунтовые сваи  $D=1,0$  м на площадке зернохранилища в пос. Плаксейка Буденновского района

### 3.1.3. Сваи в условиях г. Георгиевска

Георгиевск – четвертый по величине и экономическому потенциалу город Ставропольского края, который в советское время имел крупнейшие на Северном Кавказе заводы союзного значения (Арматурный, Маслоэкстракционный, Консервный, Гвоздильный, Биохимический, Стройинструмент и др.). Просадочные явления в городе наблюдались в довоенное время. В 60-70 гг. в связи с массовым строительством, развитием водонесущих коммуникаций и обводнением просадочных грунтов произошли деформации многих зданий и сооружений.

Просадочные грунты Георгиевска схожи с суглинками г. Волгодонска. Просадочная толща в среднем составляет 20 м и имеет расчетную просадку от собственного веса до 40 см. В начале 70-х гг. основания аварийных зданий попытались безуспешно закрепить силикатизацией [46]. Тогда же трест «Кавминпромстрой» перешел на применение забивных свай и столкнулся с массовым недобивом свай в маловлажных просадочных суглинках (рис. 3.11). При этом происходило разрушение не только оголовка свай, но и самой сваи.



Рисунок 3.11 – Недобив свай в просадочных суглинках г. Георгиевска

### Аварийные жилые дома ЖСК «Чайка»

В 1965 году два 4-этажных дома ЖСК «Чайка» в г. Георгиевск сразу после сдачи в эксплуатацию испытали просадочные деформации. Две попытки закрепить грунты силикатизацией привела к дополнительным деформациям и раскрытию трещин до 330 мм (!). Госстрой СССР рекомендовал оба дома снести, но строители,



по рекомендациям М.Ю. Абелева и Б.Ф. Галая (Приложение Ж), оба дома надстроили пятыми этажами, что увеличило жесткость конструкций и в комплексе с водозащитными мероприятиями обеспечило эксплуатацию домов в течение 40 лет.

В 2010 году в домах появились незначительные деформации, вызванные замачиванием просадочных грунтов через разрушенную отмостку, которые можно было стабилизировать укреплением оснований грунтовыми сваями. Вместо этого, под фундаменты закачали водно-цементный раствор («буроинъекционные сваи»  $D=10$  см), который сразу привел к разрушению обоих домов (рис. 3.12).



Рисунок 3.12 – Разрушение 5-этажных домов ЖСК «Чайка» в г. Георгиевске после закачки цементных растворов.

Просадочные суглинки г. Георгиевска не поддаются закреплению силикатизацией и буроинъекционными сваями [46].

### Жилые дома в микрорайоне «Березка»

По заданию Администрации г. Георгиевска в 2015 году автор обследовал три 5-этажных дома и примыкающее к ним одноэтажное здание библиотеки (рис. 3.13), построенных на забивных ж/б сваях длиной 7 м. В стенах зданий обнаружены трещины шириной до 20 мм, конструкции находятся в предаварийном состоянии.

Просадочные суглинки до глубины 17,0 м отнесены ко II типу. Короткие сваи выбрали потому, что на глубине 7,5–9,0 м находилась непросадочная ископаемая почва, которая должна была предохранить нижележащие грунты от замачивания.

Несущую способность свай определили статическим зондированием (41 тс).

Замачивание просадочных грунтов привело к срыву свай и неравномерной просадке зданий до 30 см (при допустимой осадке 8 см).



Рисунок 3.13 – Здание библиотеки по ул. Батакской, 12 в г. Георгиевске (2014 г.). Общий вид и наклонная трещина в центральной части

### Жилой дом по ул. Советской, 18

5-этажный многоквартирный жилой дом, построенный на забивных сваях длиной 12 м в просадочных суглинках мощностью 10 м (I тип просадочности), после кратковременного замачивания просадочных грунтов испытал предаварийные деформации (рис. 3.14). Полное разрушение дома удалось остановить только прекращением замачивания просадочных грунтов.





Рисунок 3.14 – Аварийный жилой дом по ул. Советской, 18

### **Зернохранилище в пос. Балковском**

В 1980 году в пос. Балковском Георгиевского района построили крупный сельхозкомплекс стоимостью 5,5 млн. рублей (5 телятников, котельная и другие сооружения). Стройку контролировал ЦК КПССС. Просадочные суглинки мощностью 13 м с расчетной просадкой до 30 см уплотнили трамбованием и укаткой мощностью до 5,5 м. Сразу после ввода в эксплуатацию все здания и сооружения получили аварийные деформации. Возникла угроза гибели телят.

После этого зернохранилище из 24-х металлических элеваторов построили на забивных ж/б сваях длиной 10 м, которые также испытали аварийные деформации.

Несущую способность свай повысили уплотнением околосвайного просадочного и замоченного грунта буронабивными грунтовыми сваями.

### 3.1.4. Сваи в других городах Ставропольского края

#### г. Кисловодск

На территории Кисловодска 90 % площади занимают два вида специфических грунтов – *просадочные лёссовидные грунты* (пылеватые пески, супеси и суглинки) и размягчаемые *глинистые песчаники*, которые, совместно с сейсмичностью 9 баллов, повышают категорию грунтовых условий до III-й (сложной) по СП 11-105-97 [91]. С этими грунтами связаны аварийные деформации жилых домов, общественных зданий и ответственных сооружений [42].

За последние годы буронабивные и забивные сваи в Кисловодске стали основным видом фундаментов. В их надежности пока никто не сомневается, несмотря на деформации зданий, построенных на забивных сваях, которые, как известно, считаются более надежными, чем буронабивные сваи. Сваи, опирающиеся на глинистые песчаники, проектировщики считают «сваями-стойками». При этом не учитывается снижение несущей способности свай после замачивания глинистых песчаников с неводостойкими структурными связями.

Специфические свойства лёссовых грунтов и глинистых песчаников изучены недостаточно не только с позиции несущей способности свайных фундаментов, но с учетом высокой (до 9-ти баллов) сейсмичности территории уникального курорта.

*5-этажный дом по ул. Пушкина, 93* был построен в два этапа: сначала забили 12-метровые сваи, а вторую часть дома построили на грунтовой подушке. При замачивании основания произошла просадка только свайной части здания. Укрепление околосвайного массива выполнили грунтовыми сваями (рис. 3.15).

*Пятиэтажный жилой дом по ул. Цандера, 8* начал проседать сразу после заселения его жильцами в 1964 году, в 1993 году трещины в стенах раскрылись до 7 см. После неудачной попытки укрепить просадочные грунты силикатизацией, основание укрепили грунтовыми сваями.



Рисунок 3.15 – Жилой дом по ул. Пушкина, 93 в г. Кисловодске, построенный на забивных сваях: а) трещины в стенах, б) укрепление грунтовыми сваями

**Пятиэтажный жилой дом по ул. Куйбышева, 57** эксплуатировался без осложнений до 1996 года, пока его грунты не оказались замоченными из-за аварии водопровода. Просадочные грунты закрепили грунтовыми сваями.

**Пятиэтажный жилой дом по ул. Железнодорожной, 58** построили в 1996 году. Первые трещины в стенах дома появились в период строительства. В 2005 году просадочные суглинки закрепили грунтовыми сваями.

Такие же предаварийные деформации испытали жилые дома по ул. Кирова, 36/2, ул. Чкалова, 10 и 74, ул. Еськова, 8 и др.

**Дача Ф.И. Шаляпина** (рис. 3.16) – федеральный памятник архитектуры – была построена в 1903 г. и много лет эксплуатировалась без осложнений. Первые деформации произошли в 1983 году, их объяснили разрушительным действием корней старой ели, посаженной Ф.И. Шаляпиным в 1903 году. Дерево с корнями удалили, а фундамент укрепили ж/б поясом. В 1995 году деформации приобрели угрожающий характер. В блоке питания произошла просадка пола на 15-20 см, в несущих стенах косые трещины расширились до 4-5 мм. При этом произошел отрыв на 8-10 мм перекрытия цокольного этажа от стены здания. Деформации стен привели к разрушению ценной отделки интерьеров, на восстановление которой потребовались большие средства из федерального бюджета.





Рисунок 3.16 – дача Ф.И. Шаляпина (федеральный памятник архитектуры): внешний вид и трещины снаружи и внутри здания

Для укрепления основания было предложено в нагорной части выполнить вертикальную противофильтрационную завесу (ПФЗ), укрепить слабые грунты шнековыми сваями, а фундаменты здания поставить на буронабивные ж/б сваи, опирающиеся на песчаник. Проект не реализован. Реставрационные работы уникального памятника архитектуры идут без усиления грунтов и фундаментов.

**Здание Центрального банка РФ** было построено на ленточных фундаментах без укрепления просадочных грунтов, замачивание которых в 1997 году привело к образованию в кирпичных стенах сквозных трещин шириной до 25 мм. Банк затратил большие средства на водозащитные мероприятия, которые без укрепления грунтов не гарантируют долговременную эксплуатацию здания.

**Общежитие ЦБ РФ** постройки 1900 года простояло невредимым около ста лет. В 1996 г. в здании произошли деформации с образованием трещин в несущих стенах за счет замачивания пылеватых лёссовидных песков мощностью 4,3-6,0 м.

**Учебный корпус Северо-Кавказского федерального университета** был построен в 1984 году, а в 2001 году испытал предаварийные деформации с

образованием трещин в несущих стенах. Деформации временно прекратились после устранения замачивания грунтов и выполнения водозащитных мероприятий.

**Нарзанная галерея**, построенная архитектором С.И. Уптоном в 1848 году, имеет многочисленные тещины из-за многолетней просадочности грунтов. Остановить деформации этого федерального памятника архитектуры можно закреплением грунтов и фундаментов проверенными методами.

**Санаторий «Жемчужина Кавказа»**, построенный в 1932 году, в 2007 году испытал деформации с раскрытием трещин до 2 см. Просадочные грунты мощностью до 8 м рекомендовано укрепить грунтовыми и бетонными сваями.

**Гостиница «Кавказ»**, построенная на коренных песчаниках, имеет деформации, связанные суффозионно-фильтрационным разрушением структурных связей при обводнении глинистых песчаников в основании здания.

**Санаторий «Каскад»** возвели на столбчатых и ленточных фундаментах, установленных на просадочный суглинок мощностью до 5 м, замачивание которых привело к развитию просадочных и оползневых процессов.

**Санаторий «Красные Камни»**, построенный в 30-е гг., также испытал деформации с раскрытием трещин до 5 мм после замачивания грунтов.

**Санаторий им. С. Орджоникидзе**, построенный в 1936 году на просадочных суглинках (6,7 м), испытал деформации сразу после завершения строительства.

**Санаторий «Кисловодск» ФСБ**, включающий два здания постройки 1984 и 2006 гг., возведенных на просадочных грунтах и глинистых песчаниках, имеет пока незначительные (до 1 мм) трещины. Автор обратил внимание на небольшие провалы улицы вблизи санатория, наличие трещин в подпорных стенках и другие признаки, указывающие на развитие опасных просадочных процессов (рис. 3.17).



Рисунок 3.17 – Санаторий «Кисловодск» с трещинами в подпорной стене и провалами вблизи санатория

### Комбикормовый завод в г. Ипатово

В 1974 году ЦК КПСС и Совет Министров СССР приняли решение построить в г. Ипатово крупнейший на Юге России комбикормовый завод производительностью 630 т/сутки. В геологическом разрезе площадки выделили: 1) суглинок просадочный:  $E = 10,0$  МПа,  $E_{зам} = 5,6$  МПа,  $C = 15$  кПа,  $\varphi = 20^\circ$ , мощностью до 10 м; 2) суглинок влажный, непросадочный:  $E = 8,0$  МПа,  $C = 15$  кПа,  $\varphi = 20^\circ$ , мощностью до 10 м. Грунтовые воды находились на глубине 12,0 м.

В связи с просадочностью грунтов Ростовский Промзернопроект запроектировал 1060 штук буронабивных бетонных свай  $D=500$  мм и длиной 10 м с уширенной пятой  $D=1200$  мм, которые, как и в Волгодонске, оказались трудными в изготовлении. Расчетную несущую способность свай определили равной 63 т, с условием их опытного опробования подрядной организацией, которая эти работы не смогла выполнить. Просадочные суглинки уплотнили глубинными взрывами с большим экономическим эффектом 310 тыс. руб., сэкономив 8129 м<sup>3</sup>

сульфатостойкого бетона и 44,44 тонн арматурной стали (письмо Ставропольского крайисполкома № 13268/02-32 от 22.11.79г.).

### **3.2. Применение свай в Ростовской области**

#### **3.2.1 Сваи в г. Ростове-на-Дону**

В 1966 году Ростовский НИИ Академии коммунального хозяйства провел обследование 177 зданий в гг. Ростове-на-Дону, Краснодаре, Таганроге, Грозном и Новочеркасске и установил, что 94 дома (55 %) имеют трещины, связанные с просадочностью грунтов [49; 179]. Специалисты Ростовского инженерно-строительного института [50] сообщили, что *«В последние годы в отдельных районах Ростовской области отмечаются существенные деформации ряда жилых и общественных зданий, построенных на лёссовых грунтах I и II типов по просадочности»*. При обследовании 186 деформированных зданий в 40 из них обнаружили просадку от 50 до 800 мм. Деформации 138 домов произошли на слабопросадочных грунтах I и II типа и только 2 дома имели деформации на просадочной толще 20 м.

Я.Д. Гильман [48, с. 181] обратил внимание на большое превышение фактических просадок по сравнению с расчетно-лабораторной их оценкой.

В этих условиях неизбежным стало применение свайных фундаментов в соответствии с Руководством [137]. Первый этап применения свай в просадочных грунтах Северо-Кавказского региона описали В.А. Зурнаджи [82], В.П. Ананьев, Я.Д. Гильман и др. [12]. Этот этап можно охарактеризовать как оптимистичный. Первые 100 свай забили в Ростове-на-Дону в 1961 году, в 1962 году забили 1200 свай, к 1975 г. в Ростове построили около 400 зданий на 30000 сваях.

По данным В.А. Зурнаджи [82], *«на большей части территории Ростова-на-Дону грунтовые условия относятся в основном к I типу по просадочности и на отдельных участках – ко II типу... Мощность просадочной толщи в грунтовых условиях II типа, как правило, превышала 6 м и достигала 10-20 м. В таких условиях длина свай в фундаментах жилых домов составляла более 10 м, поэтому*

*применение их в массовом строительстве оказалось экономически не выгодным... При просадочной толще мощностью 9-10 м длина свай составляла 11-12 м, и применение их для панельных домов оказалось также неэкономичным».*

Опытно-производственное испытание свай позволило составить таблицы для определения нормативных значений  $R_n$  и  $f_n$  в зависимости от степени влажности грунтов для свай длиной до 8 м. Забивные сваи длиной 5-7 м оказались вполне экономичными для крупнопанельных домов. Забивка свай длиной 10-12 м вызывала много трудностей. Сваи ломались даже при наличии лидирующих скважин и не достигали проектных отметок.

В период с 1962 по 1969 гг. в Ростове строили здания на коротких сваях по **Временным указаниям**, составленным Ростовским инженерно-строительным институтом. Сваи длиной до 7 м в просадочных грунтах I типа не прорезали просадочную толщу. Расчетную нагрузку на сваю принимали достаточно высокой (0,25-0,3 МН). На таких сваях в некоторых панельных 5-этажных и кирпичных 9-этажных домах в Западном районе Ростова возникли опасные деформации.

Наибольшие деформации получил 9-этажный шестисекционный кирпичный дом ЖСК "Высота", в плане размером 14,4х171,5 м, построенный в 1967-70 гг. на забивных сваях длиной 7 м и сечением 0,3х0,3 м в просадочных суглинках мощностью 10 м. Из-за большой длины (171,5 м) здание было разделено температурными швами на три блока по две типовые секции. Расчетную несущую способность свай по проекту приняли равной **36 т**. Под продольные стены расположение свай было однорядное, под поперечные несущие стены – двухрядное. Монолитный ростверк из бетона марки 200 имел высоту – 40 см.

В геологическом разрезе был суглинок I типа просадочности (до 11 м). С учетом глубины подвала, оставшиеся 6 м просадочной толщи прошли 7-метровыми сваями с опиранием их на непросадочный суглинок (ископаемую почву).

*Первые два блока дома сдали в эксплуатацию в декабре 1969 г., а уже в марте 1970 г. произошли его аварийные деформации (рис. 3.18). В.П. Ананьев, Я.Д. Гильман и др. [12, с. 201] установили, что замачивание просадочных суглинков привело к снижению несущей способности свай в 1,5 раза, с 36 тс до 24 тс. Чтобы*



предотвратить разрушение дома и снизить нагрузку на сваи в два раза (до **16,6 тс**), по рекомендациям РИСИ под существующий ростверк подвели ж/б ленту, которая снизила нагрузку на сваи до 0,17 МН и давление по подошве ленты до 0,15 МПа.

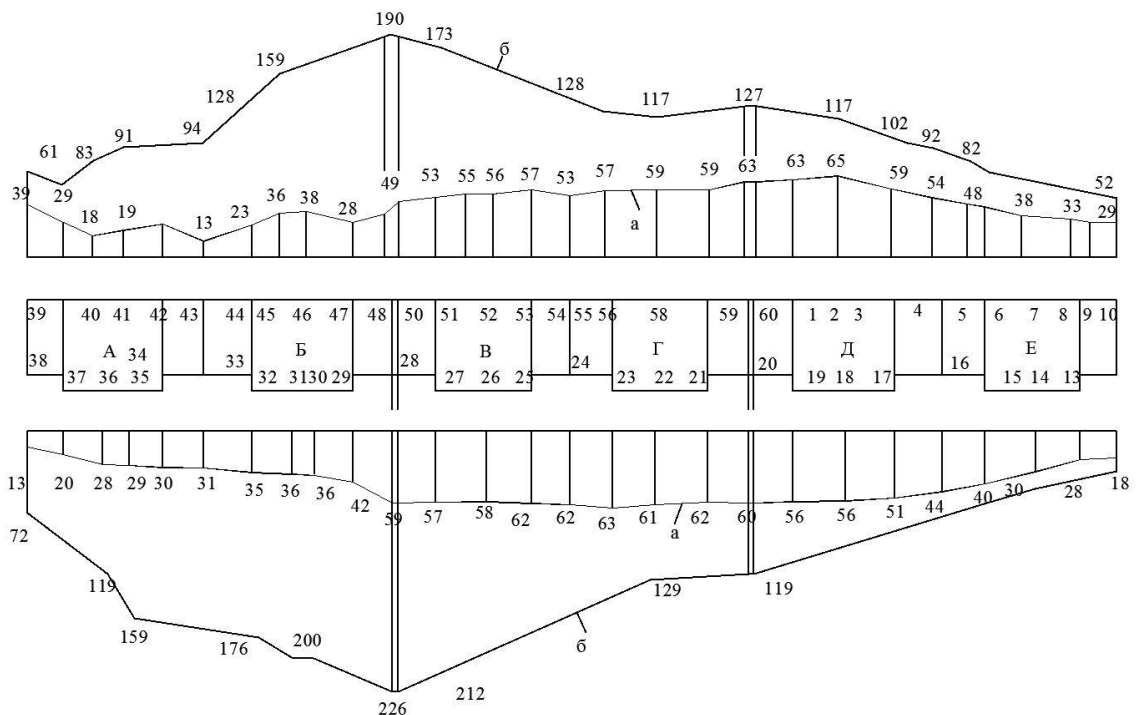


Рисунок 3.18 – Схема деформаций девятиэтажного здания в Западном жилом массиве г. Ростова-на-Дону: а – за 4 месяца 1970 г.; б – к 1974 г.

В крупнопанельных домах Ростова раскрытие швов между панелями в верхних этажах достигало 4-5 см. В 1977 году В.П. Ананьев, Я.Д. Гильман и другие ростовские исследователи [11, с. 77] были обеспокоены тем, что «некоторые кирпичные и крупнопанельные дома на свайных фундаментах в условиях лёссовых просадочных грунтов получают деформации вскоре после сдачи в эксплуатацию». Они же отметили, что «самыми трудоемкими работами при реконструкции зданий являются упрочнение грунтов оснований и усиление фундаментов».

После этого ростовские специалисты пришли к выводу, что использовать 5-7-метровые сваи для 9-этажных домов недопустимо. Ю.В. Дежин [65] сообщает, что при погружении свай строители бурили лидирующие скважины диаметром до 300 мм и глубиной 2,5-3,0 м, в которые заливали воду. Такой способ забивки свай во многих случаях был единственно возможным, но это приводило к снижению несущей способности свай на 20-25 %.

При анализе аварийных зданий, построенных на забивных сваях, ростовские специалисты обратили внимание на ошибочную оценку просадочности грунтов.

Выход Руководства [137] не внес существенных изменений в практику проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах. Сразу после выхода Руководства отдельные его рекомендации подвергли критике специалисты г. Куйбышева, проектировавшие объекты АвтоВАЗа в г. Тольятти [16]. Строительство нового жилого района велось на просадочных суглинках мощностью до 12 м и на буронабивных сваях с уширенной пятой длиной до 15 м, изготовленных в пробуренных и пробитых скважинах диаметром до 55 см.

Было установлено, что *«у набивных пробуренных свай экспериментальное значение среднего нормативного сопротивления по боковой поверхности для свай до 5 м в 1,5 раза меньше, чем дано в Руководстве, тогда как у свай длиной 10 м экспериментальные данные в 2 раза больше, а у набивных свай длиной 10 м, изготовленных в пробитых скважинах, до 4 раз больше. Значения нормативных сопротивлений свай по торцу ствола, полученные экспериментально, как правило, меньше, чем в Руководстве, в уплотненной же зоне – больше... Поэтому Руководство нуждается в доработке».*

### **20-этажный дом по пер. Семашко, 118**

20-этажный дом с подвалом 5,6 м (рис. 4.19) был запроектирован в центре Ростова-на-Дону на плитно-свайном фундаменте с буронабивными сваями  $D=600$  мм и длиной 16,0 м, с расчетной несущей способностью свай 493 кН (с учетом негативного трения). Геологический разрез (табл. 3.15) до глубины 40 м включал суглинок просадочный (22,5 м) с расчетной просадкой 30-60 см и непросадочные тяжелые суглинки. Грунтовые воды вскрыли на глубине 33,5 м.

Учитывая недостаточную несущую способность свай в просадочных грунтах, автор запроектировал уплотнение основания грунтовыми сваями с последующим устройством буронабивных свай и плитного фундамента.

Таблица 3.15 – Инженерно-геологические характеристики грунтов

№ ИГЭ	W, %	p, т/м <sup>3</sup>	p <sub>d</sub> , т/м <sup>3</sup>	e, д.е.	S <sub>r</sub> , д.е.	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	I <sub>p</sub> , %	I <sub>L</sub> , д.е.	E <sub>к</sub> , МПа	E <sub>к</sub> , МПа	E <sub>e</sub> , МПа	E <sub>зам</sub> , МПа	C, кПа	φ, град.	q <sub>c</sub> , МПа
1	15	1,68	1,46	0,84	0,47	36	21	14	- 0,47	5,4	2,9	24,6	6,7	16	16	4,9
2	18	1,83	1,55	0,73	0,66	35	21	14	- 0,21	6,3	4,1	24,2	8,5	20	18	3,45
3	21	1,94	1,60	0,68	0,84	36	22	14	- 0,04	-	7,0	14,3	14,3	17	19	2,7
4	21	1,96	1,62	0,66	0,87	37	22	15	- 0,07	-	7,2	-	20	19	21	3,9
5	-	1,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	17	21	4,6



Рисунок 3.19 – Подготовка основания для 20-этажного дома и его общий вид в процессе строительства по пер. Семашко, 118 в г. Ростове-на-Дону

### Международный Бизнес-центр

Здание Бизнес-центра, расположенное в центре Ростова, включало 14 наземных этажей, цокольный и подземный этажи. Фундамент запроектировали



плитно-свайным в просадочных и непросадочных суглинках, подстилаемых красно-бурой, скифской глиной. Просадочность I типа отмечена до глубины 4,5 м (уровень грунтовых вод). На этой площадке было проведено опытное уплотнение грунтовыми сваями (рис. 3.20), а здание построили на плитно-свайном фундаменте.

Характеристики грунтов приведены в табл. 3.16.

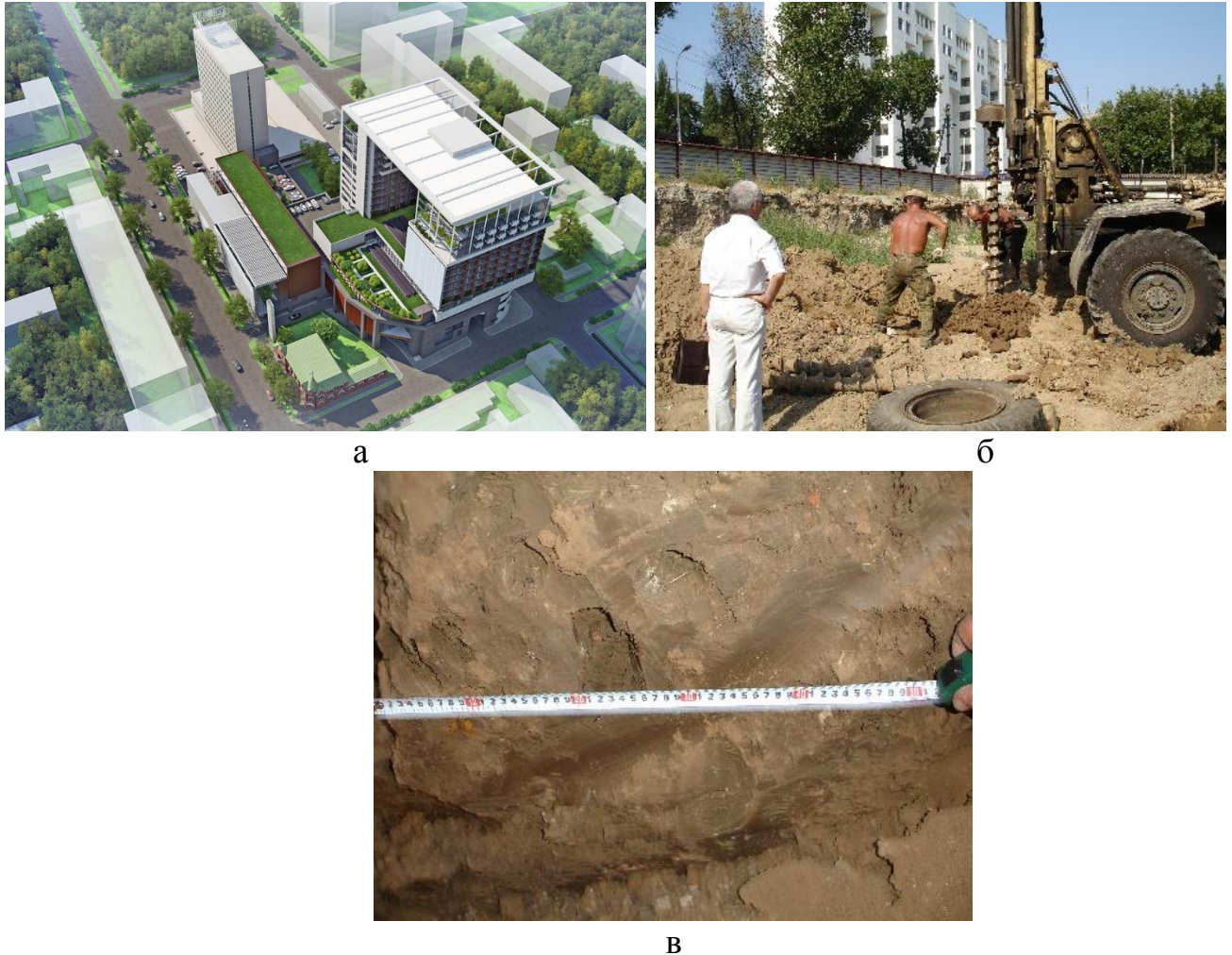


Рисунок 3.20 – Международный бизнес-центр: а) общий вид здания международного конгрессного центра; б) уплотнение просадочных суглинков грунтовыми сваями; в) грунтовая свая диаметром  $d=50$  см.

Таблица 3.16 – Инженерно-геологические характеристики грунтов на площадке Бизнес-центра в г. Ростове-на-Дону

№ ИГЭ	$W$ , %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_{зам}$ , МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$q_c$ , МПа
2	21	1,76	1,46	0,842	0,66	31	18	13	0,15	3,4	17	20	
3	24	1,92	1,54	0,749	0,88	35	21	14	0,29	11,3	24	19	1,25
3а	26	1,95	1,55	0,735	0,94	30	18	12	0,59	7,5	26	20	0,59

4	23	1,97	1,60	0,685	0,91	36	21	15	0,15	13	27	20	1,86
5	21	2,01	1,68	0,630	0,91	34	20	14	0,09	28	29	20	2,48
5a	25	1,98	1,59	0,695	0,96	30	18	12	0,56	14	29	20	2,15
6	22	2,01	1,65	0,633	0,93	36	21	15	0,06	31	31	20	-
7	21	2,02	1,66	0,620	0,93	38	22	16	0	27	35	20	-

### 3.2.2. Свайные фундаменты в г. Волгодонске

Возникновение Волгодонска относится к 1950 г., когда было закончено строительство Цимлянского гидроузла. В 1973 году приступили к проектированию и строительству завода «Атоммаш» с планом ввода его в эксплуатацию в 1976 г. Ростовский ТИСИЗ выполнил стандартные изыскания и установил мощность просадочных грунтов 16-23 м с расчетной посадкой от собственного веса до 37 см.

Практически все производственные здания завода, жилые дома и объекты социальной сферы запроектировали на буронабивных ж/б сваях в соответствии со СНиП II-17-77. Сваи опирались на непросадочные суглинки. Более надежный несущий слой – гравийно-галечниковые отложения (русловой аллювий р. Дон) – находился на глубине около 40 м.

До начала строительства Атоммаша буронабивные сваи длиной до 16 м и диаметром 600-1200 мм с последующим уширением до 1600 мм применили при строительстве КамАЗа [54] и на объектах Украины [63]. В Набережных Челнах построили 5-12-этажные панельные дома и культурно-спортивные здания на просадочных супесях и суглинках мощностью до 8-12 м. УГВ был на глубине 15-30 м. По компрессионным испытаниям просадка от собственного веса была равна 3-15 см. Но замачивание котлованов 20 х 20 м не обнаружило просадку и позволило *«сократить длину погружения свай, не учитывать силы нагружающего трения на сваи. За счет этого были исключены дополнительные затраты на 2,3-3 млн. руб. в год, а всего с 1971 по 1978 гг. на 19,2 млн. руб.»* [100].

Более просадочными оказались лёссовые грунты в г. Запорожье [63], где испытали тензометрические сваи длиной 16 м и диаметром 600 мм в просадочных грунтах мощностью 18-21 м с расчетной просадкой от собственного веса до 85 см.

Сваи опирались на красно-бурые глины. Опытные котлованы с нагруженными сваями замачивали от 5 до 25 месяцев. Просадка грунта в котлованах произошла с глубины 5 м и составила 785-800 мм, а нагруженных свай – **775 и 120 мм**. Тензометрические измерения показали, что дополнительная нагрузка на сваи от негативного трения достигает **900 кН**, а касательное напряжение на боковой поверхности свай – 0,043 МПа.

Одновременно испытывали сваи в массиве, уплотненном грунтовыми сваями на глубину 20 м. Здесь также произошла просадка свай, что объяснили эффектом нависания окружающего просадочного грунта, сжатием слоя на глубине 16-20 м (129 мм) и осадкой подстилающего слоя красно-бурых суглинков (50 мм).

Деформации Дворца культуры в Запорожье и 9-этажных общежитий в г. Днепрорудном, построенных на буронабивных сваях длиной 24,5 м,  $D=500$  мм с уширением 1600мм, начались сразу после ввода их в эксплуатацию. Осадка фундаментов достигла **95-180 мм** [127], а трещины раскрылись до 85 мм. Важно отметить, что просадка грунта у зданий на 30-125 мм превысила осадку фундаментов [96, с. 58], т.е. здесь полностью проявилось негативное трение.

Деформаций зданий в г. Запорожье, построенных на буронабивных сваях в просадочных грунтах, описали М.Ю. Абелев, В.И. Крутов и др. [3]. В этой работе отмечена также *неэффективность силикатизации*. Одноэтажное здание размерами 120 х 264 м и высотой 11,2 и 27 м с шириной пролетов 18 и 30 м и шагом колонн 6 м испытало просадку до 480 мм. Силикатизация грунтов под фундаментами на глубину 21 м в виде перевернутого стакана снизила прирост осадок в 1,2-1,5 раза. Скачкообразность осадки (до 87 мм) буронабивных свай, полностью прорезающих просадочные грунты, объяснили уплотнением грунта под пятой свай от нагрузки здания и силами нагружающего трения, а также сжимаемостью подстилающих непросадочных грунтов.

**В Волгодонске** первые жилые дома построили на слабопросадочных суглинках, а затем начали осваивать водораздел с просадочными грунтами II типа мощностью 16-23 м и расчетной просадкой от собственного веса 17,6-37,0 см (табл. 3.17) [94, с.70]. УГВ находился на глубинах **25-28 м**.

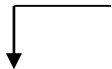
Замачивание котлованов на территории промзоны и новой жилой застройки с просадочной толщей, соответственно, 22,5 м и 15,0 м и расчетной просадкой 16 см и 11 см, в первые 4 месяца привело к *набуханию грунта*, а максимальная просадка в котловане жилой застройки после 10-ти месяцев замачивания составила всего **6,6 см**. Это наводит на мысль, что значительная часть просадки могла быть компенсирована набуханием верхнего слоя грунта.

В котловане промзоны после 10-ти месяцев замачивания просадка составила 23,6 см. Здесь также в течение месяца наблюдалось *набухание грунта*, а не просадка. Анализ этих данных показывает, что лёссовые суглинки Волгодонска даже при длительном замачивании имели небольшую просадку, близкую к I типу, а площадка жилой застройки, несомненно, имела I тип грунтовых условий.

РостовДонТИСИЗ на 5-ти площадках Волгодонска испытал забивные сваи сечением 35х35 см и длиной от 10,4 до 13,7 м с замачиванием просадочных грунтов. Сваи во всех случаях прорезали просадочную толщу [66] и погружались через лидерные скважины. Несущая способность свай с учетом негативного трения составила 440-680 кН. Негативное трение определили путем выдергивания свай.

Деформации многих объектов Атоммаша произошли сразу после ввода их в эксплуатации и даже в процессе строительства (рис. 3.21). Обрушение блок-секции 9-этажного крупнопанельного жилого дома № 273 (рис. 3.22) 6 марта 1982 года объяснили замораживанием раствора при монтаже конструкций, но одновременно отметили: «визуальный осмотр показал, что здание деформировалось в значительной степени от осадки фундаментов» [145, с. 56].

Таблица 3.17 – Геологический разрез лёссовой толщи г. Волгодонска

Индекс	Подшва слоя		Мощность слоя	Описание грунтов	55,73 
	Абсолютная отметка	Глубина, м			

tQ <sub>IV</sub>	35,03	0,70	0,70	Насыпной слой	
dQ <sub>II</sub>	51,73	4,00	3,30	Суглинок желто-бурый, лёссовидный, макропористый, твердой консистенции	
tQ <sub>II</sub>	21,23	4,50	0,50	Погребенный почвенный горизонт – суглинок темно-бурый, твердый, с карбонатами	
dQ <sub>III</sub>	38,93	16,80	12,3	Суглинок желто-бурый, лёссовидный, макропористый, твердой консистенции с карбонатами, с друзами гипса	
tQ <sub>II</sub>	37,93	17,80	1,00	Погребенный почвенный горизонт-суглинок твердой консистенции, с карбонатами	
dQ <sub>II</sub>	36,73	19,00	1,20	Суглинок темно-бурый, лёссовидный, макропористый, твердый, с карбонатами	
	34,30	21,60	1,60	Суглинок желто-бурый, твердой консистенции карбонатами	
dQ <sub>I-II</sub>	28,43	27,30	5,70	Суглинок желто-бурый, твердой консистенции	
dQ	27,73	32,00	4,70	Глина красновато-бурая, плотная, твердой консистенции с карбонатами	
	18,73	37,00	5,00	Песок желтый, серый, мелкий, средней плотности, водонасыщенный	



Рисунок 3.21 – Аварийный жилой панельный дом в г. Волгодонске: а) общий вид; б) трещины в ж/б панелях (фото Б.Ф. Галая, 1984 г.)



Рисунок 3.22 – Обрушение крупнопанельного дома в Волгодонске [145, с. 56]

Деформации зданий в Волгодонске описали специалисты КиевЗНИИЭПа [94]. В 1982-1984 гг. они обследовали 201 объект и установили, что *«деформации в конструкциях отмечены не только на объектах, возведенных с применением комплекса мероприятий, но и на объектах с применением свай»* [94, с. 85]. Сваи оказались ненадежными не только в грунтах II типа, но и в грунтах I типа.

**9-этажный кирпичный дом № 125**, построенный на 23-метровых сваях  $D=1\text{ м}$  с заглублением в непросадочные грунты на 2 м, с грунтовой подушкой толщиной 2 м, получил просадку от 10 до 24,5 см. Произошло смещение плит перекрытий, трещины в стенах достигли 5-7 мм, температурный шов раскрылся на 60 мм.

**9-этажный панельный дом № 127**, построенный на сваях, при их просадке до 53 мм, получил трещины в перекрытиях и раскрытие стыков панелей до 18-20 мм. Температурный шов раскрылся до 20 мм.

**9-этажный дом № 170**, как и предыдущие, также имел деформации.

**9-этажный дом № 203**, построенный на 15-метровых сваях  $D=1000\text{ мм}$  на просадочных грунтах I типа мощностью 7,2 м, имел трещины до 10 мм.

*Три* двухэтажных кирпичных *детских сада, детская больница и школа*, построенные на буронабивных сваях  $D=600$  мм и длиной до 23 м с трамбованной подушкой, из-за деформаций прекратили эксплуатацию.

В Волгодонске в 1982-1984 гг. однорастворной, двухрастворной и газовой силикатизацией закрепили более 250 тыс. м<sup>3</sup> грунта. После силикатизации осадки зданий снижались, но не прекращались. Учитывая ненадежность и высокую стоимость силикатизации, стали применять вдавливание металлических свай, буроинъекционные сваи и струйную цементацию [94, с. 144-147]. Наиболее дорогостоящим мероприятием оказалось общее усиление конструкций, которое для отдельных объектов привело к увеличению стоимости 1 м<sup>2</sup> площади **до 100 %**, а *«применение силикатизации, металлических и буроинъекционных свай может быть рекомендовано только в особых случаях для закрепления оснований наиболее ответственных и уникальных объектов»* [94, с. 177, 179].

В.И. Крутов, Е.А. Сорочан, В.А. Ковалев [101, с. 8] сообщают, что деформации зданий на просадочных грунтах в гг. Волгодонске, Запорожье, Никополе, Херсоне, Одессе и многих других произошли «из-за недостаточно детального исследования просадочности грунтов при проведении инженерно-геологических изысканий, не полного учета влияния просадок грунтов на конструкции, в том числе на сваи при проектировании, нарушения требований проектов и нормативных документов при производстве работ, не соблюдения правил эксплуатации...При этом суммарные затраты на восстановление нормальной эксплуатации деформированных зданий и сооружений обычно составляют 20-60 % от стоимости строительно-монтажных работ...В особых грунтовых условиях, к которым относятся лёссовые просадочные грунты, эти затраты возрастают до 1,5-2, а в некоторых случаях **даже до 3 раз**».

В дальнейшем (1983-1989 гг.) на объектах Волгодонска применили буроинъекционные и буронабивные сваи диаметром от 250 до 1000 мм, **длиной до 30-50 м** и забивные ж/б сваи (35х35 см) длиной до 28 м. Такие сваи оказались очень дорогими, но в два раза дешевле силикатизации.



При анализе деформаций в г. Волгодонске стал часто применяться термин «срыв» свай, когда происходит незатухающая просадка сваи при незначительном превышении предельной нагрузки [138, п. 9.5]. В Справочнике геотехника [90] сказано, что «в момент *срыва* сваи в грунте будут преодолены сопротивления сдвигу у боковой поверхности ствола, а также значительно разовьются области предельного равновесия ниже подошвы сваи».

Совет Министров СССР в 1984 году в г. Волгодонске провел Всесоюзную конференцию, на которой проанализировали опыт применения свайных фундаментов на просадочных грунтах [130]. Затем вышла новая редакция СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты», с изменением раздела 8 «Особенности проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах».

Участники конференции объяснили деформации ошибками при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации зданий, отметили, что строительство зданий в грунтовых условиях II типа, при величине просадочной толщи свыше 15-20 м, является сложной и не решенной проблемой [178], обратили внимание, что замачивание котлована дало просадку **23,6 см**, в 1,5 раза больше лабораторной просадки (10,4-16,0 см) [89].

М.Ю. Абелев и В.И. Крутов [2] указали на недостаточное нормативное обоснование буронабивных свай в просадочных грунтах: «До последнего времени ... считалось, что полная прорезка просадочных грунтов буронабивными сваями полностью исключает повышенные осадки фундаментов... Однако эти положения, хотя и включенные в СНиП II-17-77, не были в достаточной степени проверены полевыми крупномасштабными исследованиями и не подтверждались в практике строительства и эксплуатации зданий и сооружений... Экспериментальные исследования по испытанию одиночных свай в просадочных грунтах II тип показали, что величины удельных сил негативного трения могут достигать 80-50 кН/м<sup>2</sup>, а дополнительных нагрузок на сваи диаметром 600 мм при просадочной толще 20 м – **1900-3000 кН**. В то же время по первой редакции СНиП II-17-77 расчетные величины дополнительных нагрузок на подобные сваи составляют всего **лишь 300-500 кН**».



**Шестикратная ошибка** определения негативного трения характеризует проблему проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах II типа.

А.А. Григорян [58] изложила более оптимистичный взгляд на ситуацию в Волгодонске: *«10-летний опыт эксплуатации показал, что свайные фундаменты в основном не получили осадок, превышающих расчетные, за исключением 24 колонн (из общего числа ~ 2500), причем наибольшую осадку, равную 29 см, получила одна колонна корпуса № 3... Ни в одном случае нет срыва свай по грунту, что свидетельствует о том, что несущая способность свай не исчерпана»*.

После 1984 года дискуссия о причинах просадки свайных фундаментов в Волгодонске продолжилась в публикациях ведущих специалистов НИИ оснований.

Гидроспецстрой на площадках Атоммаша опробовал практически все возможные способы усиления оснований: **химическое закрепление грунтов (силикатизация), буроинъекционные сваи, буронабивные сваи глубокого заложения, грунтовые сваи, струйную технологию цементации, грунтоцементные сваи** [71], но они не получили широкого распространения.

После аварий в г. Волгодонске были разработаны РСН 50-87, в которых *«устранение просадочности рекомендуется **методами регулируемого замачивания, гидровзрыва, силикатизации и др.**»*. Технология работ не изложена, но указано, что *«применение новых технологических решений допускается после их экспериментальной проверки по разрешению Госстроя РСФСР, несущая способность свай должна определяться по результатам статических испытаний»*. Эти методы также не получили распространение в регионе.

Выход РСН 50-87 не внес существенных изменений в проектирование свайных фундаментов на просадочных грунтах Юга России. Из-за просадочности грунтов пришлось отказаться от строительства завода «Энергомаш», где к конференции 1984 года ПНИИС пробурил опорную скважину с более просадочными грунтами [79].

На площадке Энергомаша испытали с замачиванием грунтов буронабивные сваи длиной 28 м и диаметром ствола 600 мм с датчиками давления грунта и в

бетоне свай [69]. Просадочная толща 26 м имела расчетную просадку до 36 см. Фактическая просадка составила 360-460 мм, превысив расчетную в **1,5 раза**.

Опыты обнаружили характерную особенность лёссовых грунтов Волгодонска: замачивание просадочной толщи приводит к незначительным деформациям при подъеме грунтовых вод и их возрастанию при перерывах замачивания.

Проблема строительства на просадочных грунтах в Волгодонске сохранилась на многие годы. В 2004 году губернатор Ростовской области и полпред Президента РФ обследовали «крупные аварии на магистральных канализационных сетях, в 3-х школах и жилых домах...Из 907 объектов 732 не имеют гарантированной эксплуатационной надежности, 134 имеют сверхнормативные деформации. Осадки фундаментов под некоторыми блок-секциями домов достигли 1,2 м с отклонением от вертикали 0,6 м. Из находящихся в эксплуатации 562,8 км водонесущих коммуникаций свыше 60% пришли в негодность и нуждаются в замене. Стоимость работ по повышению надежности зданий и инженерных коммуникаций составляет 2,4 млрд. рублей...Губернатор с полпредом осмотрели один из просевших домов и приняли решение о переселении жильцов из аварийного дома, поскольку дальнейшее пребывание в нем чрезвычайно опасно».

### **3.3. Сваи в Краснодарском крае**

#### **3.3.1. Сваи в г. Краснодаре**

На территории Краснодарского края преобладают средние и тяжелые суглинки и глины I типа грунтовых условий, обладающие сравнительно высокой структурной прочностью при естественной влажности и резко теряющие прочность при техногенном обводнении. В научной литературе и архивах проектных организаций аварии зданий, построенных на сваях и просадочных грунтах, практически не известны. Отказ от свайных фундаментов привел к деформациям нескольких жилых домов, которые попали в печать [114, с. 164-167].

По материалам изысканий в основании дома до глубины 13 м находились пластичные и мягкопластичные лёссовидные супеси и суглинки с низким модулем деформации, которые решили частично заменить на грунтовую подушку. Некачественное выполнение этих работ и невыдержанный геологический разрез привели к недопустимому крену двух секций дома (рис. 3.23).



Рисунок 3.23 – Общий вид жилого дома по ул. П. Метальникова в г. Краснодаре

Основание дома решили укрепить «закачкой цементных растворов через фундаментные плиты на стыке секций 1 и 2 при отсутствии каких-либо проектных расчётов... Примерно через 3 месяца таких усилий секции 1 и 2 удалось развести на требуемые 22–23 см. Очевидные минусы этих работ – потеря прочности фундаментных плит и несущих конструкций, прилегающих к стыку частей секции 1 и 2 жилого дома... Дом успели сдать до официального обнародования аварийной ситуации, и ликвидация аварии обоилась небольшими зримыми потерями для окружающих».

### **Жилой комплекс «Каскад» по ул. Леваневского, 187**

Четыре секции комплекса сначала запроектировали до 20-ти этажей, а в процессе строительства решили добавить три этажа (рис. 3.24).

Участок расположен на II надпойменной террасе р. Кубань. В основании фундаментов дома находились: лёссовидные суглинки (модуль деформации  $E=10$  МПа), в интервале 7,5–11,5 м залегали органоминеральные суглинки с прослоем торфа (0,5 м), которые имели модули деформации, соответственно, 5 и 3 МПа.



Рисунок 3.24 – Общий вид жилого комплекса «Каскад» в г. Краснодаре

Сначала запроектировали буронабивные сваи либо цементация грунтов. Но затем *«под разными секциями были проведены разные виды укрепления на разную глубину. Ликвидация кренов была проведена с помощью цементации. Крены секций был исправлены примерно в течение 2 месяцев. Для окружающих зданий эти работы стали причиной серьезных деформаций и разрушений»* [114, с. 164-167].

### Военный городок по ул. Тургенева, 229/1

Военный городок включал строительство 19-этажного дома из 6-ти блок-секций на 1188 квартир (рис. 3.25). Участок расположен на III террасе р. Кубань., имеющей геологический разрез: 1 и 2 – насыпные грунты (суглинок) мощностью до 2,4 м; 2) суглинок лёссовидный, **просадочный**, тугопластичный до текучего, мощностью до 6,9 м; 3) суглинок тяжелый, твердый, непросадочный, мощностью до 3,3 м; 4) суглинок легкий, полутвердый, непросадочный, мощностью до 2,0 м; 5) песок мелкий, плотный насыщенный водой, мощностью до 0,7 м; 6) суглинок легкий, мягкопластичный; 7) супесь пластичная; 8) песок средней крупности,

плотный, насыщенный водой. Инженерно-геологические характеристики даны в табл. 3.18.

Таблица 3.18 – Инженерно-геологические характеристики грунтов на площадке военного городка в г. Краснодаре

№ ИГЭ	W, %	$p$ , т/м <sup>3</sup>	$p_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_k$ , МПа	$E_{сз}$ , МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$q_c$ , МПа
3	21	2.04	1.69	0.610	0.93	40	23	17	0	27	22	36/30сз	24/23сз	3.17
4	20	1.99	1.66	0.615	0.87	28	19	9	0.11	29	-	30/26сз	20/22сз	2.52
5	23	2.02	1.64	0.616	0.99	-	-	-	-	-	35	0	34/сз	12.7
6	28	1.96	1.53	0.762	0.99	32	22	10	0.60	14	8.9	26/19сз	11/19сз	1.3
7	24	2.00	1.62	0.645	0.99	25	20	5	0.80	22	5.8	24	25	1.6
8	23	2.06	1.67	0.586	1.00	-	-	-	-	-	40	-	-	-

Грунтовые воды находились на глубине 8,1-12,5 м. Мощность просадочной толщи I типа грунтовых условий составляла 9,9 м. Сейсмичность площадки 8 баллов.



Рисунок 3.25 – Общий вид корпусов военного городка по ул. Тургенева, 229/1

Фундаменты четырех секций – забивные ж/б сваи длиной 15 м и сечением 350х350 мм с монолитным перекрестно-ленточным ростверком толщиной 600-800 мм. Фундаменты двух других зданий – монолитные ж/б плиты толщиной 900 мм.

В 2014 году в стенах и перекрытиях 21-этажной секции № 3, построенной на плите 55,8 х 17,4 м, толщиной 900 мм, обнаружили многочисленные трещины 1-1,1 мм. Эксперты признали здание аварийным, т.к. конструкции «исчерпали несущую способность и имеется опасность их обрушения». Эксперты отметили, что было выполнено усиление фундамента и закрепления грунтов, но следов этих



мероприятий они не обнаружили. Причину деформаций объяснили перегрузкой конструкций, но возможна и неравномерная просадка слабых грунтов.

### 3.3.2. Другие объекты в Краснодарском крае

#### Силосный корпус в станице Выселки

На площадке строительства силкорпуса просадочные суглинки и глины имели мощность 10,2 м и расчетную просадку 13,7 см (II тип просадочности). Подземные воды находились на глубине 15,2 м. Характеристики грунтов дана в табл. 3.19.

Таблица 3.19 – Характеристики грунтов на площадке силкорпуса в ст-це Выселки

№ ИГЭ	W, %	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$E_s$ , МПа	$E_{зам}$ , МПа	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.
1	22	1.69	1.38	0.969	0.62	38	19	19	0.18	9.3	7.7	42	14
2	24	1.78	1.43	0.901	0.73	36	18	18	0.35	11.1	9.1	49	17
3	24	1.84	1.48	0.849	0.79	42	21	21	0.14	15.8	12.9	48	17
4	24	1.94	1.57	0.743	0.87	44	20	24	0.15	24	24	56	17
5	26	1.96	1.55	0.747	0.95	38	19	19	0.37	14.9	14.9	48	15

Первоначально силкорпус запроектировали на забивных ж/б сваях длиной 12 м, но этому помешали соседние здания и отсутствие несущего слоя. Затем опробовали буроинъекционные сваи, которые не дали положительного результата.

По проекту автора основание силкорпуса укрепили грунтовыми сваями. Силосный корпус построили на ж/б плите (рис. 3.26).

В уплотненном массиве получили: *коэффициент уплотнения  $K_{com}$  в теле грунтовых свай  $K_{com} = 1,00$ ; между сваями в суглинке ИГЭ-1 –  $K_{com} = 0,946$ ; в глине ИГЭ-2  $K_{com} = 0,990$* . Расчетные характеристики с большим запасом составили: *угол внутреннего трения  $\varphi = 18^\circ$ ,  $C = 0,035$  МПа, модуль деформации  $E = 25$  МПа* в три раза превысил модуль деформации естественного грунта.



Рисунок 3.26 – Силосный корпус фирмы "Агрокомплекс" в станице Выселки

### **Котельная ООО Кубанская компания «Элит-масло» в станице Тбилисской**

На площадке строительства котельной мощность просадочных суглинков составляла 8,8-10,0 м, а расчетная просадка от собственного веса достигала **13,8 см** (II тип грунтовых условий). Грунтовые воды до глубины 20 м не вскрыли.

Сначала были запроектированы и выполнены забивные сваи (рис. 3.27). Испытания показали ненадежность свай, решили срубить их оголовки, а основание укрепить грунтовыми сваями по проекту автора.



Рисунок 3.27 – Замена ненадежных забивных свай на грунтовые сваи на площадке строительства котельной в станице Тбилисской

### 3.4. Сваи в Кабардино-Балкарии

В опубликованной литературе мало сведений о лёссовых грунтах Кабардино-Балкарии, хотя их мощность достигает 70 м [13]. В 1924 году начали строить Мало-Кабардинскую оросительную систему, которую закончили в 1929 г. и которая сразу испытала катастрофические деформации с просадкой до 0,8 м [156]. Просадочные процессы в основном осложнили строительство гидромелиоративных сооружений. Свайные фундаменты применяются на единичных объектах.

#### Жилой дом по ул. Ногмова, 20

Площадка строительства 7-этажного дома расположена в центре г. Нальчика. В геологическом разрезе просадочные суглинки I типа распространены до глубины 7,9 м, ниже выделен суглинок непросадочный (7,9-10,3 м) и галечник (7,9-12,0 м).

Грунтовые воды до глубины 12,0 м не вскрыты.

Характеристики суглинков приведены в табл. 3.20. В данных условиях автор запроектировать буронабивные сваи-стойки, опирающиеся на галечник.

Таблица 3.20 – Характеристика грунтов ИГЭ-2

№ ИГЭ	Плотность, г/см <sup>3</sup>			Влажность, %			$I_p$ , %	$I_L$ , д.е.	$e$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$E$ , МПа, замоч.	$q_c$ , МПа
	$p_s$	$p$	$p_d$	$W$	$W_L$	$W_p$						
2	2,71	1,66	1,46	14	26	18	9	-0,49	0,863	0,43	3,41	1,17

#### Аварийный цех в с. Пролетарском

Цех по переработке сельскохозяйственной продукции был построен в 2016 году на буронабивных ж/б сваях диаметром 530 мм и длиной 13,5 м. Деформации здания начались во время пуско-наладочных испытаний. Произошло разрушение



канализационных лотков, плиточного покрытия полов, перекося перегородок и т.д. Несущие колонны просели до 23 см со скоростью 5 см в неделю (рис. 3.28).

В геологическом разрезе до глубины 13,8 м был просадочный суглинок, подстилаемый ископаемой почвой, которую приняли как надежный несущий слой для буронабивных свай. Проектировщики формально рассчитали несущую способность свай (11,8 тс) без учета замачивания просадочных грунтов, негативного трения и сейсмичности площадки 8 баллов.

На этом объекте, как и на многих других объектах Северного Кавказа, просадка свай обгоняла просадку окружающего грунта, т.е., что очень важно, отрицательное трение отсутствовало, а боковое трение и сопротивление под торцами свай не обеспечило их устойчивость.



Рисунок 3.28 – Аварийный цех в с. Пролетарском, построенный на буронабивных сваях

### 3.5. Сваи в Чеченской республике и Ингушетии

В начале 70-х гг. всеобщее внимание привлекло разрушение жилого 62-квартирного дома нефтяников в пос. Горагорский, возведенного на 12-метровых забивных сваях в грунтовых условиях II типа по просадочности [183]. Кирпичное 4-этажное здание размерами в плане 67,2х12,0 м со сборными ж/б перекрытиями, замоноличенными в стены, имело нагрузку на обресе цоколя по наружным стенам – 13,1 т/м, а по внутренней стене – 21,38 т/м. Под ростверком была устроена грунтовая подушка толщиной 0,6 м с плотностью сухого грунта 1,7 т/м<sup>3</sup>.

В первый год эксплуатации дома произошло замачивание просадочных суглинков, и здание оказалось непригодным для проживания (рис. 3.29). Разрушение дома объяснили ошибкой проектировщиков, которые не учли просадочность грунта под нижними концами свай. По оценке грозненских и ростовских специалистов [183] *«при проектировании дома было выполнено требование Руководства (в грунтовой толще под острием свай  $\delta_p < 0,02$  при  $P = 2,5$  кг/см<sup>2</sup>)»*, это отрицается в книге [59, с. 144].

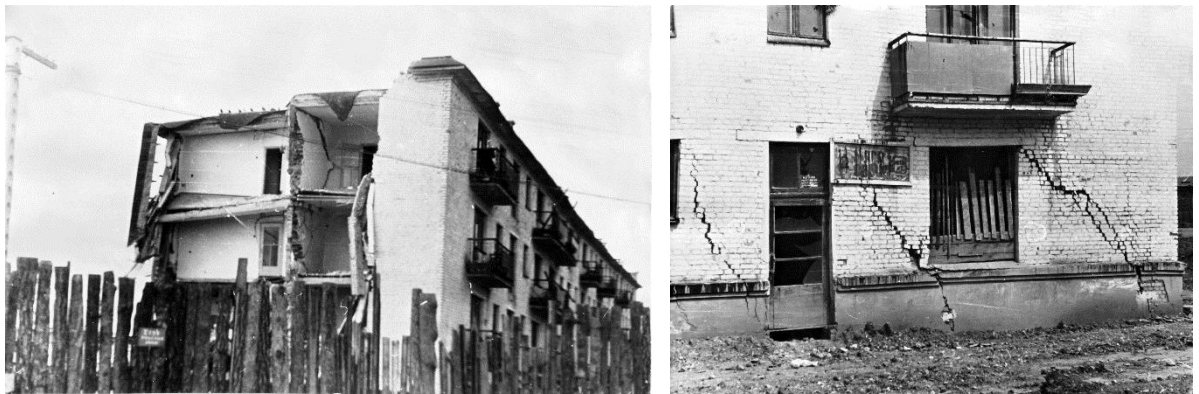


Рисунок 3.29 – Разрушение жилого дома в пос. Гарагоры ЧИАССР: а) общий вид; б) аварийные деформации в уровне 1-го этажа (фото Б.Ф. Галая, 1972 г.)

Дополнительные изыскания показали, что расчетная просадка составляет 105-120 см, а на глубине 16-18 м относительная просадочность равна 0,02-0,03. Устранить просадочность решили «организованным» замачиванием, которое привело к полному разрушению дома. На рис. 3.30 показана просадка здания: 1)

после аварийного замачивания, 2) после организованного замачивания и 3) после стабилизации деформаций.

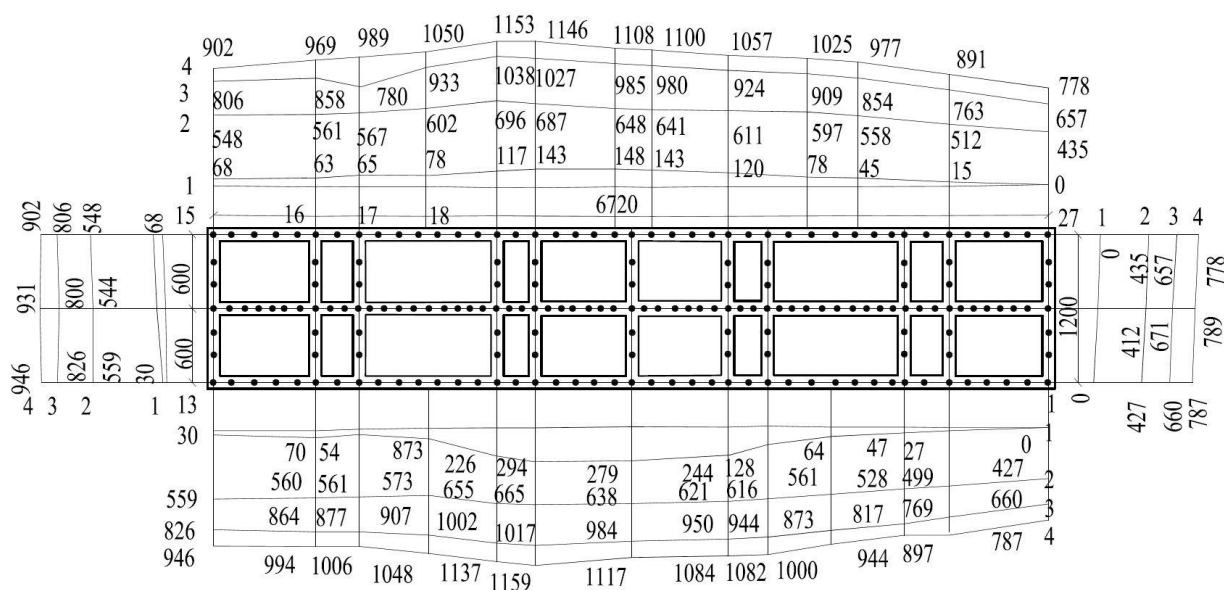


Рисунок 3.30 – Схема расположения свай и графики деформаций жилого дома поселка Горагорский: 1 – деформации после аварийного увлажнения; 2 – деформации при окончании организованного увлажнения; 3, 4 – деформации в процессе стабилизации основания после организованного увлажнения.

После незначительных предаварийных деформаций, здание можно было восстановить и спасти. Полное его разрушение произошло после «организованного» замачивания, когда просадка свай увеличилась с 0-29,4 см до 77,6-116,9 см, т.е. совпала с расчетной просадкой, полученной при дополнительных изысканиях. Таким же «организованным замачиванием» был разрушен главный корпус завода ЖБИ в г. Буденновске в 1976 году [33].

### Ермоловский элеватор в с. Алхан-Кала

Элеватор находится вблизи ж/д станции Ермоловская, на территории с. Алхан-Кала. Площадка расположена на III террасе р. Сунжа. До глубины 18,5 м был распространен просадочный суглинок с расчётной просадкой 20,1 см, имеющий характеристики:  $W = 20\%$ ,  $p_d = 1,40 \text{ г/см}^3$ ,  $e = 0,964$ ,  $S_r = 0,56$ ,  $W_L = 30 \%$ ,  $W_p = 18 \%$ ,

$I_p = 12$ ,  $I_L = -0,15$ ,  $E_{зам} = 8$  МПа,  $C = 55$  кПа,  $f = 25^0$ . Сейсмичность площадки приями равной **8 баллов** при замачивании грунтов.

Учитывая большую мощность просадочных грунтов, высокую сейсмичность и отсутствие надежного несущего слоя для свайных фундаментов, отказались от 343 составных забивных свай С-12-35 и уплотнили основание глубинными взрывами и трамбованием.

Взрывы провели вблизи (14 м) от железной дороги Ростов–Баку и в 25 м от соседних зданий элеватора с контурной защитной траншеей глубиной 4,5 м. Сразу после взрывов произошла просадка дна котлована на 50-60 см с образованием глубоких трещин по его периметру. Ростовский Промзернопроект запроектировал ж/б плиту с нагрузкой по подошве фундамента 0,30 МПа. Строительство элеватора закончили в 1985 г. с экономией 150 тыс. рублей (письмо Совета Министров Чечено-Ингушской АССР №792/4 от 18.07.1983 г.).

### **Школа № 5 в г. Малгобеке**

За последние годы в Малгобеке новые жилые дома испытали предаварийные деформации, для предотвращения которых применили шнековые сваи.

Трехэтажное здание школы на 704 ученических места (рис. 3.31) построили в 2012 году на буронабивных бетонных сваях длиной 16,0 м и диаметром 600 мм. В 2015 году в ее стенах появились трещины, связанные с просадочностью грунтов. Замачивание просадочных грунтов атмосферными водами произошло через неуплотненную обратную засыпку и привело к «срыву» висячих свай.

В основании здания до глубины 12,3 м были просадочные суглинки с расчетной просадкой от собственного веса **22,1 см**, подстилаемые непросадочными пластичными суглинками и глинами со степенью влажности, близкой к 1,0.

Грунтовые воды изыскатели до глубины 20 м не обнаружили.

При проектировании свай допустили две ошибки: не провели испытание свай с замачиванием, а нижние концы свай оказались в суглинке с показателем текучести более 0,5, что запрещается в сейсмических районах.



Рисунок 3.31 – Школа № 5 в г. Малгобеке с трещинами в наружных стенах

### **Общежитие для семей военнослужащих в с. Тусхорой Итум-Калинского района ЧР**

Площадка расположена на делювиальном склоне с потенциальным оползнем и сейсмичностью 9 баллов. Подземные воды не вскрыты.

Из-за просадочности суглинков I типа мощностью 6,5 м 4-этажное здание общежития (40,7 x 17,5 м) запроектировали на 201 буронабивных сваях-стойках диаметром 500 мм и длиной 10 м, заглубленных в щебень алевроитов и песчаников.



### Соборная мечеть в г. Магасе

В Магасе приступили к строительству уникального здания Соборной мечети на 8000 молящихся (рис. 3.32). В качестве фундаментов выполнили забивные свай-стойки, опирающиеся на галечник на глубине 7,0 м. В 2016 году на участке с просадочными суглинками были обнаружены трещины в монолитном ростверке, происхождение которых осталось необъяснимым. Автор в составе комиссии объяснил образование трещин не нарушением технологии при выполнении ростверка, а возможным подъемом забитых соседних свай при забивке очередной свай.



Рисунок 3.32 – Проект и начало строительства соборной мечети в г. Магас

### 3.6. Выводы по главе 3

Впервые выполненный обзор деформаций зданий и сооружений, построенных на свайных фундаментах и просадочных грунтах, не охватывает все аварийные ситуации, но позволяет дать некоторые предварительные рекомендации и указать направление по эффективному использованию этого индустриального вида фундаментов в сложных грунтовых и сейсмических условиях Юга России:

1. Каждая аварийная ситуация должна стать предметом тщательного анализа с привлечением специалистов-смежников: изыскателей, проектировщиков, строителей и научных работников;

2. Необходимо усилить научно-теоретические исследования для оценки несущей способности свай в просадочных грунтах, не ограничиваясь только

опытным статическим опробованием нагруженных свай с замачиванием котлованов;

3. Для опытной оценки несущей способности свай необходимо разработать и внедрить в практику изысканий специальное серийное оборудование;

4. Необходимо выполнить ревизию нормативно-строительной базы (СНиП, ГОСТ, СП и др.) с учетом положительного и неудачного опыта применения свайных фундаментов на просадочных грунтах и в сейсмических районах.



## ГЛАВА 4. МЕТОДЫ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ ПРИ НОВОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ СУЩЕСТВУЮЩИХ ОБЪЕКТОВ

В.И. Крутов и др. [98, с. 84, 298] для повышения несущей способности свай и устранения негативного трения рекомендуют уплотнение просадочных грунтов, в частности, *грунтовыми сваями*. При этом они отмечают, что *«уплотнение просадочных грунтов грунтовыми сваями ... обычно приводит к увеличению стоимости, трудоемкости, сроков выполнения работ на величины, превышающие устройство свайных фундаментов»*. Высокая стоимость грунтовых свай объясняется устаревшей технологией набивки грунта в сваю и использованием дорогого бурового станка БС-1М. В этой же работе [98, с. 431-436] описана устаревшая технология *гидровзрывного уплотнения* просадочных грунтов, основанная на рекомендациях 1984 года [133].

На кафедре «Строительство» Северо-Кавказского федерального университета с участием автора получили распространение два новых метода уплотнения просадочных грунтов – глубинные взрывы и шнековые сваи. Для их практического применения составлены *«Пособие по уплотнению просадочных лёссовых грунтов глубинными взрывами в условиях Северного Кавказа (изыскания, проектирование, производство работ)»* [41] и *«Рекомендации по проектированию и устройству буронабивных грунтовых свай, изготовленных шнековым способом в просадочных и слабых грунтах»* [45].

### 4.1. Уплотнение просадочных грунтов глубинными взрывами

СП 22.13330.2011 [158, п. 6.1.22] рекомендует устранять просадочные свойства грунтов *«в пределах всей просадочной толщи – глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием грунтов оснований, в том числе с глубинными взрывами, химическим или термическим закреплением»*.

Технико-экономическое сравнение этих способов показывает, что полное и быстрое устранение просадочности в мощных лёссовых толщах ( $H_{sl} > 20-25$  м) Северного Кавказа практически невозможно без применения глубинных взрывов, у истоков которых стояли Ю.М. Абелев и И.М. Литвинов.

Ю.М. Абелев [4-7] в начале 30-х годов предложил уплотнять просадочные грунты удлиненными зарядами в скважинах-шпурах с целью устройства грунтовых свай. В 1936 году этот метод применили при строительстве завода «Запорожсталь». В 1960-61 г.г. Фундаментпроект выполнил 20 тысяч грунтовых свай при строительстве крупного предприятия в Красноярске.

По Ю.М. Абелеву [6, с. 140] преимущества взрывных работ обусловлены: 1) чрезвычайной компактностью энергии, содержащейся во взрывчатом веществе; 2) легкой транспортабельностью ВВ; 3) отсутствием в необходимости даже в простейшем оборудовании для превращения химической энергии в механическую работу; 4) возможностью производить силой взрыва точно то количество работы, которое требуется в каждом отдельном случае.

Наши попытки опробовать и внедрить метод Ю.М. Абелева пока не получили поддержки со стороны строителей. Камуфлетные полости после взрывов можно заполнить любым рабочим материалом и уплотнить шнековым способом [36].

Несмотря на то, что метод Ю.М. Абелева вошел в нормативы [129; 148], в условиях Северного Кавказа его пока не применяют. Данный метод в просадочных грунтах с оптимальной влажностью не требует воды и практически не имеет ограничений по глубине. Завалы взрывных скважин в маловлажных грунтах можно уплотнить шнековым способом с одновременным устройством грунтовых свай. Этот метод наиболее эффективен в безводных степных районах Предкавказья.

**Гидровзрывной метод** был предложен И.М. Литвиновым в 60-е гг., успешно опробован сначала на Украине, а затем на Северном Кавказе [108-113].

В отличие от способа И.М. Литвинова, на Северном Кавказе получила распространение более простая технология гидровзрывного уплотнения просадочных грунтов, которая отличается следующими особенностями [37; 41]:

- заряды ВВ размещают не на глубине  $0,75H_{sl}$ , а на небольшой глубине, максимально приближенной к поверхности котлована, из расчета камуфлетности взрыва, в зоне с наибольшей просадочностью грунта, с учетом его литологии;
- заряды ВВ опускают либо в сухие дренажно-взрывные скважины до начала замачивания просадочных грунтов, либо после их предварительного замачивания (в скважины с уплотненными или закрепленными стенками). Такая технология позволяет отказаться от применения и потери дорогостоящих обсадных металлических труб, которые не удастся часто извлечь (рис. 4.1);
- дренажно-взрывные скважины бурят малого диаметра (до 150-200 мм) на глубину до 6-10 м серийными установками (УГБ-50М, ЛБУ-50, УРБ-2А-2) шнековым способом или с продувкой воздухом;
- замачивание грунта выполняют напуском воды в котлован с дренажно-взрывными скважинами;
- чтобы исключить переувлажнение и заболачивание верхнего слоя и площадки, взрывы производят в сухих котлованах через 2-4 суток после впитывания проектной нормы воды, что позволяет сократить расход воды, уменьшить влажность верхнего, т.н. «буферного» слоя, приблизить ее к оптимальной степени водонасыщения ( $S_r \sim 0,75$ ) и в целом сократить сроки подготовки основания;
- замачивание грунта производят из расчета промачивания только верхней ( $\sim 0,75 H_{sl}$ ) части просадочной толщи. Нижняя часть ее ( $\sim 0,25H_{sl}$ ) после взрывов замачивается избыточной водой, стекающей вниз из верхней обводненной части просадочной толщи, и уплотняется весом вышележащего грунта. Это сокращает сроки замачивания, расход воды и исключает подтопление и просадку грунта на соседних застроенных участках.

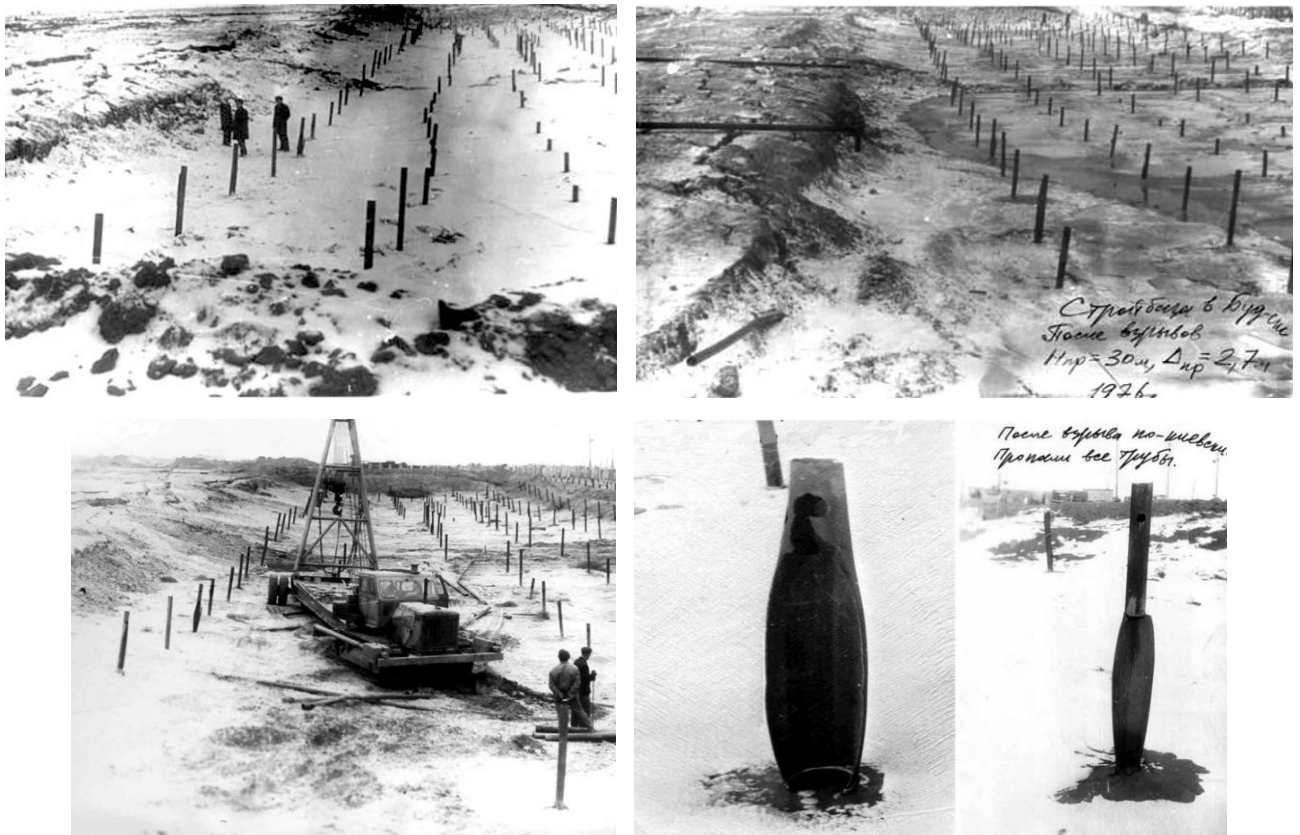


Рисунок 4.1 – Просадка (до 2,75 м) после гидровзрывного уплотнения просадочных лёссов на стройбазе Прикумского завода пластмасс в г. Буденновске, и неудачная попытка выдернуть 3000 пог. метров обсадных труб, разорванных взрывами

Новая технология взрывов примерно **в 3-4 раза** снизила стоимость и сроки гидровзрывного уплотнения просадочных грунтов.

СП 45.13330.2012, п. 17.1.9 и В.И. Крутов [98, с. 431] при выполнении глубинных взрывов рекомендуют «*взрыв зарядов ВВ производить **одновременно** на площади шириной не менее  $0,25H_{sl}$* ». Это предложение из-за большой сейсмичности требует большого безопасного расстояния, сильно ограничивает взрывы на застроенных территориях, не позволяет контролировать отказы и не улучшает качество уплотнения грунта.

Применение глубинных взрывов описано в Пособии [41] и книге [37]. Глубинные взрывы оказались единственно возможным методом устранения просадочности на двух крупных объектах государственного значения.

### **Очистные сооружения ООО «Ставролен» и г. Буденновска**

В 1988 году в связи с расширением крупнейшего в мире Прикумского завода пластмасс остро встал вопрос о расширении очистных сооружений канализации г. Буденновска. Ростовский Водоканалпроект запроектировал новые очистные на площади 300 х 600 м с иловыми площадками размером 250 х 600 м на просадочной толще 45 м.

Грунтовые воды были на глубине 46,0 м. Вышерасположенная просадочная толща супесей и суглинков имела расчетную просадку до 124 см, которая при длительном замачивании увеличивалась в 1,5 раза, а при замачивании сточными водами могла дать просадку в 2,0 раза больше расчетно-лабораторной.

Уплотнение просадочных грунтов выполнили глубинными взрывами в 44 картах-котлованах. Заряды аммонита ЖВ массой по 10 кг разместили в 5514 скважинах  $D=200$  мм на глубину 6 м с шагом 5х5 м. На все карты было подано проектное количество воды из расчета 10-12 м<sup>3</sup>/м<sup>2</sup> площади котлована. Расчетное время на замачивание приняли равным 24 суткам, учитывая большую мощность просадочных грунтов и небольшую глубину дренажно-взрывных скважин (6 м).

Для выполнения работ потребовалось 55,14 тонн аммонита. Объем уплотненного взрывами грунта составил 5.726.000 м<sup>3</sup> [37; 41]. Последние работы по уплотнению взрывами закончили в июле 1990 г.

В течение первых суток после взрывов просадка в среднем составила 170 см и в отдельных случаях достигала 2,25 м. Полную послевзрывную просадку установить не удалось, т.к., не дожидаясь стабилизации просадки, строители приступили к доуплотнению верхнего «буферного» слоя тяжелыми трамбовками.

Бурением скважин сразу после взрывов было установлено, что влажность грунта составляет 20-25 % и близка к границе текучести 22-25 %.

Применение взрывов позволило сдать в срок очистные сооружения, запроектированные немецкой фирмой «Линда». Факторами, осложняющими взрывные работы, были расположенные рядом существующие очистные

сооружения и артезианские скважины единственного в районе артезианского бассейна под очистными сооружениями.

Для предотвращения аварийных ситуаций были приняты необходимые меры: устроена отсечная траншея и взрывы зарядов провели с интервалом 5-7 сек.

Впервые в мировой практике очистные сооружения химического завода были построены на 45-метровой просадочной толще. Опыт этих работ пригодился при строительстве Газоперерабатывающего завода на промплощадке ООО «Ставролен» в более сложных условиях.

### **Газоперерабатывающий завод ООО «Ставролен»**

Программа стратегического развития ОАО «ЛУКОЙЛ» предусматривает реализацию проекта «Комплекс переработки попутного нефтяного газа месторождений Северного Каспия в полиэтилен на базе ООО «Ставролен». Основным сырьем для Комплекса станет попутный нефтяной газ с месторождений, которые ОАО «ЛУКОЙЛ» разрабатывает в российском секторе Каспийского моря. Проект включен в Стратегию развития химической и нефтехимической промышленности России.

На площадке строительства Газоперерабатывающего завода просадочные грунты имели мощность до 28 м с расчетной просадкой от собственного веса до 84,0 см. Первоначальный вариант предусматривал для взрывоопасных объектов устройство буронабивных свай. Стоимость свайного проекта составила более 1,5 млрд. руб. Реализация этого проекта оказалась не только дорогостоящей, но и надолго задержала бы его строительство.

По просьбе руководства ООО «Ставролен» и Лукойла автором был разработан проект гидровзрывного уплотнения просадочных лёссов с использованием 2562 зарядов аммонита 6ЖВ массой до 10 кг в дренажно-взрывных скважинах глубиной 6 м (рис. 4.2).

Учитывая то, что глубинные взрывы были запроектированы на территории взрывоопасного предприятия, проект был рассмотрен и одобрен Центральной

производственно-экспериментальной специализированной лабораторией буровзрывных работ (г. Москва), а затем без замечаний прошел Главгосэкспертизу России. Взрывные работы под контролем автора выполнил Кавказвзрывпром вблизи объектов повышенной опасности (резервуары хранения этилена, действующий склад СУГ и др.). Качество уплотнения проверили изыскатели Ростовского филиала ООО «ЛУКОЙЛ».

По данным ООО «Ставролен» экономический эффект уплотнения просадочных грунтов глубинными взрывами составил **887,372 млн. рублей** (Приложение А).



Рисунок 4.2 – Уплотнение просадочных грунтов гидровзрывом и шнековыми сваями при строительстве Газоперерабатывающего завода ООО «Ставролен»

#### 4.2. Уплотнение просадочных и слабых грунтов шнековым способом

СП «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*», [158 п. 6.1.22] кроме глубинных взрывов рекомендуют устранять просадочные свойства грунтов *«в пределах всей просадочной толщи – глубинным*



уплотнением **грунтовыми сваями**». Пособие [128, п.п. 3.142-3.155] дает указания по проектированию грунтовых свай, технология которых восходит к началу 1930-х гг. и описана в работе Ю.М. Абелева и М.Ю. Абелева [6].

К грунтовым сваям у некоторых специалистов отношение неоднозначное. Скептическое отношение к этому методу выразила А.А. Григорян [59, с. 137]: *«Механическое уплотнение грунтов на большую глубину с применением так называемых «грунтовых свай» также не удовлетворяло из-за низкой степени индустриальности этого метода, его трудоемкости и невысокой эффективности – и в опытах, и при эксплуатации сооружений на грунтовых сваях осадки всегда превышали 10-15 см, а в ряде случаев достигали 40 см и более... В связи со сказанным, нельзя согласиться, что проблема строительства на просадочных грунтах в основном решена с помощью механических способов уплотнения грунтов и отвергающих целесообразность использования свайных фундаментов в этих грунтовых условиях»*.

С 1988 года на Северном Кавказе для уплотнения просадочных и слабых грунтов стали применять буронабивные сваи, изготовленные шнековым способом, которым З.Г. Тер-Мартirosян [165] дал краткое название **«шнековые сваи»**.

Согласно Рекомендациям [36] шнековые сваи применяются с целью:

- устранить просадочность лёссовых и насыпных грунтов;
- уплотнить просадочные и слабые грунты вокруг ж/б свай для повышения их несущей способности;
- уплотнить слабые песчано-глинистые грунты, в том числе лёссовые грунты после предварительного замачивания и гидровзрывного уплотнения;
- создать вертикальную противofiltrационную завесу или маловодопроницаемый экран из уплотненного глинистого грунта;
- уплотнить насыпные грунты обратных засыпок;
- для снижения категории грунтов по сейсмическим свойствам (в глинистых грунтах с  $I_L \leq 0,5$  при  $e \geq 0,9$  для глин и суглинков и  $e \geq 0,7$  - для супесей).

Технологическая схема устройства буронабивных шнековых свай включает два этапа работ, показанных на рис. 4.3:

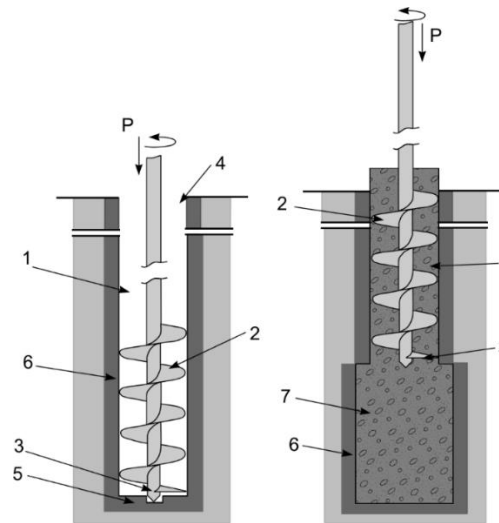


Рисунок 4.3 – Технологическая схема устройства буронабивных шнековых свай: 1-й этап – подготовка скважины с прямым и/или обратным вращением шнеков; 2-й этап – формирование буронабивной сваи снизу-вверх; 1 – скважина, пробуренная или продавленная «левыми» шнеками в слабых грунтах; 2 – шнековая колонна; 3 – пята шнековой колонны; 4 – устье скважины; 5 – забой скважины; 6 – уплотненная зона при погружении шнеков обратным вращением; 7 – рабочий материал (местный суглинок, песок, гравий, бетонная смесь, негашеная известь и др.);  $P$  – давление на шнеки.

**1-й этап.** Погружение шнековой колонны на заданную глубину производится прямым или обратным вращением шнеков. В слабых грунтах рекомендуется продавливание скважины с обратным вращением шнеков без извлечения грунта или применяя «левые» шнеки.

**2-й этап.** Подача рабочего материала в скважину с обратно вращающимися шнеками и реактивное их выталкивание вверх с формированием снизу-вверх буронабивной сваи диаметром, превышающим диаметр шнеков. На этом этапе под нижним витком шнековой колонны постоянно образуется «ядро» из напрессованного рабочего материала. Завершение набивки скважины в пределах верхнего, т.н. «буферного» слоя происходит с выпором окружающего грунта вверх.

Диаметр изготовленной таким образом буронабивной сваи и окружающей ее зоны уплотнения достигает 1,0 м (рис. 3.10) и зависит от нагрузки на шнековую

колонну, диаметра шнеков и деформируемости грунта в массиве. Нагрузка на шнеки при набивке скважины материалом осуществляется весом бурового станка. Для повышения нагрузки возможно использование дополнительных пригрузов.

Буронабивные сваи располагают таким образом, чтобы обеспечить в уплотненном массиве требуемую плотность грунта, которая контролируется также коэффициентом уплотнения  $K_{com}$  [161, п. 13.1.1, с. 299]. В теле буронабивных свай достигается плотность сухого грунта до  $\rho_d \geq 1,90 \text{ т/м}^3$ , а максимально возможная степень уплотнения  $K_{com}=0,98-1,0$  иногда превышает 1,0.

### Спортивно-оздоровительный комплекс

В центре Буденновска заканчивается строительство крупного Спортивно-оздоровительного комплекса, финансируемого ЛУКОЙЛом и находящегося на особом контроле губернатора Ставропольского края В.В. Владимирова.

Проектирование и строительство этого важного для Буденновска объекта осложнили просадочные грунты мощностью до 14,0 м и сейсмичность 8 баллов.

Геологический разрез (рис. 4.4) представлен следующими ИГЭ: 1 – насыпные грунты ( $tQ_{IV}$ ) мощностью 0,5-1,3 м; 2 – почва ( $pdQ_{IV}$ ), мощностью 0,2 м; 3 – супесь лёссовая, макропористая, просадочная ( $vdQ_{III}$ ), мощностью 11,0-13,8 м; 4 – суглинок, мягкопластичный, непросадочный ( $adQ$ ), мощностью 1,0-6,9 м; 4а – суглинок текучепластичный, непросадочный ( $adQ$ ), мощностью 0,5-5,1 м; 5 – супесь пластичная, непросадочная ( $adQ$ ), мощностью 0,4-6,1 м; 6 – песок пылеватый, насыщенный водой, плотный, средней плотности ( $adQ$ ), мощностью 0,8-4,1 м; 7 – песок средней крупности, насыщенный водой, средней плотности ( $adQ$ ), мощностью 0,4-8,5 м; 8 – суглинок тугопластичный, ( $adQ$ ), мощностью 0,3-6,8 м.

Грунтовые воды вскрыли на глубине 12,3-14,0 м.

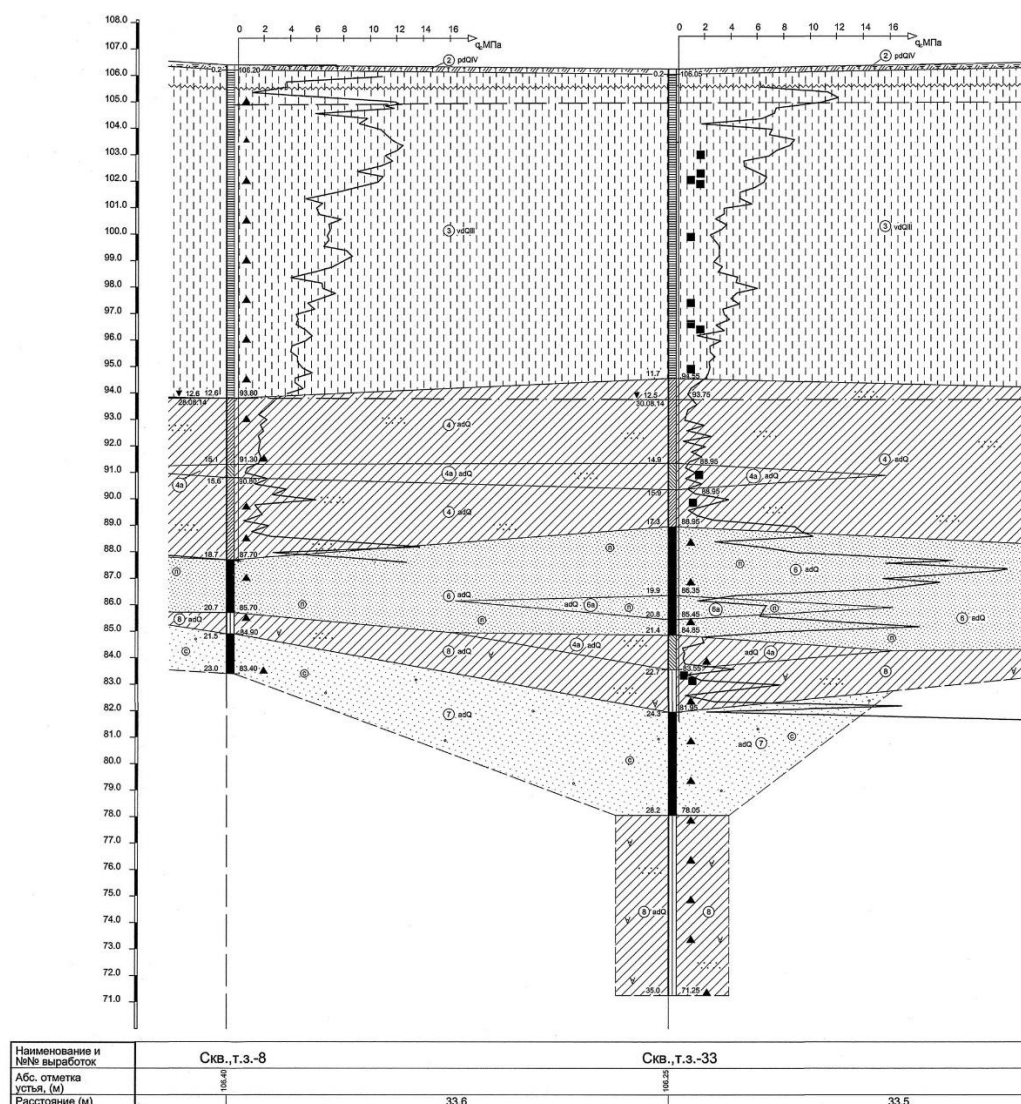


Рисунок 4.4 – Геологический разрез на площадке строительства СОК

Таблица 4.1 – Характеристики грунтов на площадке строительства СОК

№ ИГЭ	W, %	p, т/м³	p <sub>d</sub> , т/м³	p <sub>s</sub> , т/м³	e, д.е.	S <sub>r</sub> , д.е.	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	I <sub>p</sub> , %	I <sub>L</sub> , д.е.	E <sub>K</sub> , МПа	E <sub>зам</sub> , МПа	C, кПа	φ, град.	q <sub>c</sub> , МПа
3	8,41	1,64	1,52	2,70	0,78	0,3	21,2	15,1	6,1	-1,1	8,1	3,74	8,1	20	5,1
4	20,8	1,99	1,65	2,71	0,64	0,88	24,4	15,9	8,5	0,58	3,31	2,98	12	17	2
4a	22,2	2,04	1,67	2,71	0,63	0,96	23,6	15,7	7,9	0,81	3,03	3,00	11,7	17	0,9
5	21,2	2,02	1,67	2,69	0,62	0,93	23,3	18,2	5,1	0,63	7,46	5,57	14	24	5,7
6	22,7	2,00	1,63	2,71	0,66	0,93	29,6	18,4	11,3	0,39	4,26	-	20,9	23	3,3

Генеральный проектировщик ОАО «Нижегородский Промстройпроект» запроектировал ж/б буронабивные сваи стоимостью **188,9 млн. рублей**, испытание и выполнение которых могло надолго задержать строительство Спорткомплекса.

Взамен свай автор разработал проект уплотнения просадочных грунтов шнековыми сваями и оказал содействие в его реализации (Приложение Б). Полученный экономический эффект (**146,42 млн. рублей**) позволил в полном объеме выполнить строительство всех объектов Спортивно-оздоровительного комплекса (рис. 4.5).



Рисунок 4.5 – Строительство Спортивно-оздоровительного комплекса в г. Буденновске: **А** – глубинное уплотнение грунтовыми сваями; **Б** – укатка верхнего «буферного» слоя тяжелыми катками; **В** – проверка плотности грунта с отбором монолитов; **Г, Д, Е** – корпуса СОК (июнь и декабрь 2016). Вдали 7-этажное здание поликлиники, основание которого уплотнили глубинными взрывами

После уплотнения средняя плотность скелета (сухого грунта) составила  $p_d = 1,66 \text{ г/см}^2$ , модуль деформации  $E = 20 \text{ МПа}$ , удельное сцепление  $C = 15 \text{ кПа}$ , угол

внутреннего трения  $\varphi = 25^\circ$ . По этим характеристикам были запроектированы фундаменты всех объектов Спортивно-оздоровительного комплекса.

### **Повышение несущей способности забивных и буронабивных свай в просадочных грунтах при их уплотнении шнековым способом**

Строительные нормативы [128, п.п. 3.85, 3.121, 3.151; 129, п.п. 3.33, 3.214] рекомендуют уплотнять просадочные грунты при оптимальной влажности на 1-3 % ниже границы раскатывания, т.е. при показателе текучести  $I_L \approx 0$ .

На площадке Спортивно-оздоровительного комплекса просадочная супесь (лёсс) в естественном состоянии имеет следующие характеристики: влажность  $W = 8,41\%$ , граница текучести  $W_p = 21,2\%$ , граница раскатывания  $W_L = 15,1\%$ , число пластичности  $I_p = 6,1\%$ , показатель текучести  $I_L = 0$ , плотность грунта  $\rho = 1,64 \text{ г/см}^3$ , плотность частиц грунта  $\rho_d = 2,70 \text{ г/см}^3$ , плотность сухого грунта  $\rho_s = 1,52 \text{ г/см}^3$ , коэффициент пористости  $e = 0,78$ , пористость  $n = 43\%$ , модуль деформации  $E_{см} = 8,1 \text{ МПа}$ , модуль деформации  $E_{зам} = 3,74 \text{ МПа}$ , угол внутреннего трения в естественном и замоченном состояниях, соответственно,  $\varphi = 25^\circ$  и  $20^\circ$ , сцепление  $C = 16,5 \text{ кПа}$  и  $9,3 \text{ кПа}$ .

При полном обводнении в неуплотненном лёссе влажность  $W = 28,9\%$ , т.е. превышает границу текучести и имеет показатель текучести  $I_L = +2,26$ . При такой консистенции (СП 24.13330.2011, табл. 7.2) забивные сваи длиной 15 м имеют  $R < 1000 \text{ кПа}$  ( $< 1,0 \text{ МПа}$ ) и боковое сопротивление  $f_i < 6 \text{ кПа}$ , а буронабивные сваи той же длины 15 м имеют  $R$  менее  $800 \text{ кПа}$  ( $0,8 \text{ МПа}$ ) и боковое сопротивление  $f_i = 6 \text{ кПа}$ .

Уплотнение просадочного лёсса при оптимальной влажности (на границе раскатывания) повышает в 10 раз сопротивление забивной сваи под нижним концом (до  $11700 \text{ кПа}$ ) и на боковой поверхности (более  $72 \text{ кПа}$ ).

Для буронабивной сваи той же длины 15 м расчетное сопротивление под нижним концом (СП 24.13330.2011, табл. 7.8) достигает  $1800 \text{ кПа}$  (увеличивается в два раза), а боковое сопротивление составляет  $72 \text{ кПа}$ , т.е. увеличивается в 10 раз.

При уплотнении просадочных грунтов гидровзрывным способом устраняется негативное трение на боковой поверхности свай за счет перевода просадочности II типа в I-й.

Уплотнение просадочных грунтов II и I типа шнековым способом дает более существенный эффект:

- полностью устраняется просадочность и негативное трение по боковой поверхности свай;
- примерно в 10 раз повышается несущая способность за счет увеличения бокового трения.

#### **4.3. Выводы по главе 4**

1. В условиях Северного Кавказа для уплотнения лёссовых грунтов большой мощности получили распространение глубинные взрывы и шнековый способ устройства грунтовых свай.

2. Для практического применения этих методов с участием автора были составлены Пособие [41], согласованное с Госгортехнадзором и ОАО «Кавказвзрывпром», и Рекомендации [45], одобренные Главгосэкспертизой России и согласованные с НИИ оснований им. Н.М. Герсевича.

3. Разработанные автором рабочие проекты на двух крупных объектах Ставропольского края, финансируемых Лукойлом, были одобрены Главгосэкспертизой РФ и дали экономический эффект более 1 млрд. рублей (Приложения А и Б).



## ГЛАВА 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ СЕВЕРНОГО КAVКАЗА

### 5.1. Рекомендации по исследованию лёссовых грунтов для проектирования свайных фундаментов на стадии изысканий

5.1.1. При изысканиях для проектирования свайных фундаментов следует руководствоваться указаниями действующих строительных нормативов и отдельными положениями учебных пособий [131; 188].

В соответствии с СП 47.13330.2012, Приложение А, просадочные грунты во всех случаях повышают категорию инженерно-геологических условий до III (сложной), т.к. они оказывают *«решающее влияние на проектные решения, строительство и эксплуатацию объектов»*.

СП 24.13330.2011, п.п. 5 и 9 рекомендует следующие виды работ: бурение скважин и проходку шурфов с отбором монолитов ненарушенного сложения; лабораторные исследования просадочных грунтов; статическое и динамическое зондирование; испытание грунтов штампами, прессиометрию, эталонные и/или натурные сваи; исследование влияния свай на окружающую застройку.

5.1.2. Глубина скважин и/или шурфов должна быть не менее чем на 5 м ниже нижнего конца свай, а при свайных полях более 10 x 10 м и плитно-свайных фундаментах увеличивается до 15 м [159, п. 5.11]. Не менее 30 % инженерно-геологических выработок должны полностью проходить просадочную толщу (СП 47.13330.2012, п. 6.38). При значительной мощности просадочных грунтов (более 15-20 м) шурфы или дудки следует добуривать скважинами (СП 11-105-97, ч. III, п. 4.2.5).

5.1.3. Основное внимание при изысканиях следует уделить определению типа грунтовых условий по просадочности. Отбор монолитов из скважин производится задавливанием или ударным способом тонкостенного грунтоноса (СП 11-105-97, ч. III, п. 4.2.5), при этом следует учитывать возможное уплотнение грунта,

соответствующее снижение его просадочности и ошибочный перевод II грунтовых условий в I-ый тип.

5.1.4. Лабораторная оценка просадочности не позволяет оценить фактическую просадку с достаточной точностью. Распространённое мнение, что расчетная просадка менее 5 см уверенно указывает на отсутствие просадки, а при расчетной просадке от 5 до 15-25 см фактическая просадка часто отсутствует или не превышает 5 см может быть ошибочным [98, с. 100]. При этом требуется провести опытное замачивание котлованов, так как известны случаи, когда при расчетной просадке менее 5 см фактическая просадка составляла 20-25 см [181].

5.1.5. К обязательным лабораторным определениям просадочных грунтов относятся: гранулометрический состав, природная влажность, плотность грунта и частиц грунта, границы текучести и раскатывания, компрессионное и трехосное сжатие, сопротивление срезу и коррозионная активность, при этом грансостав и коррозионная активность выполняются по дополнительному заданию (СП 47,13330.2012, Приложение Е). С учетом выполненных исследований можно дать следующие дополнительные рекомендации:

- незначительным расхождением в методах одной и двух кривых можно пренебречь и считать их статистически тождественными. Некоторое завышение лабораторной оценки просадочности методом двух кривых не влияет на расчетную просадку лёссовых оснований, которую приходится корректировать в сторону увеличения с помощью повышающих коэффициентов;

- гранулометрический состав следует определять растиранием с пиррофосфатом натрия, т.к. такая подготовка дает максимальное и истинное содержание глинистой фракции;

- при определении пределов пластичности лёссовых грунтов, во избежание грубых ошибок за счет субъективного раскатывания грунта в шнур, следует проверять значение числа пластичности по формуле  $I_p = 0,79W_L - 10,9$  и графику на рис. 1.11;

- учитывая высокую точность и межлабораторную воспроизводимость определения границы текучести конусным методом, можно уменьшить число

определений числа пластичности и гранулометрического состава после проверки указанных характеристик на ограниченном объеме образцов;

- для предварительной оценки компрессионного модуля деформации  $E_k$  водонасыщенных лёссовых грунтов рекомендуется табл. 1.8 с корректирующими коэффициентами  $m_k$  СП 22.13330.2011;

- для предварительной оценки просадочности лёссовых грунтов Северо-Кавказского региона, взамен табл. Б1 СП 11-105-97, часть III, рекомендуются графики рис. 1.24, опубликованные в [44];

- эталонным методом определения модуля деформации по глубине разреза принять полевые испытания винтовым штампом площадью 600 см [117, с. 38 и 40].

**Общий вывод по изысканиям** для проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах: в настоящее время по материалам изысканий невозможно запроектировать с достаточной точностью свайные фундаменты в просадочных грунтах без полевых опытных исследований свай с замачиванием просадочных грунтов по специальной программе, согласованной с головными НИИ Госстроя РФ. Проектирование свай в просадочных грунтах осложняют следующие факторы:

- выделение просадочных лёссов в классе специфических грунтов по литологическим признакам и генезису, т.к. «нормативное» определение не дает четких критериев для этих образований;

- неточная оценка величины и типа просадочности;

- слишком приблизительная оценка негативного трения в грунтовых условиях II типа просадочности.

## **5.2. Рекомендации по проектированию свайных фундаментов на просадочных грунтах**

5.2.1. При проектировании свайных фундаментов на просадочных грунтах следует учитывать требования СП 24.13330.2011 [159, п 4.3], который рекомендует учитывать *местные условия строительства*, а также имеющийся опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных

инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условиях. Это указание требует тщательного анализа и надежного научного прогноза изменения инженерно-геологических условий при застройке лёссовых территорий. Известно много случаев, когда свайные фундаменты в лёссовых грунтах Северного Кавказа воспринимались как надежный вид фундаментов, а после техногенного подтопления территории происходил срыв свай.

5.2.2. Принципиальное значение при проектировании свай в просадочных грунтах имеет определение типа и величины просадки от собственного веса грунта. Компрессионная оценка просадочности, как правило, занижает фактическую просадку в несколько раз, а опытное замачивание котлованов – длительное и затратное мероприятие – часто невозможно в условиях плотной городской застройки.

5.2.3. Указание СНиП 2.02.03-85, п. 8.13 и СП 24.13330.2011, п. 8.13 *«Проведение статических испытаний свай в грунтах II типа по просадочности является обязательным»* в условиях Северного Кавказа обычно игнорируется проектировщиками, изыскателями и заказчиками: 1) из-за опасности замачивания оснований соседних зданий, 2) в связи с методическими и техническими трудностями испытания свай в котлованах, залитых водой, 3) дополнительными затратами и задержкой строительства, 4) в связи с необходимостью привлечения специализированных НИИ.

5.2.4. При проектировании свайных фундаментов в грунтах II типа с просадкой от собственного веса свыше 30 см следует предусматривать устранение просадочности **гидровзрывным способом** и/или **грунтовыми сваями**. Следует также отметить, что применение этих методов часто ведет к отказу применения свайных фундаментов и проектированию фундаментов мелкого заложения.

5.2.5. При проектировании свайных фундаментов в лёссовых грунтах, уплотнённых глубинными взрывами и/или шнековыми сваями, для предварительной оценки несущей способности свай следует использовать табл. 7.2, 7.3 и 7.8 СП 24.13330.2011 с учетом глубины погружения свай и фактического значения показателя текучести **уплотненного** лёссового грунта.

5.2.6. Статическое зондирование рекомендуется применять только ниже просадочной толщи: для выбора несущего слоя и определения расчетных сопротивлений грунта под нижним концом и на боковой поверхности свай [150, п. 9.6], а также для оценки характеристик лёссовых грунтов, уплотненных глубинными взрывами и/или шнековыми сваями.

5.2.7. В Северо-Кавказском регионе практически отсутствуют площадки для опирания нижних концов свай в скальные грунты и плотные или среднеплотные пески, а маловлажные лёссовые грунты при замачивании резко снижают прочностные и деформационные характеристики. В этих случаях нижние концы свай могут быть заглублены в уплотненные (взрывами и/или шнековыми сваями) лёссовые грунты с показателем текучести в водонасыщенном состоянии:  $I_L < 0,6$  для всех видов свай в грунтовых условиях I типа;  $I_L < 0,4$  для забивных свай и  $I_L < 0,2$  для буронабивных свай, как это требует СП 24.13330.2011 [159, п. 9.3].

5.2.8. Многие районы Северного Кавказа имеют повышенную сейсмичность. В сейсмических районах *«опирание свай на пылевато-глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,5$  не допускается»* [159, п. 12.10]. Важно отметить, что просадочность лёссовых грунтов при проектировании свай является более значимым фактором, чем сейсмичность. Уплотнение просадочных грунтов грунтовыми сваями позволяет получить грунт с показателем текучести  $I_L < 0,5$ , т.е. запроектировать сваи с учетом снижения сейсмичности площадки строительства до II категории по сейсмическим свойствам.

5.2.9. Указание СП 24.13330.2011, п. 9.7: *«Испытание свай в грунтовых условиях I типа допускается не производить при наличии опыта строительства и данных статического испытания свай в аналогичных условиях»* не дает точного определения понятия *«аналогичные условия»* и добавляет неопределенность в проектирование свай в просадочных грунтах.

5.2.10. В.И. Крутов, Е.А. Сорочан, В.А. Ковалев [101, с. 26] для устройства свай в уплотненном грунте рекомендуют: пробивку скважин сердечником или раскатчиком, виброштампование и виброформование под вибронабивные сваи, забивку инвентарной трубы с коническим наконечником, буроинъекционные сваи,

в том числе с применением разрядно-импульсной технологии. Наиболее эффективными в *устойчивых* грунтах считаются буронабивные сваи в скважинах, пробитых буровым станком БС-1М с массой пробивного снаряда 2,8-3,2 тс, а при использовании тросового крана-экскаватора с массой снаряда 2,5-5 тс, сбрасываемого с высоты 3-5 м.

При этом «основным контролирующим параметром при производстве работ по уплотнению грунтов является коэффициент уплотнения» [141].

Альтернативным методом указанных технологий во многих случаях могут быть буронабивные грунтовые шнековые сваи, достоинства которых отметили также Р.И. Шенкман и А.Б. Пономарев [184; 185].

### **5.3. Рекомендации по производству работ при выполнении свайных фундаментов в просадочных грунтах**

5.3.1. Основным нормативом при производстве и приемке свайных работ является СП 45.13330.2012, который разработан в развитие СП 22.13330 и СП 24.13330 на основе выполненных за последние годы научных исследований в области фундаментостроения, отечественного и зарубежного опыта применения прогрессивных технологий строительного производства и новых средств механизации строительно-монтажных работ, новых строительных материалов». Ценные практические рекомендации по контролю качества изготовления и приемки буронабивных свай дают Р.А. Мангушев и А.Б. Пономарев [116].

5.3.2. СП 45.13330.2012 не связывает руки проектировщикам и строителям, т.к. «в проектах допускается при соответствующем обосновании назначать способы производства работ и технические решения, устанавливать величины предельных отклонений, объемы и методы контроля, отличающиеся от предусмотренных настоящими правилами». Это положение позволяет применять новые технологии (глубинные взрывы и шнековые сваи), описанные выше и отличающиеся от рекомендованных СП.

Возможное применение новых способов подготовки оснований согласуется с принципом, сформулированным в СНиП 10-01-94 о том, что «нормативные документы должны не предписывать, как проектировать и строить, а устанавливать требования к строительной продукции, которые должны быть удовлетворены, или цели, которые должны быть достигнуты в процессе проектирования и строительства. Способы достижения поставленных целей в виде объемно-планировочных, конструктивных или технологических решений должны носить рекомендательный характер».

5.3.3. СП 45.13330.2012 (п.п. 6.1.5 и 8.10) рекомендует при производстве работ в котлованах с лёссовыми грунтами оставлять защитный слой толщиной не менее 0,2 м, который удаляется непосредственно перед началом возведения сооружения, и уплотнять обратные засыпки (в том числе *грунтовыми сваями*) при заданных коэффициентах уплотнения сразу же после устройства фундаментов. Грунтовые сваи, изготовленные шнековым способом, были применены при восстановлении всех аварийных зданий Буденновской больницы (после террористического акта 1995 года) и зарекомендовали себя как надежное противопросадочное мероприятие на всех объектах, запроектированных автором.

5.3.4. Особое внимание при производстве свайных работ следует уделить опасности динамических воздействий на существующие здания и сооружения, построенные на неукрепленных просадочных грунтах. При устройстве забивных свай в просадочных грунтах следует учитывать ограничения по их применению в условиях плотной городской застройки. При выполнении забивных свайных фундаментов безопасное расстояние от близкорасположенных зданий и сооружений принимается не менее 25 метров [159, п 7.6.5]. Рекомендации СП (п. 7.6.6) по снижению допустимого безопасного расстояния распространяются на здания, находящиеся в удовлетворительном состоянии, и не помогают проектированию забивных свай вблизи зданий, построенных на просадочных грунтах. В качестве защитного мероприятия при забивке свай возможно применение отсечных траншей, как это делается при глубинных взрывах.



5.3.5. На стадии строительства, до начала пробной забивки свай, часто невозможно дать ответ на необходимость лидерных скважин для погружения забивных свай в просадочные грунты. Диаметр лидерных скважин в просадочных грунтах I типа должен быть на 50 мм менее диаметра свай, а в грунтовых условиях II типа – равным или менее 50 мм диаметра свай [159, п. 9.4]. Рекомендуемое полное замачивание лидерных скважин для облегчения забивки и задавливания свай в просадочные грунты [59, с. 132] приводит к снижению их несущей способности, что необходимо учитывать в проекте производства работ.

5.3.6. Применение лидерных скважин и подмыва для облегчения погружения свай должно учитываться при оценке несущей способности свай и возможного негативного влияния на окружающую застройку (СП, п. 12.1.3-12.1.5).

5.3.7. В случае недобива и сруба верхушки свай необходима корректировка их несущей способности с участием авторов проекта.

5.3.8. В условиях Северного Кавказа практически не применяются рекомендованные СП 45.13330.2012, п. 16 методы химического (силикатизация) и термического (обжиг) закрепления просадочных грунтов. Это объясняется не только их высокой стоимостью и сложной технологией, но и ограниченной областью применения в неравномерно замоченных просадочных грунтах.

5.3.9. Учитывая низкую точность оценки просадочности лёссовых грунтов и недостаточную разработанность строительных нормативов по проектированию свай в этих специфических образованиях, главным направлением по применению этого индустриального и эффективного вида фундаментов должно быть предварительное устранение просадочности в основаниях зданий и сооружений.

Для устранения просадочности может быть рекомендовано уплотнение глубинными взрывами [41] и шнековыми сваями [45], опробованное при участии автора на крупных стройках Северного Кавказа, а шнековые сваи при восстановлении аварийных объектов, построенных на свайных фундаментах.

5.3.10. В настоящее время глубинные взрывы – самый недорогой и эффективный способ устранения просадочности лёссовых толщ большой мощности (более 20 м) с учетом области и границ их применения. При

производстве глубинных взрывов, кроме взрывных нормативов, следует руководствоваться указаниями СП 45.13330.2012, п. 9: «в особо сложных условиях должен выполняться прогноз динамических воздействий на окружающую среду существующие здания и сооружения, а также экологическая оценка последствий выполнения этих работ... геотехнический и экологический мониторинг в зоне возможного влияния взрывных работ».

5.3.11. Рекомендуемые СП 45.13330.2012 (п.п. 17.1.7, 17.1.9, 7.1.10) способы устройства грунтовых свай и глубинных взрывов требуют корректировки:

- вместо удаления грунта и трамбования завала взрывных скважин, рекомендуется шнековая технология уплотнения грунтовых свай в скважинах, подготовленных удлинёнными зарядами (метод Ю.М. Абелева);

- рекомендуемый СП 45.13330.2012 *одновременный взрыв* глубинных зарядов ВВ из-за большой мощности становится опасным для окружающей застройки и неконтролируемым для невзорвавшихся зарядов;

- рекомендуемый СП 45.13330.2012, п. 17.1.9 «разрыв между окончанием замачивания и взрывами зарядов ВВ, в зависимости от размеров площадки, должен составлять не более 3-8 ч» создает заболачивание котлована и проблему осушения верхнего «буферного» слоя для его уплотнения. Для осушения верхнего слоя необходимо несколько дней в зависимости от погодных условий и геологии участка работ.

5.3.12. Устранение просадочности лёссовых грунтов в основаниях вновь строящихся, *аварийных и реконструируемых зданий и сооружений* и для повышения несущей способности свай в основаниях аварийных и реконструируемых объектов рекомендуются ***бурунабивные сваи, изготовленные шнековым способом***. При их изготовлении в качестве рабочего материала используется местный лёссовый грунт, а также, при необходимости, грунтоцементная и песчано-гравийная смесь, негашеная известь и другие крепители.

5.3.13. Бурунабивные бетонные сваи, испытывающие вертикальную нагрузку, можно армировать только в головной части длиной 2,0-2,5 м без хомутов

и спирали стрижнями диаметром 14-20 мм с выпусками 400-600 мм для связи с ростверком [144].

5.3.14. Уплотнение слабых водонасыщенных лёссов после гидровзрывного уплотнения эффективнее выполнить буронабивными шнековыми сваями, а не временной пригрузочной насыпью с вертикальными дренами (пример, Зернохранилище в с. Плаксейка). Материалом для последних может служить маловлажный местный грунт, песчано-гравийная смесь и/или негашеная известь, рекомендуемые СП 45.13330.2012, п. 17.2.1. Примером успешного опробования шнековых свай для укрепления слабых илов может служить проект Морского порта в г. Темрюк, разработанный МГСУ (рис. 5.1).

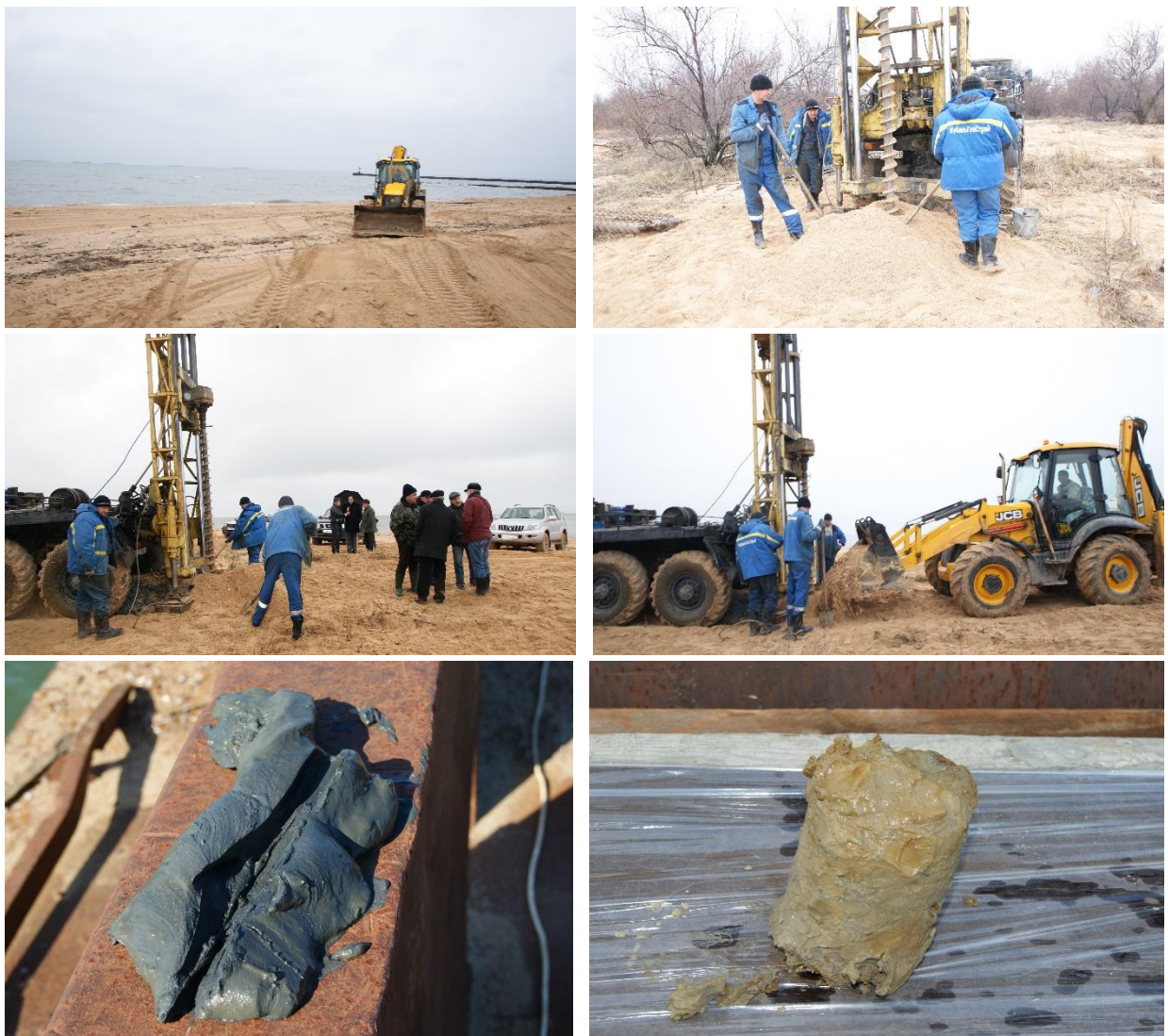


Рисунок 5.1 – Опытное уплотнение слабых грунтов на участке строительства морского порта в г. Темрюк (по заданию МГСУ). Внизу керн ила из скважины

5.3.15. В обводненных лёссовых грунтах рекомендуется сначала шнековым способом создать бетонные и песчано-гравийные сваи диаметром до 1,0 м с последующим опиранием на них забивных и буронабивных свай. Такая технология существенно повышает несущую способность забивных и буронабивных свай и позволяет отказаться от бурения с обсадными трубами в плывунных лёссах.

5.3.16. Рекомендуемые в СП 45.13330.2012, п.п. 14.2-14.3 способы устройства «стен в грунте» и противофильтрационные завесы могут быть выполнены шнековым способом с применением различных рабочих материалов.

5.3.17. При выполнении подрядных свайных работ необходимо соблюдать все виды контроля, предусмотренные СП 45.13330.2012 в Приложении «А», и требования, изложенные в Приложении «Н» СП 45.13330.2012.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. В работе впервые дана региональная характеристика строения, состава и свойств лёссовых грунтов, занимающих 85 % территории Северного Кавказа (рис. 1.4), с целью эффективного применения свайных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях Северо-Кавказского региона.

2. По фондовым и опубликованным данным изучен и обобщен положительный и неудачный опыт применения свайных фундаментов на лёссовых грунтах в Ставропольском и Краснодарском краях, Ростовской области, Кабардино-Балкарии, Чеченской республике и республики Ингушетия. Установлено, что неразработанность строительных норм и неучет местного опыта строительства в ряде случаев привели к авариям зданий и сооружений, построенных на свайных фундаментах и просадочных грунтах.

3. На достаточном статистическом материале получены достоверные зависимости для оценки состава и свойств лёссовых грунтов Северного Кавказа, которые могут быть полезными для применения в других регионах России:

- установлена тесная линейная зависимость числа пластичности и границы текучести лёссовых грунтов от содержания глинистой фракции:

$$I_p = 0,43 \cdot C_{<0,005\text{мм}} + 2,23; R = 0,969,$$

$$W_L = 0,557 \cdot C_{<0,005\text{мм}} + 16,24; R = 0,937;$$

- установлена тесная линейная зависимость числа пластичности от границы текучести лёссовых грунтов для всей территории Северного Кавказа, что позволяет контролировать определение влажности на границе раскатывания и более точно определить показатель консистенции, используемый при проектировании свайных фундаментов в просадочных грунтах:

$$I_p = 0,79 W_L - 12,95; R = 0,946;$$

- для ориентировочной оценки просадочности при нагрузках до  $P=0,3$  МПа предложены графики, учитывающие литологический состав, влажность и

плотность лёссовых грунтов. Графики рекомендуются взамен ошибочной таблицы табл. Б1 СП 11-105-97, часть III;

4. С участием автора опробован на крупных стройках комплексный метод устранения просадочности лёссовых грунтов любой мощности и просадочности (*глубинные взрывы и шнековые сваи*). Для практического применения глубинных взрывов составлено единственное в России *«Пособие по уплотнению просадочных лёссовых грунтов глубинными взрывами в условиях Северного Кавказа (изыскания, проектирование, производство работ)»*, согласованное с Госгортехнадзором России и ОАО «Кавказвзрывпром».

5. С участием автора для уплотнения и закрепления просадочных грунтов стали применяться *бурунабивные шнековые сваи* с широкой областью их применения, в том числе для повышения несущей способности забивных и бурунабивных бетонных свай.

6. Рекомендации по применению свайных фундаментов на просадочных грунтах Северного Кавказа, которые могут служить основой для разработки территориальных строительных норм (ТСН) субъектов Юга России.

#### **Перспективы дальнейшей разработки темы:**

1. Расширение и обновление статистических данных в целях уточнения зависимостей между физическими и физико-механическими характеристиками просадочных грунтов Северного Кавказа и других регионов России.

2. Развитие и совершенствование методов оценки просадочности лёссовых грунтов за счет применения новых технологических и конструктивных приемов.

3. Полевое опробование и распространение методов комплексного устранения просадочности при новом строительстве, реконструкции и авариях зданий и сооружений, построенных на свайных фундаментах.

4. Оценка несущей способности свай на просадочных грунтах в сейсмических районах Северного Кавказа [23; 73; 131].

### Список использованной литературы

1. Абелев, М. Ю. Оценка просадочности грунтового массива из лёссовых грунтов [Текст] / М. Ю. Абелев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 6. – С. 18-21.
2. Абелев, М. Ю. Эффективность существующих методов строительства на просадочных грунтах II типа [Текст] / М. Ю. Абелев, В. И. Крутов // Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – С. 31-36.
3. Абелев, М. Ю. Осадки фундаментов зданий на буронабивных сваях, на закрепленных и уплотненных лёссовых грунтах [Текст] / М. Ю. Абелев, В. И. Крутов, Д. Л. Бекжанов // Проектирование и инженерные изыскания. – 1985. - № 6. - С. 28-30
4. Абелев, Ю. М. Изготовление набивных грунтовых свай в макропористых грунтах методом взрывов [Текст] / Ю. М. Абелев // Строительная промышленность. – 1936. – № 10. – С. 10-14.
5. Абелев, Ю. М. Основные результаты изучения особенностей строительных свойств лёссовидных грунтов и методов их упрочнения [Текст] / Ю. М. Абелев // Строительство на лёссовидных грунтах (По материалам совещания по строительству на лёссовидных грунтах, 23–25 марта 1938 г.). – Москва ; Харьков : Госстройиздат, 1936. – С. 12-15.
6. Абелев, Ю. М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах [Текст] / Ю. М. Абелев, М. Ю. Абелев. - Изд. второе, доп. и перераб. – Москва : Стройиздат, 1968. – 432 с.
7. Абелев, Ю. М. Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах [Текст] / Ю. М. Абелев. – Москва : Стройвоенмориздат, 1948. – С. 26-32.
8. Агишев, И. А. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов [Текст] / И. А. Агишев // Основания и фундаменты : бюл. – 1957. - № 20. – С. 11-12.



9. Акройд, Т. Лабораторные испытания грунтов [Текст] / Т. Акройд. - Москва : Науч. изд-во Минавтранса, 1959. – 220 с.
10. Ананьев, В. П. Минералогический состав и свойства лёссовых пород [Текст] / В.П. Ананьев. - Ростов-на-Дону, 1964. – 143 с.
11. Ананьев, В. П. Эксплуатация и ремонт зданий на лёссовых просадочных грунтах [Текст] / В. П. Ананьев, Я. Д. Гильман. – Москва : Стройиздат, 1977. – 102 с.
12. Ананьев, В. П. Лёссовые породы как основания сооружений [Текст] / В. П. Ананьев, Я. Д. Гильман, В. И. Коробкин. - Ростов-на-Дону : Изд-во Ростов. ун-та, 1976. – 216 с.
13. Ананьев, В. П. Инженерно-геологическое районирование Кабардинской предгорной равнины и прилегающего к ней района среднего течения р. Терека [Текст] / В. П. Ананьев, Г. А. Дербинян // Вопросы исследования лёссовых грунтов, оснований и фундаментов : сб. ст. - Ростов-на-Дону : РИСИ, 1976. – Вып. 6. - С. 75-76.
14. Ананьев, В. П. Минералы лёссовых пород [Текст] / В. П. Ананьев, В. И. Коробкин. – Ростов-на-Дону : Изд-во Ростов. ун-та, 1980. – 200 с.
15. Антонова, Е. В. О сравнении компрессионных и штамповых модулей деформации [Текст] / Е. В. Антонова, Н. А. Бондаренко, Ю. П. Васильев // Сергеевские чтения. Научное обоснование актуализации нормативных документов инженерно-геологических и инженерно-экологических изысканий (23-24 марта 2010 г.). - Москва: РУДН, 2012. – Вып. 12. – С. 305-310.
16. Бабичев, В. П. О целесообразных типах свай в просадочных грунтах I типа [Текст] / В. П. Бабичев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 4. – С. 16-18.
17. Багдасаров, Ю. А. О достоверности оценки просадочности [Текст] / Ю. А. Багдасаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 2. – С. 21-26.

18. Балаев, Л. Г. Особенности проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений на лёссовых грунтах Северного Кавказа [Текст] / Л. Г. Балаев. – Ставрополь : Сев.-Кав. отд-ние ПНИИИС Госстроя СССР, 1970. – 215 с.
19. Балаев, Л. Г. Лёссовые породы Центрального и Восточного Предкавказья [Текст] / Л. Г. Балаев, П. В. Царев. – Москва : Наука, 1964. – 248 с.
20. Бахолдин, Б. В. Исследования сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи и предложения по их учету [Текст] / Б. В. Бахолдин, В. И. Берман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – № 4. – С. 11-15.
21. Беспалый, И. Д. Результаты наблюдений за домами, построенными на просадочных грунтах в Херсоне [Текст] / И. Д. Беспалый // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 1. – С. 22-24.
22. Богомолов, А. Н. К вопросу об отборе образцов лёссовых грунтов ненарушенного сложения при инженерно-геологических изысканиях [Текст] / А. Н. Богомолов, Ю. И. Олянский, С. И. Шиян // Инженерная геология. – 2009. – № 4. – С. 56-58.
23. Булгаков, А. Г. Постановка и решение задачи о взаимодействии строительных сооружений на свайных фундаментах с сейсмическими волнами [Текст] / А.Г. Булгаков, В.П. Дыба, Г.М. Скибин // Теория инженерных сооружений, строительные конструкции. – 2014. – № 2 (52). – С. 3-13.
24. Васильев, А. В. Об отборе монолитов грунтов вибрационным способом [Текст] / А. В. Васильев, О. П. Медведев, В. И. Козловский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 3. – С. 36-37.
25. Васильев, В. А. Методика и результаты опробования буровых наконечников при проходке скважин для испытания глинистых грунтов полевыми методами [Текст] / В.А. Васильев, А.Л. Герасимов // Инженерные изыскания в строительстве. Инженерно-геологические исследования в связи со строительством на Северном Кавказе. – Москва, 1977. – Вып. 10 (63). - С. 10-12.
26. Веселовский, В. М. К вопросу определения характеристик глинистого грунта пластичной консистенции по физическим свойствам [Текст] / В. М.

Веселовский // Труды Института оснований. Сб. 42: Грунтоведение. – Москва : Госстройиздат, 1960. – С. 32-39.

27. Вило, А. Изучение свойств слабых глинистых грунтов [Текст] / А. Вило // Строительство на слабых грунтах. Труды . по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. - Рига, 1970. – С. 60-64.

28. Галай, Б.Ф. Критические замечания к положениям нормативных документов по оценке просадочности лёссовых грунтов по их физическим характеристикам [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова // Инженерные изыскания. – 2016. – № 14. – С.18-22.

29. Галай, Б. Ф. Влияние состава вещества на распределение влаги в лёссовых толщах [Текст] / Б.Ф. Галай // Доклады Академии наук СССР. – 1975. – Т. 222, № 3. – С. 705-707.

30. Галай, Б. Ф. Водорастворимые соли как палеогеографические индикаторы лёссовых толщ Предкавказья [Текст] / Б.Ф. Галай // Доклады АН СССР. – 1986. – Т. 288, № 2. – С. 25-29.

31. Галай, Б. Ф. Генетический и палеогеографический анализ просадочности лёссовых толщ Северного Кавказа [Текст] / Б.Ф. Галай // Инженерная геология. – 1989. – № 3. – С. 33-45.

32. Галай, Б. Ф. Использование границы текучести глинистых грунтов для характеристики их пластичности [Текст] / Б. Ф. Галай // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – № 4. – С. 23-43.

33. Галай, Б. Ф. Лёсс. Взрывы. Шнековые сваи. Градостроительство и ЖКХ [Текст] : науч. ст. / Б. Ф. Галай // Ставрополь : Сервисшкола ; Сев.-Кав. федер. ун-т. – 2014. – 462 с.

34. Галай, Б. Ф. О гранулометрической классификации лёссовых пород (на примере Северного Кавказа) [Текст] / Б. Ф. Галай // Классификационные критерии разделения лёссовых пород. – Москва : Наука. – 1984. – С. 23-25.

35. Галай, Б. Ф. Опорный разрез лёссов Предкавказья / Б. Ф. Галай // Доклады Академии Наук СССР. – 1984. – Т. 279, № 1. – С. 160-163.

36. Галай, Б. Ф. Рекомендации по проектированию и устройству буронабивных грунтовых свай, изготовленных шнековым способом в просадочных и слабых грунтах [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова. - 3-е изд., доп. – Ставрополь : Сев.-Кав. федер. ун-т, 2016. – 96 с.

37. Галай, Б. Ф. Уплотнение просадочных грунтов глубинными взрывами [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова. – Ставрополь : Сервисшкола, 2015. – 240 с.

38. Галай, Б. Ф. Статистическое сопоставление оценки просадочности лёссовых грунтов по методам одной и двух кривых [Текст] / Б. Ф. Галай // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 2. – С. 22-23.

39. Галай, Б. Ф. Характеристика макроагрегатов лёссовых пород разных типов и их влияние на просадочные свойства [Текст] / Б. Ф. Галай // Труды XIX науч. конф. ВИСИ, 1965. – С. 28-35.

40. Галай, Б. Ф. Проблемы воссоздания Казанского собора в г. Ставрополе [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Аксенов, Г. В. Бутылина // Вестник СевКавГТУ. Сер.: Естественная наука. – 2003. - № 1 (6). – С. 113-117.

41. Галай, Б. Ф. Пособие по уплотнению просадочных грунтов глубинными взрывами в условиях Северного Кавказа (изыскания, проектирование, производство работ) / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова. – Ставрополь : Сервисшкола, 2016. – 96 с.

42. Галай, Б. Ф. Аварии зданий и сооружений в г. Кисловодске [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова // Инженерная геология Северо-Западного Кавказа и Предкавказья: современное состояние и основные задачи : сб. науч. тр. – Краснодар : Просвещение-Юг, 2016. – С. 71-76.

43. Галай, Б. Ф. К 20-летию восстановления аварийных зданий буденновской больницы (после террористического акта 1995 года) [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова // Инженерная геология Северо-Западного Кавказа и Предкавказья: современное состояние и основные задачи : сб. науч. тр. – Краснодар : Просвещение-Юг, 2016. – С. 77-81.

44. Галай, Б. Ф. Критические замечания к положениям нормативных документов по оценке просадочности лёссовых грунтов по их физическим характеристикам [Текст] / Б. Ф. Галай, В. В. Сербин, В. С. Плахтюкова // Инженерные изыскания. – 2016. - № 14. – С. 18-22.

45. Галай, Б. Ф. Рекомендации по проектированию и устройству буронабивных грунтовых свай, изготовленных шнековым способом в просадочных и слабых грунтах [Текст] / Б. Ф. Галай, В.В. Сербин, В. С. Плахтюкова. - 3-е изд., доп. - Ставрополь, 2016. – 96 с.

46. Галай, Б. Ф. Результаты применения противопросадочных мероприятий в Ставропольском крае [Текст] / Б.Ф. Галай // Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве : материалы VIII Всесоюз. совещ. – Киев : Будивельник, 1974. – С. 84-88.

47. Герасимов, И. П. Палеогеография Европы за последние сто тысяч лет (Атлас-монография) [Текст] / И. П. Герасимов, А. А. Величко. – Москва : Наука, 1982. – 175 с.

48. Гильман, Я. Д. Основания и фундаменты на лёссовых просадочных грунтах [Текст] / Я. Д. Гильман. - Ростов-на-Дону : Ростов. инж.-строит. ин-т, 1991. – 220 с.

49. Гильман, Я. Д. Строительные свойства лёссовых грунтов и проектирование оснований и фундаментов [Текст] / Я. Д. Гильман, В. П. Ананьев. - Ростов-на-Дону : Ростов. инж.-строит. ин-т, 1971. – 132 с.

50. Гильман, Я. Д. Анализ особенностей деформирования зданий на лёссовых грунтах II типа по просадочности [Текст] / Я. Д. Гильман, В.В. Логутин, С.М. Черкасов // Вопросы исследования лёссовых грунтов и методов возведения фундаментов на них : межвуз. сб. - Ростов-на-Дону : Ростов. инж.-строит. ин-т, 1986. – С. 93-98.

51. Гильман, Я. Е. Строительные свойства лёссовых грунтов и проектирование оснований и фундаментов [Текст] / Я.Д. Гильман, В.П. Ананьев. Ростов-на-Дону : Ростов. инж.-строит. ин-т, 1971. – 75 с.

52. Гольдштейн, М. Н. Трудности строительства на просадочных грунтах [Текст] / М. Н. Гольдштейн // Инженерная геология. – 1984. – № 5. – С. 10-11.
53. Горбунов-Посадов, М. И. Определение значения модуля деформации по величине простейших грунтовых характеристик [Текст] / М. И. Горбунов-Посадов, С. И. Синельников // Основания и фундаменты : бюл. - 1958. - № 21. – С. 17-23.
54. Гордеев, М. Н. Опыт устройства буронабивных свай при строительстве Камского автомобильного завода [Текст] / М. Н. Гордеев, Н. В. Дмитриев, Г. Т. Пестов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 6. – С. 11-13.
55. ГОСТ 12536-2014 Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава [Текст]. – Москва : Стандартиформ, 2015. - 18 с.
56. Григорян, А.А. К вопросу о дальнейшем развитии механики грунтов / А.А. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 6. – С. 25-27.
57. Григорян, А. А. О количественной оценке просадочности [Текст] / А. А. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 2. – С. 17-21.
58. Григорян, А. А. Об эффективности использования свайных фундаментов из буронабивных свай в инженерно-геологических условиях по «Атоммаш» [Текст] / А. А. Григорян // Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – С. 71-74.
59. Григорян, А. А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах [Текст] / А. А. Григорян. – Москва : Стройиздат, 1984. – 163 с.
60. Григорян, А. А. Экспериментальное изучение сил «отрицательного трения» на боковой поверхности свай при просадке грунтов от собственного веса [Текст] / А. А. Григорян, Р. Г. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 5. – С. 10-12.

61. Григорян, А. А. Несущая способность буронабивных свай на площадке строительства Волгодонского завода тяжелого машиностроения [Текст] / А. А. Григорян, И. И. Хабибуллин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 2. – С. 13-16.

62. Григорян, А. А. Прогноз просадки грунтов по данным опытного замачивания котлованов [Текст] / А. А. Григорян, Ю. А. Чиненков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 5. – С. 18-23.

63. Гупаленко, В. И. Исследование работы буронабивных свай и уплотненных массивов при просадках окружающих их грунтов от собственного веса [Текст] / В. И. Гупаленко, А. А. Руденко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – № 2. – С. 22-24.

64. Дашко, Р. Э. Научно-практическое обоснование изменения положений действующих ГОСТов по номенклатуре песчано-глинистых грунтов и методов их состава, состояния и физико-механических свойств [Текст] / Р. Э. Дашко // Сергеевские чтения. Научное обоснование актуализации нормативных документов инженерно-геологических и инженерно-экологических изысканий (23-24 марта 2010 г.). – Москва : РУДН, 2010. – Вып. 12. – С. 315-320.

65. Дежин, Ю. В. Свайные фундаменты крупнопанельных зданий в условиях просадочных грунтов Ростовской области [Текст] / Ю. В. Дежин. Ростов-на-Дону, 1964. – 47 с.

66. Дежин, Ю. В. Повышение надежности проектирования свайных фундаментов в лёссовых просадочных грунтах [Текст] / Ю. В. Дежин, В. В. Ходня // Вопросы исследования лёссовых грунтов и методов возведения фундаментов на них : межвуз. сб. - Ростов-на-Дону : Ростов. инж.-строит. ин-т, 1986. – С. 99-104.

67. Денисов, Н. Я. О нижнем пределе текучести как критерии для оценки устойчивости грунтов [Текст] / Н. Я. Денисов // Проблемы советской геологии. – 1934. – № 10. – С. 10-15.

68. Денисов, Н. Я. О природе деформаций глинистых пород [Текст] / Н. Я. Денисов. – Москва : Изд-во М-ва речн. флота, 1951. – 200 с.

69. Дзагов, А. М. Осадки буронабивных свай при длительном замачивании просадочных грунтов [Текст] / А. М. Дзагов, В. Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – № 5. – С. 12-18.
70. Дмитриев, В. В. Точность ареометрического и пипеточного методов определения гранулометрического состава глинистых грунтов [Текст] / В. В. Дмитриев, Е. А. Зеленцова // Ускорение науч.-техн. прогресса в фундаментостроении. – Москва : Стройиздат, 1987. – С. 32-34.
71. Дмитриев, Н. В. Специальные виды работ при устройстве оснований и фундаментов на просадочных грунтах по "Атоммаш" и Волгодонска [Текст] / Н. В. Дмитриев, Л. И. Малышев, И. Г. Гальперин // Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах : тез. докл. и сообщ. всесоюз. конф. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – С. 24-28.
72. Дорджиев, А. А. Определение структурной прочности грунтов на застроенных территориях в процессе эксплуатации [Текст] / А. А. Дорджиев, Г. М. Скибин, А. Г. Дорджиев // Вестник ПНИПУ Сер.: Строительство и архитектура. – 2014. - № 3. – С. 150-159.
73. Дыба, В. П. Модель колебаний высотного сооружения при взаимодействии с грунтом [Текст] / В. П. Дыба, О. А. Бурцева, С. А. Чипко // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : матер. Всерос. науч.-техн. конф., г. Новочеркасск, 7-8 июня 2012 г. – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 415-424..
74. Дранников, А. М. Просадочные свойства лёссовых грунтов и методы их оценки [Текст] / А. М. Дранников // Вопросы строительства на лёссовых грунтах : докл. межвуз. науч. конф. – Воронеж : Воронеж. инж.-строит. ин-т, 1961. – С. 143-149.
75. Егоров, С. Н. К вопросу об определении показателей сопротивления сдвигу и сжимаемости грунтов по их физическим свойствам [Текст] / С. Н. Егоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. – № 1. – С. 21-25.
76. Еникеев, В. М. О возможности определения несущей способности свай в просадочных грунтах зондирующей установкой С-832М [Текст] / В. М. Еникеев,



В. В. Беклемишев // Вопросы фундаментостроения. - Уфа: НИИпромстрой, 1978. – Вып. 24. - С. 50-53.

77. Запорожченко, Э. В. Просадочные деформации лёссовых пород, связанные с их длительным увлажнением [Текст] / Э. В. Запорожченко, А. Н. Хуртин // Инженерные изыскания в строительстве. Методы инженерно-геологических и гидрогеологических исследований. – Киев : Будивельник, 1972. – С. 33-41.

78. Зеленцов, О. В. Грунтоносы для отбора монолитов грунта из буровых скважин [Текст] / О. В. Зеленцов, А. В. Васильев // Инженерные изыскания в строительстве : рефер. сб. Сер.: II. - Москва, 1974. – Вып. 1 (29). - С. 18-21.

79. Зиангиров, Р. С. Особенности инженерно-геологических изысканий на площадках, сложенных просадочными грунтами II типа [Текст] / Р. С. Зиангиров, В. С. Быкова, Б. Ф. Галай // Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах : тез. докл. и сообщ. всесоюз. конф. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – С. 8-13.

80. Зиангиров, Р. С. Оценка модуля общей деформации воскресенских глин с использованием метода статических нагрузок штампами [Текст] / Р. С. Зиангиров, В. И. Каширский // Инженерная геология. - 2009. - № 3. - С. 44-50.

81. Зиангиров, Р. С. Статическое зондирование в инженерно-геологических изысканиях [Текст] / Р. С. Зиангиров, В. И. Каширский // Инженерная геология. - 2006. – № 3. - С. 13-20.

82. Журнаджи, В. А. Сопротивление лёссовых оснований висячих свай [Текст] / В. А. Журнаджи // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 5. – С. 30-32.

83. Журнаджи, В.А. Основания и фундаменты зданий на лёссовых просадочных грунтах (изыскания, проектирование, возведение) [Текст] / В. А. Журнаджи, В. П. Ананьев, Я. Д. Гильман. - Ростов-на-Дону : Изд-во Ростов. ун-та, 1968. – 320 с.

84. Журнаджи, В. А. Об определении возможных деформаций просадочных оснований и выборе строительных мероприятий (в порядке обсуждения) [Текст] /

В. А. Журнаджи, В. П. Ананьев, З. С. Уколова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1963. – № 6. – С. 23-26.

85. Игнатова, О. И. Исследование корреляционных связей между физическими характеристиками и модулем деформации глинистых делювиальных грунтов пластичной консистенции [Текст] / О. И. Игнатова // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1966. – № 2. – С. 12-13.

86. Игнатова, О. И. Исследование статистической зависимости между модулем деформации и физическими характеристиками четвертичных глинистых грунтов [Текст] / О.И. Игнатова // Основания, фундаменты и подземные сооружения: научное издание. - 1967. – С. 153-158.

87. Игнатова, О. И. Корректировка значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрессионных приборах [Текст] / О. И. Игнатова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 2. – С. 8-10.

88. Игнатова, О. И. Исследование зависимости между модулем деформации и физическими характеристиками глинистых аллювиальных грунтов [Текст] / О. И. Игнатова, В. В. Михеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 2. – С. 14-20.

89. Ильичев, В. А. Причины сверхнормативных осадок производственных и жилых зданий на просадочных грунтах II типа [Текст] / В. А. Ильичев // Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – С. 28-31.

90. Ильичев, В. А. Справочник геотехника: Основания, фундаменты и подземные сооружения [Текст] / В. А. Ильичев, Р. А. Мангушев. – Москва : Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

91. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Правила производства работ в районах развития опасных геологических процессов [Текст]: СП 11-105-97. – Москва, 2000. – Ч. II. – 93 с.

92. Иовчук, А. Т. О применении свай в грунтах со слабыми прослойками [Текст] / А. Т. Иовчук, И. С. Бабицкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 2. – С. 32-36.
93. Коробкин, В. И. Субаэральный литогенез и свойства пылевато-глинистых отложений [Текст] / В. И. Коробкин, Л. Г. Балаев, Б. Ф. Галай. – Ростов-на-Дону : Изд-во Ростов. ун-та, 1985. – 208 с.
94. Коханенко, М. П. Восстановление гражданских зданий на просадочных грунтах: (практика и методы производства работ [Текст] : учеб. пособие для системы повышения квалификации / М. П. Коханенко, Г. П. Поляков, В. Б. Шевелев. – Москва : Стройиздат, 1990. – 184 с.
95. Крутов, В. И. Об основных характеристиках толщ просадочных грунтов [Текст] / В. И. Крутов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 2. – С. 20-24.
96. Крутов, В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах / В. И. Крутов. – Киев : Будивельник, 1982. – 224 с.
97. Крутов, В. И. Проектирование и строительство на лёссовых просадочных грунтах [Текст] / В. И. Крутов, Ю. А. Багдасаров // Современные проблемы инженерной геологии лёссовых пород. - Москва., 1989. – 69 с.
98. Крутов, В. И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах [Текст] / В. И. Крутов, А. С. Ковалев, В. А. Ковалев. – Москва : АСВ, 2012. – 560 с.
99. Крутов, В. И. Полевой метод определения относительной просадочности лёссовых грунтов статическим зондированием [Текст] / В. И. Крутов, Б. И. Кулачкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – № 3. – С. 29-32.
100. Крутов, В. И. Уплотнение грунтов на строительстве в Набережных Челнах [Текст] / В. И. Крутов, Н. Б. Левонтин, М. Ш. Бибишев // Основания, фундаменты и механика грунтов - 1981. – № 4. – С. 4-6.
101. Крутов, В. И. Фундаменты мелкого заложения [Текст] / В. И. Крутов, Е. А. Сорочан, В. А. Ковалев. – Москва : АСВ, 2009. – 232 с.

102. Крутов, В. И. Определение относительной просадочности грунта статическим зондированием с поверхности шурфа [Текст] / В. И. Крутов, Р. П. Эйдук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 3. – С. 11-12.
103. Ларионов, А. К. Инженерно-геологическое изучение структуры рыхлых осадочных пород [Текст] / А. К. Ларионов. – Москва : Недра, 1966. – 328 с.
104. Ларионов, А. К. Методы исследования структуры грунтов / А. К. Ларионов. – Москва : Недра, 1971. – 200 с.
105. Ларионов, А. К. Лёссовые породы и их строительные свойства / А. К. Ларионов, В. А. Приклонский, В. П. Ананьев. – Москва : Госгортехиздат, 1959. – 368 с.
106. Ларионов, А. К. Инженерно-геологическое изучение структуры рыхлых осадочных пород: (структура грунта) [Текст] / А. К. Ларионов. – Москва : Недра, 1966. – 328 с.
107. Лёссовые породы СССР [Текст]. – Москва : Наука, 1966. – 256 с.
108. Литвинов, И. М. Глубинное укрепление и уплотнение просадочных грунтов [Текст] / И. М. Литвинов. - Киев: Будивельник, 1969. – 184 с.
109. Литвинов, И. М. Изменение свойств просадочных лёссовых грунтов по глубине после их уплотнения замачиванием и энергией взрывов [Текст] / И. М. Литвинов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 6. – С. 24-25.
110. Литвинов, И. М. Опыт глубинного уплотнения просадочных грунтов с применением энергии взрывов [Текст] / И. М. Литвинов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 6. – С. 25-29.
111. Литвинов, И. М. Опыт проведения взрывных работ при глубинном уплотнении просадочных лёссовых грунтов в условиях застроенного участка [Текст] / И. М. Литвинов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1969. – № 4. – С. 29-32.
112. Литвинов, И. М. Укрепление и уплотнение просадочных грунтов в жилищном и промышленном строительстве [Текст]. - Киев: Будивельник, 1977. – 288 с.

113. Литвинов, И. М. Ускоренный способ глубинного уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием и энергией взрывов [Текст] / И. М. Литвинов // Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве : материалы VIII Всесоюз. совещ. - Киев: Будивельник, 1974. – С. 47-62.
114. Лукманов, Т. А. Анализ аварий жилых домов в г. Краснодаре [Текст] / И. М. Литвинов // Инженерная геология Северо-Западного Кавказа и Предкавказья: современное состояние и основные задачи. - Краснодар: Просвещение-Юг, 2016. – 303 с.
115. Мангушев, Р. А. Современные свайные технологии : учеб. пособие [Текст] / Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. - 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : АСВ, 2010. – 240 с.
116. Мангушев, Р. А. К вопросу контроля качества изготовления и приемки буронабивных свай [Текст] / Р. А. Мангушев, А. Б. Пономарев // Вестник ПНИПУ. Сер.: Строительство и архитектура. – 2014. – № 3. – С. 88-111.
117. Мариупольский, Л. Г. Исследование грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов [Текст] / Л. Г. Мариупольский. – Москва : Стройиздат, 1989. – 199 с.
118. Мельников, П. Ф. Исследование по разработке методов подготовки засоленных и карбонатных грунтов к гранулометрическому анализу [Текст] / П. Ф. Мельников // Ученые записки МГУ. – 1956. - Вып. 177, кн. 4. – С. 81-94.
119. Михеев, В. В. О проекте новой редакции Норм и Технических условий проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений [Текст] / В. В. Михеев, Д. Е. Польшин, Р. А. Токарь // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1960. – № 5. – С. 24-30.
120. Огоноченко, В. П. О корреляции инженерно-геологических свойств горных пород с учетом точности измерений [Текст] / В. П. Огоноченко // Математические методы в инженерной геологии массивов горных пород : тр. ПНИИИС. – Москва : Стройиздат, 1974. – С. 84-91.

121. Осипов, В.И. Механизм физико-химической диспергации и стабилизации глинистых суспензий [Текст] / В. И. Осипов // Вопросы инженерной геологии и грунтоведения. – Москва : Изд-во МГУ, 1973. – Вып. 3. – С. 157-161.
122. Осипов, В. И. Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород [Текст] / В. И. Осипов. – Москва : Изд-во МГУ, 1979. – 235 с.
123. Особенности проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений на лёссовых просадочных грунтах Северного Кавказа [Текст]. – Ставрополь : Сев.-Кав. отд-ние ПНИИИС, 1970. – 214 с.
124. Пинк, М. Н. Некоторые вопросы проектирования свайных фундаментов на слабых грунтах [Текст] / М. Н. Пинк // Проблемы строительства на слабых грунтах : материалы Всесоюз. совещ. по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. – Рига : РПИ, 1972. – С. 11-18.
125. Пономарев, А. Б. Несущая способность забивных свай в слабых водонасыщенных грунтах с учетом фактора времени [Текст] / А. Б. Пономарев, М. А. Безгодов // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. – № 1. – С. 7-15.
126. Пономарев, А. Б. Сопоставление результатов натурных испытаний свай с результатами статического зондирования в слабых водонасыщенных глинистых грунтах с учетом фактора времени [Текст] / А. Б. Пономарев, М. А. Безгодов // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 2 (43). – С. 79-84.
127. Попсуненко, И. К. Осадки зданий, возведенных на грунтах со II типом просадочности [Текст] / И. К. Попсуненко, А. А. Руденко, А. И. Марков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 1. – С. 6-8.
128. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1986. – 415 с.
129. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1986. – 567 с.

130. Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах [Текст] : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – 114 с.

131. Пшеничкин, А. П. Надежность зданий и оснований в особых условиях [Текст] / А. П. Пшеничкин, В. А. Пшеничкина : учеб. пособие – Волгоград : ВолгГАСУ, 2009. – 218 с.

132. Пшеничкина, В. А. Оценка сейсмостойкости жилищного фонда Ставропольского края [Текст] / В. А. Пшеничкина, С. И. Экба, П. А. Сидякин // Вестник МГСУ. - 2017. - Т. 12, Вып. 4 (103). – С. 452-456.

133. Рекомендации по уплотнению просадочных грунтов большой мощности гидровзрывным методом [Текст] // НИИСК Госстроя СССР. – Москва : Стройиздат, 1984. – 56 с.

134. Россихин, Ю. В. Отрицательное трение на боковой поверхности свай при уплотнении слабой толщи пригрузкой, распределенной на значительной площади. Оценка последствий перегрузки оснований свайных фундаментов, окруженных оседающим слабым грунтом [Текст] / Ю. В. Россихин // Строительство на слабых грунтах. – Рига : РПИ, МИСИ, НАМГиФ, 1970. – С. 32-38.

135. Рубинштейн, А. Я. Использование результатов динамического зондирования для расчета свайных фундаментов [Текст] / А. Я. Рубинштейн // Основания, фундаменты и механика грунтов : материалы III Всесоюз. совещ. – Киев : Будивельник, 1971. – С. 46-48.

136. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1977. – 375 с.

137. Руководство по проектированию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1969. – 30 с.

138. Руководство по проектированию свайных фундаментов [Текст]. – Москва : НИИОСП им. Н. М. Герсевича, 1980. – 151 с.

139. Рыжков, И. Б. Статическое зондирование грунтов [Текст] : моногр. / И. Б. Рыжков, О. К. Исаев. – Москва : Изд-во АСВ, 2010. – 496 с.
140. Савинов, А. В. Применение свай, погружаемых вдавливанием, при реконструкции исторической застройки городов [Текст] : автореф. ...д-ра техн. наук : 05.23.02 / Савинов Алексей Валентинович. - Волгоград, 2008. – 34 с.
141. Сазонова, С. А. Планирование эксперимента по исследованию зависимости между коэффициентом уплотнения и модулем деформации [Текст] / С. А. Сазонова, А. Б. Пономарев // Вестник ПНИПУ. Сер.: Строительство и архитектура. – 2015. – № 3. – С. 67-80.
142. Самарин, И. К. О сжимаемой толще оснований гидротехнических сооружений по данным натурных наблюдений за их осадками (в порядке обсуждения) [Текст] / И. К. Самарин // Основания, фундаменты, механика грунтов. – 1962. – № 6. – С. 7-10.
143. Сафронов, И. Н. Проблемы геоморфологии Северного Кавказа и поиски полезных ископаемых [Текст] / И. Н. Сафронов. – Ростов-на-Дону : Изд-во Ростов. ун-та, 1983. – 160 с.
144. Сбитнев, А. В. Несущая способность свай, выполненных по технологии вытеснения в слабых грунтах [Текст] : автореф. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Сбитнев Андрей Владимирович. – Санкт-Петербург, 2008. - 88 с.
145. Сендеров, Б. В. Аварии зданий и сооружений [Текст] / Б. В. Сендеров. – Москва : Стройиздат, 1991. – 216 с.
146. Сергеев, Е. М. Грунтоведение [Текст] : учеб. для вузов / Е. М Сергеев. - 2-е изд., перераб. – Москва : МГУ, 1959. – 334 с.
147. Сергеев, Е. М. Инженерная геология [Текст] / Е. М Сергеев. – Москва : Изд-во МГУ, 1978. – 384 с.
148. СН 33-66. Указания по глубинному уплотнению просадочных грунтов в основании зданий и сооружений грунтовыми сваями [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1966. – 28 с.
149. СНиП 2.02.01-83\* Основание зданий и сооружений [Текст]. - Москва : ГУП ЦПП, 1996. – 48 с.



150. СНиП II-15-74 Основания зданий и сооружений [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1975. – 65 с.
151. СНиП III-Б.10-62. Строительство на просадочных грунтах. Правила организации, производства и приемки [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1963. – 6 с.
152. СНиП II-Б.1-62. Основания зданий и сооружений [Текст]. Нормы проектирования. – Москва : Стройиздат, 1962. – 20 с.
153. СНиП II-Б.2-62. Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. Нормы проектирования [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1962. – 8 с.
154. СНиП II-Б.5-62. Свайные фундаменты из забивных свай. Нормы проектирования [Текст]. – Москва : Госстройиздат, 1962. – 12 с.
155. Соколов, Н. М. Строительство крупнопанельных зданий на просадочных грунтах [Текст] / Н. М. Соколов, В. И. Крутов, Е. А. Сорочан. - Москва : Стройиздат, 1965. – 192 с.
156. Соколовский, С. П. К вопросу о просадочности орошаемых площадей на Мало-Кабардинской оросительной системе [Текст] / С. П. Соколовский // Просадочные деформации лессовых пород Центрального Предкавказья. – Москва : Изд-во АН СССР, 1963. – С. 24-31.
157. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть III. Правила производства работ в районах распространения специфических грунтов [Текст] // Госстрой России. – Москва : ПНИИИС Госстроя России, 2000. – 79 с.
158. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. [Текст]. – Москва : Минрегион России, 2011. – 162 с.
159. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Москва : Минрегион России, 2011. – 85 с.
160. СП 47.13330.2012 (актуализированная редакция СНиП 11-02-96). Инженерные изыскания для строительства. Основные положения [Текст]. – Москва : Госстрой России, 2012. – 110 с.

161. Справочник проектировщика. Сложные основания и фундаменты [Текст] / Гос. ин-т по проектированию оснований и фундаментов "Фундаментпроект" ; под ред. Ю. Г. Трофименкова. – Москва : Стройиздат, 1969. – 271 с.
162. Строительные нормы и правила СНиП II-17-77. Свайные фундаменты [Текст]. – Москва : Стройиздат, 1978.
163. Текучев, Ю. Б. О полевых испытаниях грунтов штампами малой площади [Текст] / Ю. Б. Текучев, Е. П. Конашинская // Инженерные изыскания. - 2010. – № 8. - С. 24-25.
164. Тер-Мартirosян, З. Г. Механика грунтов [Текст] : моногр. / З. Г. Тер-Мартirosян. – Москва : АСВ, 2009. – 552 с.
165. Тер-Мартirosян, З. Г. Напряженно-деформированное состояние грунта в процессе его уплотнения грунтовыми сваями и последующего нагружения его под воздействием внешней нагрузки [Текст] / З. Г. Тер-Мартirosян, Малек Али Саид Мухамед Абдул // Вестник МГСУ. - 2008. - № 2. - С. 96-106.
166. Терцаги, К. Инженерная геология [Текст] / К. Терцаги. - Ленинград ; Москва : Геолразведиздат, 1932. – 390 с.
167. Терцаги, К. Механика грунтов в инженерной практике [Текст] / К. Терцаги, Р. Пек. – Москва : Стройиздат, 1958. – 608 с.
168. Трофименков, Ю. Г. О вероятных ошибках при определении несущей способности забивных свай по показателю текучести глинистых грунтов [Текст] / Ю. Г. Трофименков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 3. – С. 10-13.
169. Трофименков, Ю. Г. Статическое зондирование грунтов в строительстве (зарубежный опыт) [Текст] / Ю. Г. Трофименков. – Москва : ВНИИНТПИ, 1995. – 127 с.
170. Трофименков, Ю. Г. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов [Текст] / Ю. Г. Трофименков, Л. Н. Воробков. - Изд. 3-е, перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1981. – 214 с.

171. Трофименков, Ю. Г. Достоверность способов определения расчетной нагрузки на забивную сваю [Текст] / Ю. Г. Трофименков, И. А. Матяшевич, Г. М. Лешин, Р. Е. Ханин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 1. – С. 15-17.

172. Трофименков, Ю. Г. О вероятных ошибках при определении несущей способности забивных свай по показателю текучести глинистых грунтов [Текст] / Ю. Г. Трофименков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 3. – С. 10-13.

173. Трофимов, В. Т. Теоретические основы инженерной геологии / В. Т. Трофимов [Текст]. – Москва : Недра, 1985. – 332 с.

174. Трофимов, В. Т. Лёссовый покров Земли и его свойства [Текст] / В. Т. Трофимов. – Москва : Изд-во МГУ, 2001. – 464 с.

175. Трофимов, В. Т. Опорные разрезы лёссовых пород Северной Евразии [Текст] / В. Т. Трофимов. – Москва : КДУ, 2008. – 608 с.

176. Трофимов, В. Т. Инженерная геология массивов лёссовых пород [Текст] : учеб. пособие / В. Т. Трофимов. – Москва : КДУ, 2007. – 398 с.

177. Улицкий, В. М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) [Текст] / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. – Москва : Изд-во АСВ, 1999. – 367 с.

178. Федоров, Б. С. Опыт проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений на грунтах II типа / Б. С. Федоров // Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах (Тезисы докладов и сообщений Всесоюзной конференции) [Текст]. – Москва : Госстрой СССР, 1984. – С. 3-8.

179. Филатова, М. П. Исследование роли отмосток и зеленых насаждений в системе водозащиты оснований зданий [Текст] / М. П. Филатова // Материалы территориального совещания: Вопросы проектирования и строительства зданий и сооружений на лёссовых грунтах Северного Кавказа. - Ростов-на-Дону, 1966. – 71 с.

180. Фомичева, Р. Ф. Условия строительства на лёссовых просадочных грунтах Калмыкии и восточной части Ростовской области [Текст] / Р. Ф. Фомичева, В. М. Илишкина. - Элиста : Калмыцкое кн. изд-во, 1973. – 153 с.

181. Фролов, А. Ф. Характер просадки лёссовых грунтов и его влияние на величину относительной просадочности [Текст] / А. Ф. Фролов // Основания, фундаменты и механика грунтов : материалы III Всесоюз. совещ. - Киев: Будивельник, 1971. – С. 104-107.

182. Цыплаков, В. Д. Числовая характеристика связных грунтов для инженерно-строительных целей [Текст] / В. Д. Цыплаков // Москва-Волгострой. - 1937. – № 1-2. – С. 80-81.

183. Черный, Б. И. О проектировании свайных фундаментов зданий и сооружений на просадочных грунтах [Текст] / Б. И. Черный, В. И. Попов // Материалы III Всесоюзного Совещания «Основания, фундаменты и механика грунтов». – Киев : Будивельник, 1971. – С. 326-328.

184. Шенкман, Р. И. Полунатурные экспериментальные исследования грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов [Текст] / Р. И. Шенкман, А. Б. Пономарев // Вестник гражданских инженеров. – 2014. - № 1 (42).. – С. 54-60.

185. Шенкман, Р. И. Исследование эффективности применения грунтовых свай для улучшения слабых грунтов [Текст] / Р. И. Шенкман, А. Б. Пономарев // Вестник пермского национального исследовательского политехнического университета. – 2011. – № 1. – С. 89-94.

186. Шлыков, В. Г. Особенности минерального и гранулометрического составов лёссов [Текст] / В. Г. Шлыков, М. Ю. Василенко // Геоэкология. – 2002. - № 5. – С. 442-454.

187. Шмертмани, Д. Статические зонды с коническим наконечником для исследования грунтов [Текст] / Д. Шмертмани // Гражданское строительство. Журнал американского общества гражданских инженеров. – 1967. – № 6. – С 18-25.

188. Шубин, М. А. Инженерные изыскания для строительства [Текст] : учеб. пособие / М. А. Шубин. – Волгоград : ИУНЛ ВолгГТУ, 2016. – 108 с.
189. Begemann, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile [Text] / H. K. S. Begemann // Proc. of the 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Montreal, 1965. - Vol. 1. – P. 17-20.
190. Bjerrum, Z. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock rock [Text] / Z. Bjerrum, J. Johannessen, O. Eide // 7-th JCoS MEF, Vol III, 1969.
191. Douglas, B. J. Soil classification using electric cone penetrometer. Cone penetration Testing and Experience [Text] / B. J. Douglas, R. S. Olsen // Proc. of the ASCE National Convention, St. Louis: ASCE, 1981. – P. 209-227.
192. Lunne, T. Cone penetration testing in geotechnical practice [Text] / T. Lunne, P. K. Robertson, J. J. Powell. - London and New York: Spon Press, 2004. – 312 p.
193. Robertson P. K. Use of piezometer cone data [Text] / P. K. Robertson, R. G. Campanella, D. Gillespie, J. Greig // In-Situ'86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering. – Reston, VA, 1986. – P. 1263-1280.

## РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ СТАВРОПОЛЬСКИЙ КРАЙ

Юридический адрес: 357600, г. Ессентуки, ул. Первомайская, 137.

Почтовый адрес: : 369000 г. Черкесск, ул. Кавказская, д. 157 Тел. (878-22 ) 6-85-33, факс 6-85-33

Филиал: 369000 г. Черкесск, ул. Кавказская, д. 157 Тел. (878-22 ) 6-85-33, факс 6-85-33



## ОАО «КАВКАЗВЗРЫВПРОМ»

ИНН 2626013063, р/с 40702810500000001216, ОАО «Заубер Банк» г. Черкесск К/с 30101810300000000825, БИК 049133825 КПП 262601001 электронный адрес [kvpbif@gmail.com](mailto:kvpbif@gmail.com)Ректору Северо-Кавказского  
Федерального университета  
А.А. Левитской

Уважаемая Алина Афакоевна!

## СПРАВКА

**О выполнении опытно-производственных работ при уплотнении просадочных грунтов глубинными взрывами на объекте: «Товарно-сырьевой склад СУГ ООО «Ставролен» в рамках инвестиционного проекта «Реконструкция с целью переработки газового сырья месторождений Северного Каспия»**

Программа стратегического развития ОАО «ЛУКОЙЛ» предусматривает реализацию проекта «Комплекс переработки попутного нефтяного газа месторождений Северного Каспия в полиэтилен на базе ООО «Ставролен» (г. Буденновск), который является одним из крупнейших нефтехимических предприятий России.

Основным сырьем для Комплекса станет попутный нефтяной газ с месторождений, которые ОАО «ЛУКОЙЛ» разрабатывает в российском секторе Каспийского моря. Проект включен в Стратегию развития химической и нефтехимической промышленности России.

На площадке строительства I очереди Газоперерабатывающей установки (ГПУ-1) Комплекса мощностью 2,2 млрд. кубометров газа запроектирован Склад СУГ, строительство которого осложнили просадочные грунты мощностью до 28 м с расчетной просадкой от собственного веса 83,96 см.

Профессор Галай Борис Федорович для уплотнения просадочных грунтов на площадке строительства Склада СУГ предложил выполнить глубинные взрывы в соответствии с единственным в России «Пособием по уплотнению просадочных лёссовых грунтов глубинными взрывами в условиях Северного Кавказа» (СевКавГТУ, 20012), согласованным с Госгортехнадзором РФ и ОАО «Кавказвзрывпром».

Проект гидровзрывного уплотнения просадочных грунтов разработал главный инженер проекта, аспирант кафедры «Строительство» СКФУ Сербин Виталий Викторович. По этому проекту, в соответствии с действующими нормативами, было запроектировано 2562 взрыва массой зарядов до 10 кг аммонита 6ЖВ в дренажно-взрывных скважинах глубиной 6 м. Аммонит 6ЖВ является эталонным ВВ, допущенным Ростехнадзором для выполнения подобных работ.

ФГАОУ ВПО СКФУ	
вход №	9997
20	11 2015
Кол-во листов	



## Приложение А (продолжение)

Учитывая то обстоятельство, что глубинные взрывы были запроектированы на территории взрывоопасного предприятия, проект, разработанный Б.Ф. Галаем и В.В. Сербиным, был направлен в Центральную производственно-экспериментальную специализированную строительную лабораторию по инженерному обеспечению буровзрывных работ (г. Москва).

В дополнение к проекту генеральный директор ООО «ЦПЭССЛ БВР», д.т.н. В.Л. Барон и технический директор, д.т.н. М.И. Ганопольский разработали «Проект производства буровзрывных работ по усилению грунтов основания Товарно-сырьевого склада СУГ ООО «Ставролен», предусматривающий дополнительные мероприятия по охране окружающих объектов при производстве массовых взрывов.

Проект «ЦПЭССЛ БВР» был рассмотрен и согласован Экспертно-консультативным центром «Ставромбезопасность».

Уплотнение просадочных грунтов глубинными взрывами на площади 28 530 м<sup>2</sup> выполнил Кавказвзрывпром в декабре 2014 году под авторским надзором Б.Ф. Галая и В.В. Сербина. Взрывные работы выполнили вблизи объектов повышенной опасности (резервуары хранения этилена, действующий склад СУГ и др.).

Качество уплотнения ОАО «ЛУКОЙЛ» поручил проверить Ростовскому филиалу ООО «ЛУКОЙЛ-Нижегородниинепфтепроект».

После выполнения контрольных изысканий, проектно-изыскательские материалы были направлены в Главгосэкспертизу России.

**Главгосэкспертиза России** в «Положительном заключении Государственной экспертизы № 1255-15/ТГЭ-10119/02 от 14 сентября 2015 года» отмечает, что «**На основании инженерно-геологических изысканий можно сделать вывод, что в местах проведения глубинных взрывов с последующим уплотнением «буферного» слоя грунтовыми сваями просадка грунтов от собственного веса при замачивании до глубины 25 м отсутствует**», а в Общих выводах указывает: «**Результаты инженерных изысканий соответствуют установленным требованиям. Проектная документация по объекту «Товарно-сырьевой склад СУГ ООО «Ставролен» соответствует результатам инженерных изысканий и установленным требованиям**».

По данным ООО «Ставролен» экономический эффект принятого решения уплотнить просадочные грунты глубинными взрывами составил 887,372 млн. рублей.

ОАО «КАВКАЗВЗРЫВПРОМ» благодарит профессора Б.Ф. Галая и инженера-аспиранта В.В. Сербина за качественно выполненный проект уплотнения просадочных грунтов при строительстве высокоответственного объекта и надеется на дальнейшее сотрудничество по применению буровзрывных работ в области строительства.

Генеральный директор \_\_\_\_\_

И.Ф. Барабаш





Федеральная служба  
по экологическому, технологическому и  
атомному надзору

**КАВКАЗСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ  
РОСТЕХНАДЗОРА**

Мира ул., д. 313, г. Ставрополь,  
Ставропольский край, 355000  
телефоны: (8652) 26-48-57;  
факс: (8652) 26-35-12  
E-mail: [uprav@stavgosnadzor.ru](mailto:uprav@stavgosnadzor.ru)

ОГРН 1127747288910  
ИНН/КПП 2632101222/2632010011

Ректору Северо-Кавказского  
Федерального университета  
А.А. Левитской

Уважаемая Алина Афакоевна!

22-25 сентября 2015 года в г. Ялта (Крым) состоялась Всероссийская научно-практическая конференция «Рациональное и безопасное недропользование», на которой были рассмотрены актуальные вопросы промышленной безопасности, повышение эффективности работ в недропользовании, ознакомление с передовым опытом и новыми технологиями охраны недр, обеспечение экономической безопасности России.


По нашей просьбе для участия в конференции был подготовлен доклад «Уплотнение просадочных грунтов глубинными взрывами на объектах Юга России» (авторы – профессор кафедры «Строительство» СКФУ, д.г.-м.н. Б.Ф. Галай, аспиранты кафедры В.В. Сербин и В.С. Плахтюкова).

С докладом на конференции выступил аспирант Сербин Виталий Викторович, который одновременно является главным инженером проектов уплотнения просадочных грунтов глубинными взрывами на взрывоопасных объектах ООО «Ставролен» ПАО «ЛУКОЙЛ» в г. Буденновске.

Доклад о новой технологии подготовки надежных оснований для уникальных объектов Газоперерабатывающего завода крупнейшего в России химического комплекса ООО «Ставролен» сопровождался видеозаписью взрывов, которую выполнил при производстве взрывных работ В.В. Сербин.

Участники Всероссийской конференции, на которой были представители всех регионов России, с большим интересом и вниманием восприняли содержательный и полезный для практики доклад, отражающий высокий уровень научных исследований Северо-Кавказского федерального университета.

Врио начальника отдела по надзору в горной и  
нефтегазодобывающей промышленности по СК

 Л.Ю. Вертинская



## Приложение Б



Октябрьская улица, 46, г. Буденновск  
Ставропольский край, 355600  
тел. (86553) 2-12-99, факс (86553) 2-06-91  
E-mail: [info@budennovsk.ru](mailto:info@budennovsk.ru)

Исх. № 30-16 от 20.09.16 № 4080

Ректору Северо-Кавказского  
Федерального университета  
А.А. Левитской

Уважаемая Алина Афакоевна!

В центре города Буденновска ведется строительство крупного Спортивно-оздоровительного комплекса, финансируемого ООО «Ставролен» нефтяной компании «ЛУКОЙЛ». Спорткомплекс находится на особом контроле губернатора Ставропольского края В.В. Владимиров.

Проектирование и строительство этого важного для Буденновска объекта осложнили просадочные грунты мощностью до 14,0 м. В связи с просадочностью грунтов в основании проектируемых зданий, генеральный проектировщик ОАО «Нижегородский Промстройпроект» запроектировал железобетонные буронабивные сваи стоимостью **188,9 млн. рублей**, испытание и выполнение которых могло надолго задержать строительство Спорткомплекса.

По просьбе дирекции ООО «Ставролен» и по согласованию с руководством НК «ЛУКОЙЛ» профессор Б.Ф. Галай и инженер В.В. Сербин разработали проект уплотнения просадочных грунтов стоимостью **42,52 млн. рублей** и оказали содействие в его реализации. Уплотнение просадочных грунтов выполнили буронабивными грунтовыми сваями в соответствии с *«Рекомендациями по проектированию и устройству буронабивных грунтовых свай, изготовленных шинковым способом в просадочных и слабых грунтах»* (СКФУ, 2016).

Указанная технология уплотнения просадочных грунтов широко применяется в г. Буденновске при новом строительстве и укреплении оснований фундаментов аварийных зданий.

Полученный экономический эффект (**146,42 млн. рублей**) позволяет в полном объеме выполнить строительство всех запроектированных объектов Спортивно-оздоровительного комплекса.

Администрация города Буденновска благодарит профессора Бориса Федоровича Галай и инженера Виталия Викторовича Сербина за научно-практическую помощь в строительстве Спортивно-оздоровительного комплекса в сложных грунтовых условиях.

Заместитель главы Администрации  
города Буденновска

 В.В. Шайдеров



**Администрация  
Ленинского района  
города Ставрополя**

ул. Мира, 282-А г. Ставрополь,  
Ставропольский край, 355017  
телефон (865-2) 24-18-60  
факс (865-2) 24-51-59

ОКПО 22049225, ОГРН 1022601953956

ИНН 2634055412, КПП 263401001

24.01.2014 № 02/02 - 336 - 14

На \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

Ректору  
Северо-Кавказского  
федерального университета

А.А. Левитской

Уважаемая Алина Афакоевна!

В городе Ставрополе по ул. Маяковского, д. 16А в 1968 году был построен пятиэтажный дом в сложных геологических условиях. В основании фундамента дома были распространены суффозионно-просадочные суглинки, которые в 2009 году вызвали предаварийные деформации несущих конструкций. Традиционные методы (усиление стен металлическими тяжами и устройство дренажа), несмотря на большие затраты, не остановили деформации здания.

По просьбе администрации Ленинского района города Ставрополя доктор геолого-минералогических наук, профессор Галай Б.Ф. и аспирант кафедры «Строительство» института строительства, транспорта и машиностроения Сербин В.В. выполнили дополнительное обследование здания, разработали проект противодеформационных мероприятий и оказали содействие в его реализации. Слабые грунты основания дома укрепили буронабивными грунтовыми сваями в соответствии с «Рекомендациями по проектированию и устройству буронабивных грунтовых свай, изготовленных шнековым способом в просадочных и слабых грунтах» (СКФУ, 2016).

Важно отметить не только сравнительно невысокую стоимость укрепления слабых грунтов (1,71 млн. руб.) и короткий срок выполнения буровых работ (15 дней), но и щадящий для жильцов многоквартирного дома режим их производства.

Администрация Ленинского района города Ставрополя выражает благодарность доктору геолого-минералогических наук, профессору Галаю Борису Федоровичу и аспиранту Сербину Виталию Викторовичу за оказанную помощь в организации и проведении ремонтно-восстановительных работ жилого дома № 16а по ул. Маяковского и надеется на дальнейшее плодотворное сотрудничество на благо жителей Ленинского района города Ставрополя.

Исполняющий обязанности  
главы администрации  
Ленинского района города Ставрополя  
первый заместитель главы  
администрации Ленинского района  
города Ставрополя

М.М. Лобов  
24-08-10



А.А. Ржевский

## Приложение Г

Гранулометрический состав лёссовых грунтов Буденновска и Георгиевска методами пипетки (1-я строка) и ареометра (2-я строка)

Глубина, м	Размеры фракций в мм, их содержание в %								
	0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	0,005-0,001	Менее 0,005	Менее 0,001
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
г. Буденновск, Военный городок									
1	0	1,4	5,1	13,5	48	2,7	9,3	29,3	20
1	0	1,4	5,1	19,6	42,1	5,7	7,8	26,1	18,3
2	0	0,2	0,7	19,1	41,3	8	9,4	30,7	21,3
2	0	0,2	0,7	25,6	36,4	7,6	11,2	29,5	18,3
3	0	0,1	1	28,8	38,7	8	6,7	24	17,3
3	0	0,1	1	31,9	39,7	4,8	5,8	22,5	16,7
4	0	0,2	1,2	41,3	25,3	2,7	12	29,3	17,3
4	0	0,2	1,2	39	25,2	3	10,8	30,8	20
5	0	0,4	2,3	48	20	10,6	2,7	18,7	16
5	0	0,4	2,3	36,6	31,5	4,2	6,4	25	18,6
6	0	0,6	1,3	26,1	40	12	5,3	20	14,7
6	0	0,6	1,3	21	42,1	6,2	8,1	28,8	20,7
7	0	0,2	1,4	25,1	38,6	5,4	14,6	29,3	14,7
7	0	0,2	1,4	31,4	29,8	7,6	10	29,8	19,8
8	0	0,3	2,7	41	25,3	14,7	6,7	16	9,3
8	0	0,3	2,7	37	28,5	6,2	9,1	25,3	16,2
9	0	0,1	0,7	51,2	18,7	4	14,6	29,3	14,7
9	0	0,1	0,7	28,1	38	5,1	7,7	28,6	20,9
10	0,1	0,4	1,3	22,2	46,7	4	9,3	25,3	16
10	0,1	0,4	1,3	34,7	30,9	27,1	6	26	20
11	0	0,5	2,5	26,3	38,7	9,3	5,4	22,7	17,3
11	0	0,5	2,5	40	32,1	3,7	8,9	21,2	12,3
12	0	0,2	1,2	41,3	28,6	6	5,4	22,7	17,3
12	0	0,2	1,2	25,6	47	3,7	6,3	22,3	16
13	0	0,2	0,8	47	28	5,3	6,7	18,7	12
13	0	0,2	0,8	37	35,5	7,2	9,1	19,3	10,2
14	0	1	7	54,7	18,6	6,7	6,7	12	5,3
14	0	1	7	49,7	25,9	2,2	2,1	14,2	12,1
15	0	0,3	3,3	47,7	26	4	4	18,7	14,7
15	0	0,3	3,3	47,3	27,8	1,5	6,8	19,8	13
16	0	0,2	0,4	18,1	54	2	8	25	17
16	0	0,2	0,4	21,4	50,5	14,3	1,4	23,2	11,8
17	0	1,3	0,8	31,2	37,4	5,3	4	24	20
17	0	1,3	0,8	54,6	16,3	3,6	11,4	23,4	12
18	0	0,5	1,5	12,7	45,3	9,3	10,7	30,7	20
18	0	0,5	1,5	12	51,1	9	15,2	26	10,8
г. Георгиевск, микрорайон «Березка»									
3	0	0,2	0,9	16,2	36	2,7	13,3	44	30,7
3	0	0,2	0,9	11,4	32,5	9,5	16	45,5	29,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4	0	0	1	3	49,3	13,4	6,6	33,3	26,7
4	0	0	1	12	35,3	9,4	12,8	42,3	29,5
6	0	0,2	2,1	5,7	50,7	9,3	6,7	32	25,3
6	0	0,2	2,1	26,2	24	6	13,1	41,5	28,4
7	0,2	0,7	2,4	16,7	28	14,7	9,3	37,3	28
7	0,2	0,7	2,4	10,5	30,7	10	13,7	45,5	31,8
8	0,3	0,7	1,4	17,6	12,8	6,4	17,6	60,8	43,2
8	0,3	0,7	1,4	23,4	18,2	8,5	14,7	47,5	32,8
10	1,4	1,4	3,3	1,9	25,3	8	18,7	58,7	40
10	1,4	1,4	3,3	7,9	19,5	7,7	17,2	55,8	41,6
11	0,6	0,9	1,3	14,5	26,7	14,7	20	41,3	21,3
11	0,6	0,9	1,3	21,8	2,4	15	15,3	35,7	20,4
12	0,1	0,8	3,4	7,7	40	10,7	14,6	37,3	22,7
12	0,1	0,8	3,4	12,6	32,1	11	20,5	40	19,5
14	0,1	1,7	6,1	13,4	13,7	10,7	20	53,3	33,3
14	0,1	1,7	6,1	5,6	24,8	8,2	15,7	53,5	37,8
г. Георгиевск, ЖСК «Чайка-3» (гранулометрический анализ ареометром)									
1	0,3	1,2	1,9	17,4	13,7	6,5	12	59	47
2	0,3	1	2,3	20,2	22	6,4	18,3	47,8	29,5
3	0	3,6	7,6	12,3	49,5	5,5	8,6	21,5	12,9
4	0,3	0,7	1,9	20,9	31,2	15,5	11,7	29,5	17,8
5	0,3	0,6	1,6	21,2	12,3	6	15	58	43
7	0,1	1	1,8	22,1	12,6	5,7	13,8	56,7	42,9
7,5	0,1	0,8	1,7	18,4	13	6,2	15,7	59,8	44,1
8,5	0,1	1	2,3	27,2	20,2	5,5	26,5	43,5	17
9,5	0,1	0,9	1,3	25,5	34,2	3,4	8,8	34,6	25,8
г. Георгиевск, дом ВОС (гранулометрический анализ ареометром)									
4	0,5	3,5	6,4	15,8	16,8	5,5	24,7	51,5	26,8
5,5	0,1	2	4,4	27,5	30	7,7	19,9	28,3	8,4
6	0,2	2,6	4,3	11,7	28,7	8,5	31	44	13
7	0,1	2,2	3,7	19	23	6,5	35,5	45,5	10



## АКТ

Проверки технического состояния комплекса Буденновской краевой больницы по передаче программы НТВ 13-15 марта 2001 года.

г. Буденновск

15 марта 2001 года

Мы, нижеподписавшиеся, заведующий лабораторией просадочных грунтов Северо-Кавказского филиала Производственного и научно-исследовательского института по инженерным изысканиям в строительстве (СКФ ПНИИИС) профессор Галай Б.Ф., главный врач больницы Куртасова С.Н., заместитель главного врача больницы, инженер-строитель Щеголев В.И., представитель фирмы «Мосспецпромстрой» – руководитель контракта Ларин С.К. в результате осмотра в натуре всех корпусов и благоустройства больницы

## Установили:

1. В реконструированном московскими строителями главном корпусе больницы, фундаменты которого были усилены 470 буронабивными грунтовыми сваями, а также в пристройке пищеблока трещины по наружным и внутренним стенам отсутствуют. Имеется просадка участка благоустройства на бетонной площадке вблизи пищеблока.
2. В отдельно стоящем здании инфекционного отделения больницы, строительство которого было закончено до начала реконструкции больницы московскими строителями, выявлено большое количество трещин в стенах здания с раскрытием до 20 мм в результате подтопления ливневыми водами, попадающими через отмостку в фундамент.
3. В реконструированном московскими строителями отдельно стоящем здании лабораторного корпуса трещины в стенах здания и подвале отсутствуют, так как он был реконструирован с усилением существующих стен и фундаментов, заменой перекрытия и уплотнением основания грунтовыми сваями.
4. Во вновь построенном терапевтическом отделении больницы, состоящем из родильного, кардиологического отделения, административной части, детского отделения и аптеки установлено появление трещин между корпусами, построенных на разных основаниях в местах деформационных швов, на стенах имеются отдельные трещины. Фундаменты этих отделений выполнены в виде свай длиной до 22 метров, прорезающих толщу просадочного грунта 8-10 м и опертых на плотные слои глины. Заключение на несущую способность и разрешение на возведение здания получено после обследования свай НИИОСП им. Н.М. Герсегонова. В связи с чем в терапевтическом корпусе не производилось уплотнение грунтов по методу профессора Галай Б.Ф., которое выполнялось на главном и лабораторном корпусах за исключением пристройки к роддому, где возведено дополнительно 2 этажа и не обнаружено деформаций, так как укрепление грунтов производилось. Во внутреннем дворике родильного отделения имеется просадка благоустройства в асфальтобетонном покрытии, в торце здания крыльцо со ступенями имеет наклон от просадок.

Протоколом обследования технического состояния зданий и сооружений комплекса Буденновской больницы от 31 июля 1997 года, утвержденным начальником Управления координации строительства В.В. Сухоцким были даны выводы и предложения, среди кото-

- 2 -

рых было предложено откорректировать проект вертикальной планировки и выполнения работ по организованному отводу вод, послойного трамбования грунтов в пазухах зданий, устройство асфальтовых отмопок по армированному бетонному основанию, устройство бетонных лотков для транзита воды, ликвидация газонов, примыкающих к отмопкам зданий. Проектное решение по открытому сбросу атмосферных вод с территории на просадочных грунтах вместо ливневой канализации признано ошибочным (п.2). Проектирование основного проекта и корректировку по разделам благоустройства «Послепросадочные мероприятия и водоотводные работы», выполнял по договору с МНИИП ОКОСиз Пятигорский филиал «Ставропольгражданпроект», заказчик «Москапстрой».





Все указанные работы согласно откорректированному проекту и протоколу технического совещания от 02.09.1997 года были выполнены в период август – октябрь 1997 года в полном объеме с хорошим качеством и подтверждены справкой больницы.

В последующий период эксплуатации больницы с октября 1997 года по настоящее время не были выполнены предложения комиссии по пункту 5 протокола от 31 июля 1997 года, в котором было предписано руководству больницы по договору с СКФ ПНИИИС организовать систематическое инструментальное наблюдение за деформациями здания и динамикой грунтовых вод.

Основной причиной невыполнения было отсутствие финансирования со стороны администрации Ставропольского края на бурение скважин и оснащение необходимым оборудованием для ведения мониторинга за деформациями и динамикой грунтовых вод, а также не выделение средств на текущий ремонт здания в период его эксплуатации. По данному вопросу СКФ ПНИИИС письменно обращался к руководству администрации края и Буденновского района.

**Выводы:**

1. Техническое состояние здания больницы не угрожает жизни медицинского персонала и больных.
2. Просить администрацию Буденновского района и Ставропольского края в кратчайшие сроки решить вопросы финансирования мониторинга и наблюдений за осадками, а также текущего ремонта больницы.
3. Решение о необходимости усиления оснований и конструкций терапевтического отделения и устройству ливневой канализации может быть принято после комиссионного обследования и получения заключения по деформации и динамике грунтов.
4. Решить вопрос финансирования мероприятий по предотвращению появившихся просадок в благоустройстве, крыльце и устройству деформационных швов.

 Галай Б. Ф.  
 Куртасова С. Н.  
 Щеголев В. И.  
 Ларин С. К.



ОАО "НИЦ "Строительство"  
Научно-исследовательский,  
проектно-изыскательский  
и конструкторско-технологический  
институт оснований  
и подземных сооружений  
им. Н.М. Герсееванова  
**НИИОСП им. Н.М. Герсееванова**



RESEARCH INSTITUTE OF BASES AND  
UNDERGROUND STRUCTURES  
NAMED AFTER GERSEVANOV  
**NIIOSP**

## НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАКЛЮЧЕНИЕ

по проекту: «Укрепление грунтов основания фундаментов под силоса и  
очистительно-весовую башню зернохранилища ёмкостью 50 тыс. тонн на  
территории ООО «Компания МАРТ» в пос. Плаксейка Будённовского района  
Ставропольского края

Россия, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, стр. 12  
Телефон: (499) 170-57-92, (499) 170-63-12  
Телефон/Факс: (499) 171-22-40  
Факс: (499) 170-27-57  
e-mail: [niiosp@niiosp.ru](mailto:niiosp@niiosp.ru)

2<sup>nd</sup> Institutskaya str., 6, Moscow 109428 Russia  
Tel.: (499) 170-57-92, (499) 170-63-12  
Tel./Fax: (499) 171-22-40  
Fax: (499) 170-27-57  
e-mail: [niiosp@niiosp.ru](mailto:niiosp@niiosp.ru)

**ФУНДАМЕНТЫ И СООРУЖЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА ГОРОДОВ**

УТВЕРЖДАЮ:

Директор института

д.т.н., проф. В. П. Петрухин

2010 г.

## НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАКЛЮЧЕНИЕ

по проекту: «Укрепление грунтов основания фундаментов под силоса и  
очистительно-весовую башню зернохранилища ёмкостью 50 тыс. тонн на  
территории ООО «Компания МАРТ» в пос. Плаксейка Будённовского района  
Ставропольского края

Заказчик: ООО «Стройспецавтоматика»

Заведующий лабораторией №2,  
доктор технических наук, профессор,  
Заслуженный деятель науки и техники РФ

П.А. Коновалов

Зам. заведующего лабораторией №2,  
доктор технических наук,  
Почетный строитель РФ

Н. С. Никифорова

Ведущий научный сотрудник лаборатории №2,  
кандидат технических наук,  
Почетный строитель РФ

Ф. Ф. Зехниев

Москва – 2010 г.



Настоящее научно-техническое заключение составлено в соответствии с письмом директора ООО «ГРУНТ» Б.Ф. Галая за №15 от 21.06.2010 г. с просьбой дать Заключение по проекту «Укрепления грунтов основания фундаментов под силоса и очистительно-весовую башню зернохранилища ёмкостью 50 тыс. тонн на территории ООО «Компания МАРТ» в пос. Плаксейка Будённовского района Ставропольского края, разработанного ООО ПП «Грунт» в 2009 году.

При составлении настоящего научно-технического заключения рассмотрена следующая документация:

1. Том 1. Пояснительная записка, графическая часть. Проектная документация. Укрепление грунтов основания фундаментов под силоса и очистительно-весовую башню зернохранилища ёмкостью 50 тыс. тонн на территории ООО «Компания МАРТ» в пос. Плаксейка Будённовского района Ставропольского края. 2-2009п-УГ. ООО ПП «Грунт». Заказчик: ОАО «Ростовский Промзернопроект». Ставрополь, 2009 г.
2. Расчет осадки фундаментов силосов по деформациям по методике СП 50-101-2004 методом послойного суммирования и методом интегрирования. Объект: зернохранилище ёмкостью 50 тыс. тонн в пос. Плаксейка Будённовского района Ставропольского края. Канд. техн. наук, доцент СевкавГТУ В.Г. Столяров. Ставрополь, 2010 г.
3. Результаты контроля качества опытного укрепления слабых грунтов основания фундаментов под силоса и очистительно-весовую башню. Технический отчет по инженерно-строительным изысканиям. Зернохранилище ёмкостью 50 тыс. тонн в пос. Плаксейка Будённовского района Ставропольского края. 1-2009иг-УГ. ООО «Инженерные геотехнологии». Заказчик: ОАО «Ростовский Промзернопроект». Ставрополь, 2009 г.

В геоморфологическом отношении участок расположен на левобережной высокой террасе реки Кумы. Рельеф участка ровный, спланированный с небольшим уклоном в северо-восточном направлении.

Согласно материалам [1,3] инженерно-геологическое строение площадки представлено следующими напластованиями грунтов:

- неоднородная песчано-галечниковая смесь с глинистым заполнителем, со строительным мусором,  $\rho_n = 1,9 \text{ г/см}^3$ , (до глубины 1,2 м);
- суглинок легкий песчанистый, водонасыщенный, мягкопластичной консистенции с прослойками пылеватого песка,  $E_n = 20,6 \text{ МПа}$ , (до глубины 3,4 м);
- песок мелкий, рыхлый, с прослойками пластичной и текучей супеси, водонасыщенный,  $E_n = 18,5 \text{ МПа}$ ,  $\varphi = 28^\circ$ , (до глубины 5,0 м);
- суглинок водонасыщенный, от тугопластичной до мягкопластичной консистенции, опесчаненный,  $E_n = 19,2 \text{ МПа}$ ,  $c = 19-22 \text{ кПа}$ ,  $\varphi = 15-17^\circ$ , (до глубины 11,4 м);
- песок средней крупности, однородный, средней плотности с примесью гравия и мелкой гальки (до глубины 17,9 м).

В гидрогеологическом отношении участок характеризуется наличием подземных вод, статический уровень которых зафиксирован на глубине 1,10-2,20 м от поверхности земли.

Согласно проекту [1], силоса и очистительно-весовая башня проектируются на монолитных железобетонных плитных фундаментах. Абсолютная отметка низа фундаментов – 108,20 м.

Для обеспечения эксплуатационной надежности сооружений необходимо провести укрепление грунтов в их основаниях. Достигается это путем укрепления грунтов введением грунтовых свай.

Грунтовые сваи устраиваются путем втрамбовывания местного сухого грунта (суглинка) в предварительно пробуренную шнеками скважину. Бурильная набивка сухого суглинка в скважину производится путем обратного вращения шнековой колонны.



В результате устройства грунтовых свай, преобразованные грунты основания фундаментов будут иметь среднюю плотность сухого грунта не менее  $1,65 \text{ г/см}^3$ , а в теле грунтовой сваи не менее  $1,75 \text{ г/см}^3$ .

Шаг свай в пределах укрепляемого массива принят  $1,0 \times 0,85 \text{ м}$ , сваи располагаются в шахматном порядке, длина свай -  $9,0 \text{ м}$ .

В качестве грунта для набивных свай используется местный суглинок, имеющий природную влажность, близкую к влажности на границе раскатывания, т.е. к оптимальной влажности.

Работы по уплотнению грунтов основания выполняются с абс.отм.  $109,70 \text{ м}$ . Затем срезается буферный слой до низа фундаментов ( $108,2 \text{ м}$ ) и производятся работы по устройству фундаментов.

Расчет деформации основания производится исходя из посылок:

- модуль деформации уплотненного грунта –  $20 \text{ МПа}$ ;
- среднее давление под подошвой фундамента менее  $2,5 \text{ кгс/см}^2$ ;
- расчетное сопротивление грунтов основания не менее  $2,75 \text{ кгс/см}^2$ .

Средняя расчетная осадка наиболее нагруженных фундаментов на укрепленном основании от нормативных нагрузок составила  $15,1 \text{ см}$ , а величина их относительной разности не превышает  $0,004$ .

Устройство грунтовых свай должно вестись согласно раздела 1.5 «Технология и порядок производства работ» пояснительной записки к проектной документации.

В материале [2] представлен расчет осадки фундаментов силосов по деформациям по методике СП 50-101-2004, выполненный к.т.н., доцентом СевкавГТУ В.Г. Столяровым.

При использовании метода послойного суммирования (МПС) возникают значительные усложнения в расчете осадки. Проведя простые преобразования, были сокращены промежуточные записи и вычисления. Это позволяет приблизиться к расчетному результату.

Кроме того, приводится пример определения осадки методом интегрирования, а так же учет влияния соседних фундаментов.

Расчеты [2] показывают, что средние значения осадок существенно меньше предельных. (Средняя максимальная осадка 40см, относительная разность осадок 0,004 согласно п.4 табл. Е.1 Приложения Е СП 50-101-2004).

Претензий к результатам расчета осадок по различным способам не имеется.

Более внимательным и требовательным необходимо быть при контроле качества работ. Здесь важным и ответственным становится каждый пункт.

С учетом вышеизложенного, представленный на экспертизу в НИИОСП им Н. М. Герсевича проект: «Укрепление грунтов основания фундаментов под силоса и очистительно-весовую башню зернохранилища ёмкостью 50 тыс. тонн на территории ООО «Комания МАРТ» в пос. Плаксейка Будённовского района Ставропольского края, может быть рекомендован к реализации.



Министерство ЖКХ и строительства  
Ставропольского края

Государственное унитарное предприятие  
**ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА**

г.Георгиевск, ул.Лермонтова, 50

Директору Северо-Кавказского  
филиала ПНИИС

ПАХОМОВУ С.И.

г.Ставрополь  
ул.Дзержинского, 185

4-08-98 № 222

На территории города Георгиевска сплошное распространение имеют просадочные грунты.

Из-за просадочности грунтов некоторые жилые дома испытали аварийные деформации. По рекомендации СКФ ПНИИС Госстроя СССР/Б.Ф.Галай/ и доцента МИСИ Абелева М.Ю. в 1976 году были спасены два жилых дома ЖСК "Чайка". Раскрытие трещин в этих домах достигло 330 мм, а жильцы были выселены.

В процессе укрепления оснований оба 4-х этажных дома были надстроены и город получил дополнительно 16 квартир, а подрядчик трест "Кавминстрой" - 80 квартир.

В 1992-94г.г. по проектам ПНИИС были укреплены просадочные грунты на аварийных 2-х-5-тиэтажных домах по ул. Батаской, 12, ул. Октябрьской, 23, ул. Строителей, 19, ул. Сеченова, 4. Укрепление произведено методом буронабивных грунтовых свай без выселения жильцов и без конструктивного усиления зданий.

Благодарим СКФ ПНИИС за оказанную помощь в восстановлении аварийных зданий.

Гл. инженер ГУП ЖКХ



  
В.А.Бровицкий