

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ГЕОЛОГОРАЗВЕДОЧНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ имени СЕРГО ОРДЖОНИКИДZE»**

На правах рукописи

КУГУШЕВА ИННА ВИКТОРОВНА

**ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА И ТЕХНОЛОГИИ УКРЕПЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ
ИСТОРИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
(на примере сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры)**

Специальность 25.00.08 – Инженерная геология,
мерзлотоведение и грунтоведение

**Диссертационная работа
на соискание ученой степени кандидата геолого-минералогических наук**

Научный руководитель:

д.г.-м.н., профессор Дмитриев В.В.

Москва 2016

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ СВЯТО-ТРОИЦКОЙ СЕРГИЕВОЙ ЛАВРЫ	8
1.1 История основания архитектурного ансамбля Свято-Троицкой Сергиевой Лавры	8
1.2 Конструктивные особенности и современное состояние исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры	10
1.3 Инженерно-геологические условия исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры.....	15
1.3.1 Рельеф и геоморфологические условия.....	15
1.3.2 История геологического развития	21
1.3.3 Геолого-литологическое строение	22
1.3.4 Гидрогеологические условия.....	31
1.3.5 Физико-механические свойства грунтов.....	38
1.3.6 Физико-геологические и инженерно-геологические процессы	40
1.4 Анализ причин деформаций исторических сооружений. Влияние инженерно-геологических условий на состояние сооружений Лавры.	41
1.5 Структура и свойства области взаимодействия грунтов оснований и фундаментов исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры	55
1.5.1 Трапезный храм с церковью Сергия Радонежского	60
1.5.2 Казначейский корпус.....	68
1.5.3 Успенский собор.....	73
1.5.4 Южная, Западная и Северная крепостные стены	83
1.5.5 Библиотечный корпус Московской Духовной Академии	94
ГЛАВА 2 ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ СВЯТО-ТРОИЦКОЙ СЕРГИЕВОЙ ЛАВРЫ	97
2.1 Методы закрепления грунтовых оснований и фундаментов исторических сооружений	97
2.2 Теоретическое обоснование метода инъецирования	101
2.2.1 Разрывная инъекция	104
2.2.2 Инъекция пропиткой грунта.....	115
2.2.3 Уплотнительная инъекция	125
2.2 Технология укрепления методом инъецирования	132
2.3 Укрепление оснований исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры	140

ГЛАВА 3. КОНТРОЛЬ И ОЦЕНКА КАЧЕСТВА ЗАКРЕПЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ СВЯТО-ТРОИЦКОЙ СЕРГИЕВОЙ ЛАВРЫ	147
3.1 Геодезические наблюдения.....	147
3.2 Стационарные наблюдения за развитием трещин	151
3.3 Визуальное обследование в шурфах	151
3.4 Зондирование.....	154
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	157
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	159

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы. Длительная эксплуатация исторических сооружений в изменяющихся природных, техногенных и социальных условиях практически всегда сопровождается их деформациями. Одной из наиболее существенных причин деформаций сооружений является ослабление фундаментов, обусловленное ухудшением свойств строительных материалов, связующего элементов фундамента, грунтов оснований. Результаты 20-ти летнего мониторинга деформаций храмов, башен, оборонительных стен, келейных корпусов и др. сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры (СТСЛ) подтверждают эту закономерность. Поэтому проведение реставрационных работ, направленных на сохранение архитектурных памятников истории и культуры, как правило, начинается с укрепления их фундаментов и грунтов оснований.

Методы усиления оснований исторических зданий и сооружений весьма разнообразны. На их выбор влияют принципы и критерии реставрации, состав и качество строительных материалов, современный уровень технических решений в области сохранения памятников, специфика инженерно-геологических, конструктивных, функциональных условий исторического сооружения. Для укрепления грунтов оснований и фундаментов архитектурных памятников используются в основном два направления: свайные технологии и инъецирование специально подобранными растворами.

Инъекционный метод усиления грунтов наиболее адекватен реставрационной идеологии. В то же время, он минимально изменяет структуру и свойства сферы взаимодействия сооружения с геологической средой, являющейся производной исторического развития - «исторической памятью» геологической среды.

Целью работы является обоснование метода и технологии укрепления оснований исторических сооружений, применительно к историческим сооружениям СТСЛ.

При выполнении работы решали следующие задачи:

- исследование инженерно-геологических условий СТСЛ;
- анализ конструктивных особенностей фундаментов исторических сооружений СТСЛ и их состояние;
- изучение теоретических основ инъекционного метода укрепления грунтов;
- типизация инженерно-геологических условий исторических зданий и сооружений СТСЛ по условиям инъекционного укрепления их оснований;

- разработка проектных технологических решений инъекционного укрепления оснований исторических сооружений;
- оценка качества метода и технологии закрепления грунтов оснований исторических сооружений СТСЛ.

Методы исследования. Для достижения цели работы и решения поставленных задач выполнили обзор накопленных сведений об инъекционном методе и, используемых при его реализации технологических решений. Собрали, систематизировали и проанализировали данные об инженерно-геологических условиях зданий и сооружений СТСЛ. Построили карты распространения, мощности различных генетических типов грунтов на территории СТСЛ. Провели натурные обследования конструктивных особенностей фундаментов сооружений. Выполнили инженерно-геологические изыскания и исследования для оценки свойств, строения, состояния, состава грунтов оснований исторических сооружений. Провели зондирование грунтов оснований сооружений. Организовали комплексный мониторинг параметров процессов на территории СТСЛ, получили, обобщили и выполнили анализ результатов мониторинга до, в процессе и после укрепления оснований сооружений, охватывающего период с 1996 по 2015 гг.

Научная новизна работы состоит в:

- оценке инженерно-геологических условий СТСЛ, в т. ч. условий залегания и свойств техногенных отложений и других генетических образований, выявлении условий формирования подземных вод и оценки их влияния на грунты основания исторических сооружений;
- реконструкции палеогеографических условий СТСЛ;
- получения новых сведений об особенностях строения фундаментов ряда исторических сооружений СТСЛ;
- типизации инженерно-геологических условий исторических сооружений СТСЛ, обеспечивающей эффективное закрепление их оснований;
- выборе методики и технологии укрепления оснований зданий и сооружений Лавры;
- использовании мониторинга деформаций сооружений СТСЛ для оценки качества укрепления их оснований.

Основные защищаемые научные положения:

1. Совместное использование результатов оценки инженерно-геологических условий, инженерно-технических исследований исторических сооружений, а также мониторинга

технического состояния позволяет выделить литотехнические системы (ЛТС) «историческое сооружение - геологическая среда» и эффективный вариант технологии укрепления основания, обеспечивающей уменьшение изменений ЛТС до безопасных величин.

2. Специфические особенности ЛТС СТСЛ показали, что оптимальным технологическим решением по их укреплению является сочетание вертикального и горизонтального инъецирования, позволяющего оптимизировать использование фильтрационной, разрывной и уплотнительной типов инъекции и обеспечить получение ЛТС с заданными свойствами. Реализация оптимальных технологических решений, разработанных при укреплении ЛТС СТСЛ, позволяют стабилизировать их деформации до безопасных величин.

3. Результаты комплексного мониторинга деформаций исторических сооружений СТСЛ до, в процессе и после закрепления их оснований позволяет оценить эффективность выполненного укрепления их оснований, определить направленность и время реализации дальнейших реставрационных мероприятий.

Достоверность и обоснованность научных разработок, итогов полевых и лабораторных исследований, эффективности произведённых работ подтверждаются результатами контрольных испытаний качества закрепления грунтов оснований ряда ЛТС СТСЛ методом вертикального и горизонтального зондирования, а также данными мониторинга деформаций исторических сооружений.

Практическая значимость работы. Получены новые данные об инженерно-геологических условиях СТСЛ и особенностях строения оснований и фундаментов, позволяющие типизировать их по условиям укрепления методом инъецирования. Разработаны варианты технологии закрепления различных оснований исторических сооружений СТСЛ методом инъецирования. Реализованы проекты укрепления фундаментов и грунтов оснований сооружений СТСЛ. Выполнена оценка деформаций сооружений СТСЛ до, в процессе и после укрепления их оснований. Даны рекомендации, необходимые для дальнейшей реставрации сооружений.

Личный вклад автора:

1. Сбор и анализ материалов технического обследования, мониторинга деформаций и изучения инженерно-геологического условий исторических сооружений на территории СТСЛ.

2. Натурные исследования конструкций зданий, фундаментов и грунтовых оснований исторических сооружений СТСЛ для выбора метода, обоснования и разработки технологии их закрепления.
3. Типизация инженерно-геологических, литотехнических условий, ряда исторических сооружений СТСЛ применительно к разработке технологии закрепления оснований.
4. Разработка совместно с сотрудниками Патриаршего архитектурно - реставрационного центра на основе метода «Геокомпозит» «Методики укрепления оснований зданий и сооружений Лавры» г. Сергиев Посад, 2013, согласованной Министерством культуры Российской Федерации Департаментом контроля, надзора и лицензирования в сфере культурного наследия 24.07.2013 г. № 35-12.1-03.
5. Участие в работах по закреплению грунтов оснований исторических сооружений СТСЛ.
6. Анализ результатов мониторинга деформаций исторических сооружений до, в процессе и после закрепления.

Апробация работы. Содержание и основные положения диссертационной работы докладывались и обсуждались на научных конференциях и симпозиумах: Научной конференции «Молодые – наукам о Земле» (Москва, МГГРУ, 2004); VII Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле» (Москва, 2005); Научной конференции «Молодые – наукам о Земле» (Москва, 2006); VIII Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле» (Москва, 2007); Научной конференции «Молодые – наукам о Земле» (Москва, 2008); IX Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле» (Москва, 2009); 2-ом (Сергиев Посад, 2003), 3-ем (Сергиев Посад, 2008), 4-ом (Сергиев Посад, 2009), 5-ом (Нижний Новгород, 2012) и 6-ом (Сергиев Посад, 2015) Международных научно-практических симпозиумах «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси».

Публикации. Результаты диссертационной работы отражены в 16 публикациях (статьи в журналах, тезисы и доклады на научных конференциях), в том числе 3 статьи в журналах, входящих в Перечень, рекомендованный ВАК Минобрнауки РФ.

Структура и объем работы

Диссертация состоит из введения, 3 глав, заключения и списка литературы из 108 наименований. Работа изложена на 168 страницах машинописного текста, включает 107 рисунков и 20 таблиц.

ГЛАВА 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ СВЯТО-ТРОИЦКОЙ СЕРГИЕВОЙ ЛАВРЫ

1.1 История основания архитектурного ансамбля Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Свято-Троицкая Сергиева Лавра — крупнейший монастырь России, расположенный в центре города Сергиев Посад Московской области. Монастырь мужской, основан в 1337 году преподобным Сергием Радонежским [5] (рис.1). На протяжении столетий Свято-Троицкая Сергиева Лавра является одной из самых почитаемых российских православных святынь, крупнейшим центром духовного просвещения и культуры. В Лавре веками собиралась уникальная библиотека рукописных и старопечатных книг. Постриженниками Лавры основаны и духовно обустроены сотни русских монастырей.

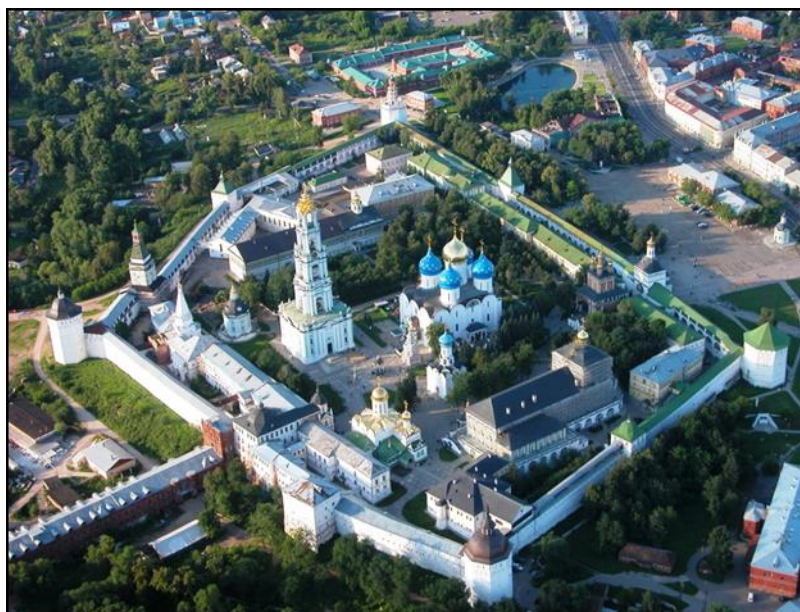


Рис.1. Архитектурный ансамбль Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Монастырь играл важную роль в политической жизни Руси и был опорой российских правителей. За свою долгую историю монастырь неоднократно подвергался нападениям неприятелей. В 1608–1610 годах обитель выдержала осаду тридцатитысячного войска польско-литовских интервентов. Осажденных защитников в самом монастыре насчитывалось около трех тысяч.

В 1744 году монастырь получил почетное наименование Лавры. В XVIII–XIX веках в окрестностях Лавры возникли Вифанский монастырь, Боголюбский, Черниговско-Гефсиманский скиты и скит Параклита. Эти небольшие обители, духовно и административно связанные с Лаврой, явили миру замечательных старцев-подвижников.

В 1920 году Троице-Сергиева Лавра была закрыта. В ее зданиях разместился историко-художественный музей, другие учреждения. Часть строений заняли под жилье. Возрождение обители началось в первый послевоенный год. В Великую Субботу 1946 года ожившие лаврские колокола возвестили о первом после закрытия Лавры богослужении в Успенском соборе. Возобновленный монастырь и ныне занимает выдающееся место в жизни Русской Православной Церкви. В его стенах в 1971, 1988, 1990 годах проходили Поместные Соборы. Тысячи паломников стекаются в Троице-Сергиеву Лавру со всех концов России, из стран ближнего и дальнего зарубежья.

В 2014 году Русская Православная Церковь торжественно праздновала 700-летие со дня рождения преподобного Сергия Радонежского. Кульминацией торжеств стали праздничные Патриаршие богослужения в Свято-Троицкой Сергиевой Лавре, а также крестный ход из Покровского Хотькова монастыря, который возглавил лично Святейший Патриарх Московский и всея Руси Кирилл.

Древнейшая постройка на территории Лавры – Троицкий собор (1422–1425), в котором почивают святые мощи Игумена земли Русской преподобного Сергия Радонежского. В иконостасе храма – иконы, написанные Андреем Рублевым. Древностью отличается и церковь в честь сошествия Святого Духа на апостолов, построенная псковскими мастерами в 1476 году. Величественный Успенский собор возведен в 1559–1585 годах по повелению царя Иоанна Грозного. Возле собора – усыпальница царя Бориса Годунова и членов его семьи. Шатровая церковь преподобных Зосимы и Савватия Соловецких при Больничных палатах сооружена в 1635–1637 годах. Великолепием убранства в стиле "московского барокко" отличается церковь Преподобного Сергия с трапезной (1687–1692). К числу памятников церковного зодчества XVIII века относятся Михеевская (1734) и Смоленская (1746–1753) церкви, а также пятиярусная колокольня (1741–1770) [5].

С 1814 года на территории Троице-Сергиевой Лавры располагается Московская Духовная академия – старейшее высшее учебное заведение России, основанное в 1685 году в Москве. Переведенная после пожара 1812 года в Лавру, академия разместилась в бывших Царских чертогах (XVII в.). После закрытия в 1919 году академия возродилась в 1946 году. Московские Духовная академия и семинария готовят священнослужителей Церкви, преподавателей духовных учебных заведений, церковных работников. При семинарии действует Регентская и Иконописная школы.

Архитектурный ансамбль Свято-Троицкой Сергиевой Лавры включен в Список Всемирного наследия ЮНЕСКО.

1.2 Конструктивные особенности и современное состояние исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Для строительства храмов на Руси всегда использовались лучшие материалы и совершенные конструкции. Из истории мировой архитектуры известно, что именно при строительстве храмов рождались новые архитектурные и конструктивные решения и приемы, которые использовались затем в других видах строительства [86].

С IX в. в строительстве каменных храмов на Руси господствующей была пришедшая из Византии крестово-купольная конструктивная система, основанная на применении купола на квадратном основании [86]. Над храмовым зданием сооружали главный купол, с которым могло соседствовать от четырех до двенадцати меньших куполов. Эту центральную «главу» поддерживал барабан со световыми окнами, опиравшийся на четыре главных столба, находящихся внутри храма. Таким образом, прямоугольное в плане здание церкви как бы расчленялось крестом, перекрестье которого приходилось точно на центр храма – подкупольное пространство между четырьмя главными столбами. Главные и прочие столбы делили храм на нефы – галереи, идущие от входа к алтарю, межрядовые пространства. Нефов, как правило, было три или пять. С восточной стороны в храме располагался алтарь. В области алтаря церковная стена выдавалась полукруглыми выступами – апсидами. Полукруглые покрытия церковных сводов назывались закомарами (рис.2).



Рис.2. Схема четырехстолпного трехнефного крестово-купольного храма

При крестово-купольной конструктивной системе нагрузка от барабана главного купола посредством парусов и главных подпружных арок передавалась на массивные центральные столбы и, далее, боковыми подпружными арками – на боковые столбы и мощные стены сооружения. Нагрузка на фундаменты распределялась неравномерно. Максимальная нагрузка от сооружения приурочена к фундаментам центральных столбов, средняя - к фундаментам боковых столбов, угловых частей зданий и основных несущих элементов в пряслах стен, минимальная – к апсидам и пряслам стен между основными несущими элементами.

В бесстолпных храмах максимальные нагрузки приходятся на центральные части стен здания, средние нагрузки – на угловые части сооружения, а минимальные нагрузки приурочены к апсидам храма.

Деформации крестово-купольной и других систем при вертикальных подвижках опор чаще всего связаны с естественной разностью осадок ленточных и столбчатых фундаментов несущих конструкций, развивающих неодинаковые напряжения в основании. Напряжения в основаниях стен и центральных столбов распределялись неравномерно и соответствующие им осадки фундаментов различаются в 1,3-2,0 раза [78].

Важным конструктивным элементом всех исторических построек является фундамент, передающий нагрузки от сооружения на грунты основания. Конструкции фундаментов весьма разнообразны и полностью не изучены.

Большинство фундаментов исторических сооружений (XIV-XVIII вв.) возводились ленточными, в виде бутовой кладки. Такие фундаменты являются абсолютно «гибкими» и плохо работают на восприятие изгибающих моментов, поэтому при наличии разности осадок в пределах здания в стенах появляются трещины. Для создания фундаментов архитекторами использовался крупнообломочный каменный материал в виде окатанных (валуны магматических или метаморфических пород) и неокатанных обломков (бутовый камень из известняка, доломита, песчаника), а также пиленных блоков (известняк, доломит), размером от 0,3 до 0,8 м, иногда до 1,5 м в поперечнике [79].

Устройство фундаментов проводилось, как правило, в фундаментном рву. Забутовка земляных траншей осуществлялась валунами или бутовыми камнем «насухо» или с проливкой известковым, известково-цемяночным или глинистым раствором. Использование валунов и бута для возведения фундаментов продолжалось до середины XIX века, на смену им пришли пиленные блоки из белого камня, бутовая кладка с тщательной расщебенкой и кирпичная кладка на известковом растворе и романском цементе. Самостоятельное значение кирпич получил после XVII века.

Ширина подошвы фундаментов и форма поперечного сечения во многом зависели от типа и состояния грунтов, в которых разрабатывались рвы для ленточных фундаментов. В устойчивых грунтах создавались траншеи с почти вертикальными стенками, что позволяло уширять по сравнению с будущими стенами фундаменты по всей глубине, придавая фундаментам поперечное сечение, близкое к прямоугольному или трапецидальному с уширенным основанием до 2,2-3,0 м. При проходке траншей в слабых и неустойчивых грунтах фундаменты повторяли трапецидальную форму с сужением к низу под углом 70-80°, которое составляло ширину стены. Размеры выносов валунных фундаментов в среднем составляли от 0,1-0,2 м до 0,5-0,6 м и в некоторых случаях достигали несколько метров [79].

Поверх бутовой кладки на уровне дневной поверхности устанавливали горизонтальную противокapиллярную гидроизоляцию из смеси извести, толченого кирпича и железных опилок мощностью 4-5 см, а также использовали бересту. Для снижения попадания капиллярной влаги в стены, верхние 1-2 ряда валунной кладки выводились выше дневной поверхности. Это позволяло поднимающейся влаге испаряться, но со временем мощность техногенных накоплений увеличивалась и поднимающаяся капиллярная влага, не имея возможности испаряться, стала попадать в кладку стен и их увлажнять [79].

Для многих исторических сооружений несущая способность грунтов под ленточными фундаментами или по всей площади сооружения искусственно увеличивалась. В соответствии с разработанными еще со времен Витрувия (I в до н. э.) приемами, в них вбивали деревянные (дубовые, сосновые или из лиственницы) сваи - коротыши. В своих рекомендациях итальянский архитектор А. Палладио (XVI в.) уточняет: «Если почва окажется мягкой на значительную глубину как на болотах, то надо установить сваи длиной в 1/8 вышины стены и толщиной в 12 долей своей длины. Их должно ставить настолько тесно, чтобы не оставалось места для других и вбивать ударами скорее частыми, чем тяжелыми для того, чтобы под ними плотнее улеглось и лучше держало» [96].

Забитые сваи повышают несущую способность и уменьшают неоднородность сложения грунтового основания. В основном уплотняли пылевато-глинистые и песчаные грунты, служащие основанием большинства сохранившихся памятников архитектуры. После забивки свай и завершения строительства уплотненные грунты в пределах свайного поля находятся в напряженном состоянии.

Использование деревянных свай для укрепления грунтов оснований сооружений способствовало длительному сохранению многих исторических памятников архитектуры

(XV-XVIII вв.), построенных в сложных инженерно-геологических условиях. Примером тому служат многочисленные архитектурные сооружения Свято-Троицкой Сергиевой Лавры, построенные лучшими зодчими страны в XV—XIX вв.

За столетия на территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры сложился уникальный ансамбль разновременных построек, включающий более пятидесяти зданий и сооружений различного назначения (рис. 3). В основном, они представляют собой жесткие кирпичные крестово-купольные, линейные, высотные и другие виды конструкции, не обладающие пространственной жесткостью и поэтому чувствительные к даже небольшим неравномерным деформациям основания.



Рис.3. Схема архитектурного ансамбля Свято-Троицкой Сергиевой Лавры:

1 - Троицкий собор (XV в.); 2 - Серапионова палатка (XVI в.); 3 - Церковь во имя Сошествия Святого Духа на апостолов (XVI в.); 4 - Успенский собор (XVI в.); 5 - Соборные палаты с храмом преподобных Зосимы и Савватия Соловецких (XVII в.); 6 - Трапезная с церковью Сергия Радонежского (XVII в.); 7 - Царские чертоги (XVII в.) с храмом Покрова Божией Матери; 8 - Церковь святого Иоанна Предтечи (XVII в.), 9 - Михеевская церковь (XVIII в.), 10 - Церковь Смоленской иконы Божией Матери (XVIII в.), 11 - Колокольня (XVIII в.), 12 - Надкладезная часовня (XVII в.), 13 - Сень над крестом (XIX в.), 14 - Памятный обелиск (XVIII в.), 15 - Митрополичьи покои (XVIII в.), 16 - Восточная крепостная стена, 17 - Западная крепостная стена, 18 - Северная крепостная стена, 19 - Южная крепостная стена, 20 - Красная башня. Святые ворота (XVII в.), 21 - Пятницкая башня (XVII в.), 22 - Луковая башня (XVI - XVII вв.), 23 - Водяная башня (XVII в.), 24 - Водяные ворота (XVI - XVII вв.), 25 - Пивная башня (XVI - XVII вв.), 26 - Келарская башня (XVII в.), 27 - Плотничья башня (XVI - XVII вв.), 28 - Каличья башня (XVIII в.), 29 - Звонковая, бывш. Кузнечная башня (XVI - XVII вв.), 30 - Уточья башня (XVII в.), 31 - Сушильная (XVI - XVII вв.), 32 - Успенские ворота (XVII в.), 33 - Казначейский корпус (XVII в.), 34 - Московская Духовная академия (XIX в.), 35 - братские кельи (XVII в.).

Крестово-купольную конструкцию имеют следующие сооружения: четырехстолпный Троицкий собор, воздвигнутый из белого камня в 1422-1423 годах преподобным Никоном «в честь и похвалу» основателю монастыря преподобному Сергию Радонежскому; Духовский храм, или храм Сошествия Святого Духа на Апостолов с подкупольной звонницей, построенный из кирпича псковскими мастерами в 1476 г.;

церковь Рождества Иоанна Предтечи, или Предтеченский храм (1692-1699 гг.), - расположенный над широким арочным проемом, в котором до перенесения в сер. XVI в. монастырской стены располагались Святые врата – главный вход в монастырь; Успенский собор – крупнейшее сооружение монастыря, строившееся с 1559 по 1585 гг. по образцу Успенского собора Московского Кремля.

Примером бестолпных храмов являются: Надкладезная часовня, сооруженная в нарышкинском стиле (кон. XVII в.), по форме она подобна миниатюрному четырехъярусному храму, увенчана куполом и крестом; небольшая Михеевская церковь, построенная в 1734 г. над гробом Михея Радонежского; восьмигранная барочная Смоленская церковь (церковь Одигитрии), построенная в 1746-1748 гг. и обладающая двумя широкими каменными лестницами.

К линейным конструкциям относятся каменные крепостные стены с 11 башнями, возведенными в XVI в. и основательно перестроенными в XVII столетии, опоясывающие по всему периметру монастырские постройки неправильным четырехугольником, сохраняя древнюю «четверообразную» планировку. Протяженность оборонительных стен составляет 1370 м.

Высотным сооружением монастыря является пятиярусная Лаврская колокольня (1741-1771 гг.) высотой 88 м.

К типовым конструкциям исторических сооружений относятся здания в основном двух- и трехэтажные (малоэтажные), состоящие из несущих стен, перекрытий и кровли. При такой конструкции сооружения, нагрузка распределяется равномерно на фундаменты. Такими сооружениями являются: трехэтажные Митрополичьи покои, являвшиеся местопребыванием московских архиереев (XVI-XVII вв.), перестроенные полностью в 1778 г.; братские келлы – Варваринский, Предтеченский, Экономовский, Инспекторский корпуса; большое двухэтажное здание Царских Чертогов с церковью Покрова Божией Матери, построенного в конце XVII в. в качестве царского дворца, а с 1814 г. в Царских Чертогах располагалась Московская Духовная Академия (МДА); здания корпусов МДА – Классного, Библиотечного, Больничного; здание Казначейского корпуса и примыкающие к нему с севера Соборные палаты.

К конструкции типового вида относятся и сооружения, находящиеся за пределами монастырских стен. Так за южными стенами, в Пафнутьевом саду, расположено здание Пафнутьевской гостиницы (1892 г.). За западными стенами – Семинарский корпус (1893-1896 гг.). А за северо-восточными стенами, около Белого пруда, находится здание двухэтажного гостиничного флигеля. Здание флигеля состоит из пристроенных друг другу двух неравных частей. Западная часть флигеля построена в 1870-1871 гг., восточная – в

1872 г. Отделка обеих частей здания производилась в 1872-1873 гг. Здание флигеля имеет историческое значение как для Лавры, так для Сергиева Посада, в связи с открытием в нем 16 октября 1876 года Сергиево-Посадской четырехклассной мужской прогимназии, превращенной позднее в восьмиклассную гимназию.

На территории монастыря расположены сооружения, отличающиеся от вышеописанных видов конструкций. К ним относится шатровый храм – церковь преподобных Зосимы и Савватия Соловецких (1635-1637 гг.), примыкающая к Больничным палатам, а также Трапезный Сергиевский храм с церковью Сергия Радонежского, возведенный по повелению царей Иоанна и Петра Алексеевичей в 1686-1692 гг. По своей архитектуре и исключительному богатству декора фасадов, Трапезный Сергиевский храм относится к лучшим образцам московского барокко.

Конструкции фундаментов сооружений, набор строительных материалов, технология и состав материалов, использованных при строительстве для укрепления грунтов основания, для каждого сооружения различны. Они подбирались индивидуально, исходя из инженерно-геологических условий участка, на котором возводилось сооружение, его конструктивных особенностей, архитектурных предпочтений времени строительства.

1.3 Инженерно-геологические условия исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

На территории Лавры инженерно-геологические изыскания под конкретные сооружения в разные годы были выполнены многими организациями: Мосгоргеотрест, Военморгражданпроект, Мособлгеотрест, Гипростанок, Союзкурортпроект, МГРИ-РГГРУ, МГСУ, ГСПИ, ПАРЦ СТСЛ.

1.3.1 Рельеф и геоморфологические условия

Ансамбль Свято-Троицкой Сергиевой Лавры расположен на левобережном склоне реки Кончуры, являющимся водоразделом между рекой Кончурой и ручьем Вондуга. Речные долины огибают Лавру с трех сторон: севера, запада и юга, создавая выгодные оборонительные условия (рис. 4, 5). Первоначальный рельеф участка в результате строительства и перестройки зданий и сооружений Лавры, а также строительства на прилегающей территории монастыря, сильно изменился. Поверхность современного рельефа не отражает природных геоморфологических особенностей. В настоящее время рельеф Лавры выровнен, а мощность техногенных грунтов колеблется от 1,3 до 7,2 м.

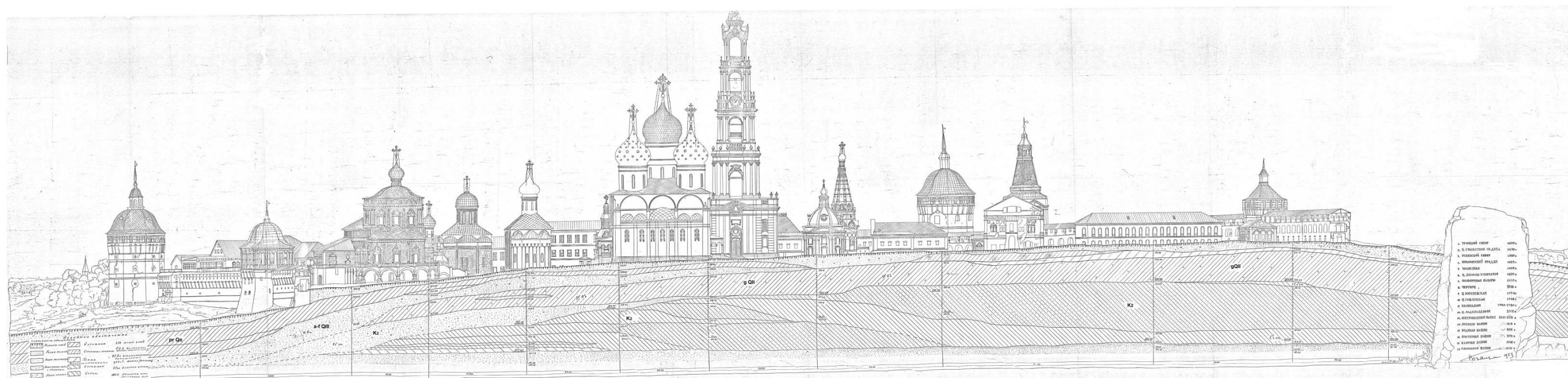


Рис. 5. Инженерно-геологический разрез по линии I-I [6]

Палеогеографическая реконструкция территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры позволила представить исторические условия формирования архитектурного комплекса, обоснование размещения тех или иных сооружений в пределах монастыря, особенности инженерно-геологических условий зданий и сооружений (рис. 6).

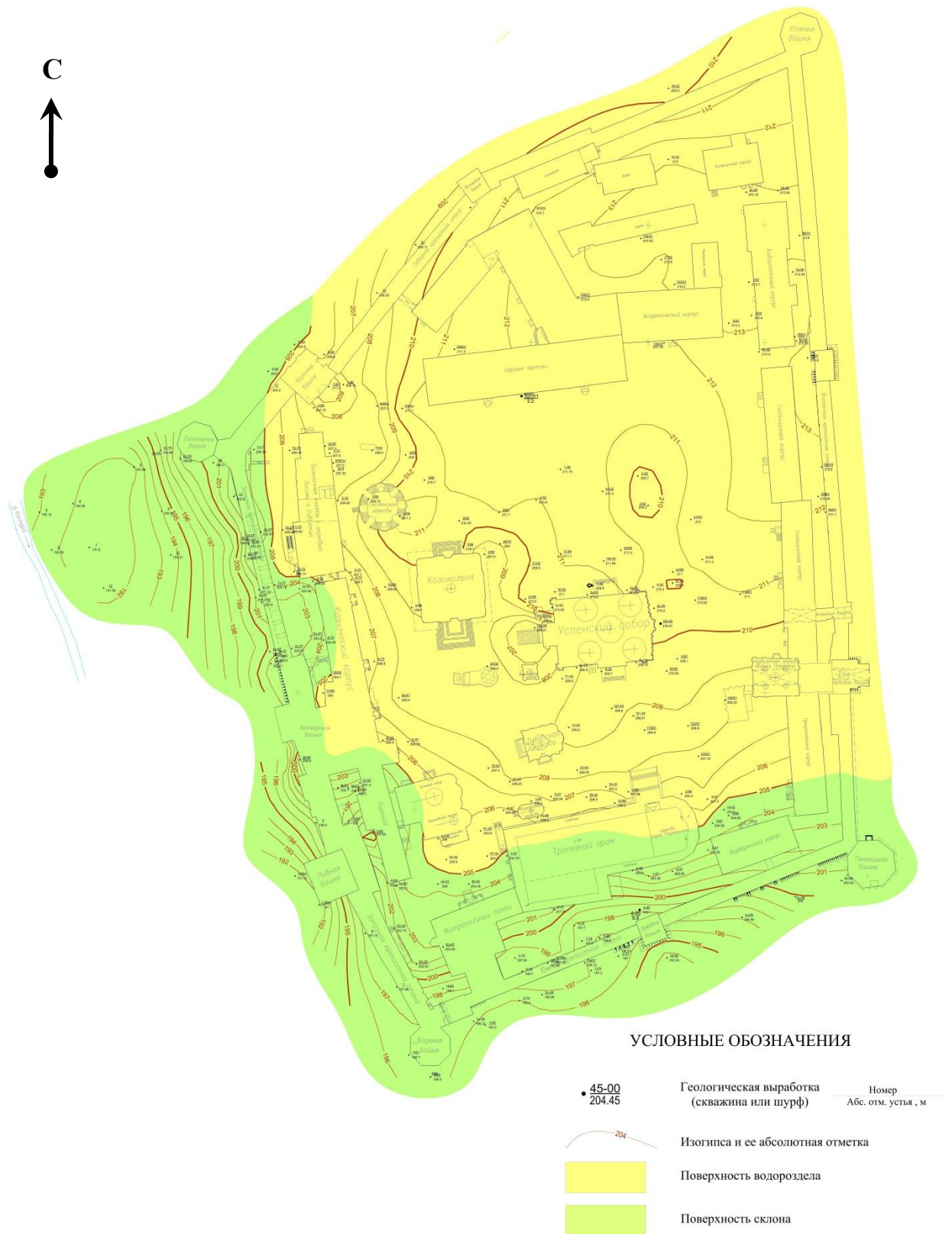


Рис.6. Палеогеографическая карта территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Русло реки Кончуры имеет ширину 3-4 м местами до 7 м. В настоящее время оно существенно загрязнено строительным мусором. С западной стороны у здания бывшей типографии и под ним река течет по трубам. В северо-западной части, где река Кончура принимает в себя ручей Вондюгу, пойма расширена и заболочена, а русло реки разделяется на протоки.

Территория Свято-Троицкой Сергиевой Лавры в геоморфологическом отношении приурочена к Клинско -Дмитровской моренно-эрозионной возвышенности и расположена на первой и второй надпойменных террасах левого берега реки Кончуры.

Основные сооружения Лавры – Московская Духовная Академия, Успенский собор, Колокольня, Троицкий Собор, Казначейский корпус, Трапезный храм располагаются на водоразделе, поверхности и склоне второй надпойменной террасы, которая возвышается над урезом реки Кончуры на 12-14 м.

Отметки поверхности занимаемого Лаврой участка изменяются от 216,0 м до 202,2 м с общим уклоном в юго-западном направлении (рис. 7). В том же направлении, за крепостными стенами Лавры, в сторону реки Кончуры, рельеф местности резко снижается, за стеной до абсолютной отметки 196,6 м, а у реки до 190,0 м. Уровень воды в реке Кончуре на юге составляет 189,2 м, дно реки 187,7 м. На участке впадения ручья Вондюги в реку Кончуру абсолютная отметка уреза реки – 193,4 м.

В пределах Лавры разность отметок достигает примерно 12,0 м. По крутизне склона поверхности выделяются два участка. Первый (северный), расположенный на территории Духовной Академии, имеет сравнительно ровную поверхность с отметками 213,0-216,0 м, полого падающую в юго-западном направлении ($J=0,011$). Он представляет собой поверхность водораздела, южная граница которого проходит по сопряжению тылового шва второй надпойменной террасы с древним водоразделом, проходящим по линии Колокольня - Успенский собор - Успенские ворота. Вторым участком имеет форму подковы и образует довольно значительные уклоны в западном ($J=0,063$), юго-западном ($J=0,076$) и юго-восточном ($J=0,094$) направлениях. По этим трем направлениям обеспечивается отвод поверхностного стока [74].

Казначейский корпус и Соборные палаты с церковью Зосимы и Савватия размещены на поверхности второй надпойменной террасы, а Келарская башня, входящая в состав Казначейского корпуса, с участком западной крепостной стены, примыкающей к типографии, на крутом уступе второй террасы, возвышающимся над поймой на 9-11 метров. Откос между поймой и западной стеной - крутой, задернованный. По материалам изысканий прошлых лет бурением здесь выявлена первая надпойменная терраса, сохранившаяся лишь на отдельных участках [35, 104, 105].

Поверхность первой надпойменной террасы прослеживается под насыпью на абсолютной отметке 199 метров, вторая надпойменная терраса выделяется на отметках 202-209 метров. Уступ второй террасы выражен не чётко, поверхность её размыта, на отдельных участках вырисовываются понижения, являющиеся, вероятно, вершинами древних овражков.

Плотничья, Водяная, Пятницкая башни, Западная и Южная стены расположены на бровке второй надпойменной террасы. Изучение геологического строения территории позволяет предположить наличие ранее существовавшего широкого, неглубоко, до 3 – 4 м врезанного в склон оврага, впадающего в пойму речки Кончуры немного восточнее Водяной башни. Впоследствии этот овраг был засыпан. Абсолютные отметки территории в районе Плоничьей башни 206,70-203,73 м, у Водяной башни – 200,35-199,59 м, у Пятницкой башни – 204,61-202,55 м [103].

Трапезный храм с церковью Сергия Радонежского расположен на склоне второй надпойменной террасы. На этом участке разность отметок составляет около 5,4 м. Анализ современных гипсометрических отметок поверхности территории и ее геологического строения говорит о значительных изменениях рельефа участка Трапезного храма, которые произошли со времени ее строительства. Поверхность почвенно-растительного слоя с северной стороны Трапезной на 1,2 м выше уровня цоколя гульбища. Понижение отметок склона с севера на юг под зданием составляет 2-4 м и далее, до южной оборонительной стены, еще 0,5-1 м. С севера на юг отметки пола разных участков здания соответственно рельефу также понижаются на 2-4 м. Однако поверхность покровных суглинков, покрывающих склон второй террасы, понижается на 4-5 м. Уступ второй террасы реки Кончуры был значительно круче, чем сейчас. Угол наклона поверхности склона на отрезке от Трапезного храма до южной стены составляет примерно 12-15 градусов [77]. Граница первой надпойменной террасы прослеживается фрагментарно с внешней стороны южной стены.

За южной оборонительной стеной на высокой пойме реки Кончуры на отметках 194,95 – 193,90 м расположена Пафнутьевская гостиница [37].

1.3.2 История геологического развития

История геологического развития территории расположения комплекса Свято-Троицкой Сергиевой Лавры в четвертичный период представляется следующим образом [76].

Со времени исчезновения мелового моря активизация геологической деятельности на данной территории началась в период днепровского оледенения. В результате

деятельности водно-ледниковых потоков, шедших с ледяного плаща днепровского ледника, территория была покрыта толщей песков, а речные долины заметно углубились. Впоследствии большая часть этих отложений была переработана московским ледником, основная морена, которая наблюдается всюду, исключая долины рек. При таянии московского ледника сформировалась вторая надпойменная терраса реки Кончуры, которая фактически является водно-ледниковой и ее следует по возрасту образования отнести к среднему отделу четвертичной системы. В пользу этой гипотезы говорят такие факты, как:

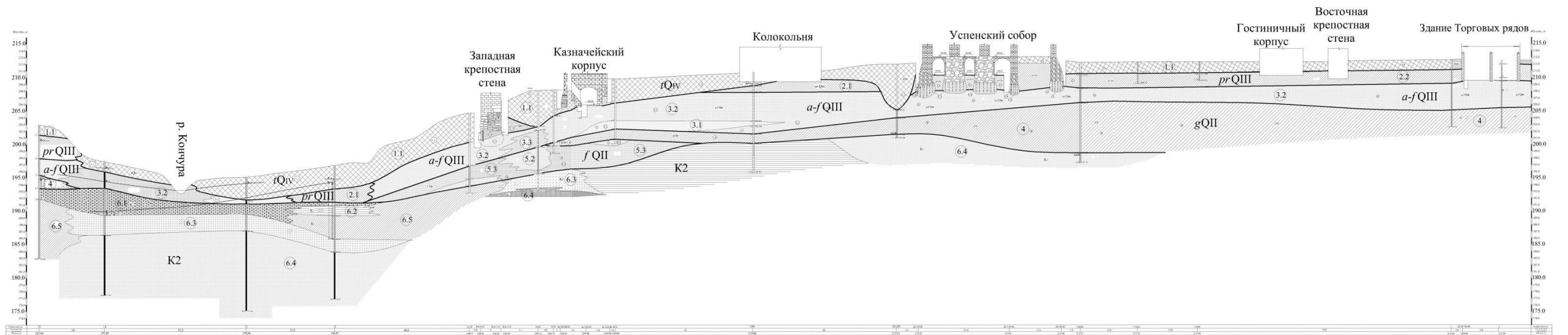
- характерные для аллювия серые с примесью органики песчано-глинистые отложения нигде на высоте 13-16 м над урезом реки не встречены;
- больше нигде в пределах города Сергиев Посада на высоте 13-16 м над поймой реки Кончуры аллювиальных отложений нет – встречается только флювиогляциальные отложения периода отступления московского ледника;
- поверхность так называемой второй надпойменной террасы совершенно нехарактерна для геоморфологических образований, возникших в результате деятельности рек: нет тылового шва, поверхность имеет значительный уклон, напротив, она весьма характерна для зандровых полей ближайших окрестностей.

В постледниковое время шел эрозионный процесс в долине реки Кончуры с образованием первой надпойменной террасы, поверхность которой впоследствии была существенно переработана меандрами реки и в тыловом шве перекрыта отложениями склонового делювия. Параллельно происходило формирование покровных эолово-делювиальных накоплений.

В голоценовое время активен процесс речной эрозии и формирования пойменных отложений реки Кончуры, и на первый план выдвинулась деятельность человека как геологической силы – происходит формирование культурного слоя и мощной толщи техногенных образований.

1.3.3 Геолого-литологическое строение

В геологическом строении занимаемого Лаврой залегают разнообразные по составу и свойствам отложения четвертичной и меловой системы (рис. 8). При выделении инженерно-геологических элементов за основу приняли расчленение разреза на инженерно-геологические элементы (ИГЭ), составленное по результатам инженерно-геологических исследований, проведенных Патриаршим архитектурно-реставрационным центром в Свято-Троицкой Сергиевой Лавры в 1994-2014 гг. [33÷38, 70, 71, 73, 74, 77].



УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Геологическое строение

Техногенные отложения (tQIV)

Насыщенные группы

ИГЭ-1.1 Техногенный грунт - супесь пластичная, местами текучая и твердая, суглинок мягкопластичный, местами полутвердый, песок средней крупности с включениями обломков кирпича, древесины, известняка, дресвы, щебня, гравия, гальки кристаллических пород от 5 до 40%

Группы, измененный в условиях естественного залегания вследствие уплотнения сваями и под весом сооружений

- ИГЭ-1.2.1 Песок гравелистый, средней плотности, со сваями и отверстиями от свай
- ИГЭ-1.2.2 Песок средней крупности, средней плотности, со сваями и отверстиями от свай
- ИГЭ-1.2.3 Супесь пылеватая, от пластичной до текучей, со сваями и отверстиями от свай
- ИГЭ-1.2.4 Суглинок легкий пылеватый, от твердого до тугопластичного со сваями и отверстиями от свай, заполненных черной трухой и суглинком
- ИГЭ-1.2.5 Суглинок легкий пылеватый, от текучекастичного до текучего со сваями и отверстиями от свай, заполненных черной трухой и суглинком
- ИГЭ-1.2.6 Суглинок тяжелой пылеватый тугопластичный со сваями и отверстиями от свай, заполненных черной трухой и суглинком
- ИГЭ-1.2.7 Суглинок тяжелой пылеватый от мягкого до текучекастичного со сваями и отверстиями от свай, заполненных черной трухой и суглинком
- ИГЭ-1.2.8 Глина легкая пылеватая, полутвердая со сваями и отверстиями от свай, заполненных черной трухой и суглинком

Покровные отложения (pr QIII)

- ИГЭ-2.1 Суглинок легкий пылеватый тугопластичный
- ИГЭ-2.2 Суглинок тяжелый пылеватый, от полутвердого до тугопластичного
- ИГЭ-2.3 Супесь пылеватая твердая
- ИГЭ-2.4 Супесь пылеватая, пластичная

Аллювиально-флювиогляциальные отложения (a-f QIII)

- ИГЭ-3.1 Песок гравелистый, средней плотности, малой степени водонасыщения
- ИГЭ-3.2 Песок средней крупности, от плотного до средней плотности, средней степени водонасыщения
- ИГЭ-3.3 Суглинок легкий, пылеватый, тугопластичный

Моренные отложения (g QII)

- ИГЭ-4 Суглинок легкий пылеватый твердый, полутвердый, тугопластичные красно-бурого цвета с галькой и гравием коренных пород

Флювиогляциальные отложения (f QII)

- ИГЭ-5.1 Песок крупный, плотный, насыщенный водой
- ИГЭ-5.2 Песок средней крупности, от плотного до средней плотности, насыщенный водой
- ИГЭ-5.3 Песок мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения и насыщенный водой

Меловые отложения (K2)

- ИГЭ-6.1 Песчанки глауконитовые выветрелые зеленого и серо-зеленого цвета, мелкозернистые, местами ожелезненные с глинистым цементом
- ИГЭ-6.2 Глины легкие пылеватые полутвердые, твердые слоистые серо-зеленого цвета
- ИГЭ-6.3 Супеси пылеватые пластичные с прослоями песка мелкого, пылеватого средней плотности серо-зеленого цвета
- ИГЭ-6.4 Пески средней крупности средней плотности слоистые серо-зеленого цвета, водонасыщенные
- ИГЭ-6.5 Переслаивание суглинков легких пылеватых мягкопластичных, полутвердых с супесью пылеватой твердой серо-зеленого цвета

Материалы фундаментов и стен сооружений

- Кирпичная кладка из красного кирпича на известковом растворе
- Фундамент сложен валунами кристаллических и кремнистых пород на глинисто-песчано-известковом растворе
- Фундамент сложен плитами и глыбами зеленого песчанка на выщелоченном до "муки" известковом растворе
- Уровень подземных вод
- Уровень установления напорных вод, Н - высота напора, м
- Верховодка
- Линия инженерно-геологического разреза
- Скважина $\frac{10}{203,32}$ номер абс. отметка устья скважины, м

3 Номер инженерно-геологического элемента

Граница слоев: слева - глубина до границы, м
справа - абс. отметка, м

Консистенция и степень влажности грунтов

Суглинок полутвердый

Песок средней степени водонасыщения, супесь пластичная

Глина, суглинок тугопластичные

Песок насыщенный водой

Суглинок мягкопластичный

Глубина скважины (слева), м

справа - абс. отметка, м

Рис. 8. Инженерно-геологический разрез по линии П-П

Четвертичные отложения

Четвертичные отложения в пределах рассматриваемой территории распространены повсеместно, залегая на коренных отложениях меловой системы.

Комплекс четвертичных отложений представлен почвенно-растительным слоем, техногенными грунтами (tQ_{IV}), покровными (prQ_{III}), аллювиально-флювиогляциальными ($a-fQ_{II}$), моренными (gQ_{II}) и флювиогляциальными (fQ_{II}) отложениями.

Почвенно-растительный слой

Почвенно-растительный слой на территории Лавры распространен в пределах участков, прилегающих к храмам, на территориях кладбищ, небольших садилов. В их пределах он имеет мощность 0,2-0,3 м и представлен суглинком, с примесью органических веществ.

Техногенные грунты (tQ_{IV})

Техногенные отложения ИГЭ 1 по своим свойствам весьма разнообразны. По условиям формирования они разделяются на две подгруппы: насыпные грунты ИГЭ 1.1 и грунты, измененные в условиях естественного залегания вследствие уплотнения сваями и под весом сооружения ИГЭ 1.2.

Насыпные грунты

Насыпные грунты ИГЭ 1.1 развиты на всей территории исследования и имеют весьма неоднородное сложение. Они представлены суглинками от текучепластичной до твердой консистенции и супесями от текучей до твердой консистенции, с примесью органических веществ, включений щебня, гравия, гальки кристаллических пород от 15 до 40%, а также слаборазложившейся щепы и древесины. Структуру и мощность слоя рассматриваемых грунтов определяют условия техногенеза. Поэтому в стратиграфическом разрезе техногенного слоя помимо суглинков встречаются прослои угля, битого кирпича и известняка, что отражает периоды строительства и реставрации сооружения.

Насыпные грунты выдержаны на территории Лавры неравномерно, мощность изменяется от 1,0 до 7,2 м. Мощность техногенного слоя в центре монастыря колеблется около 1,0-1,5 м, в восточном – 1,0-2,5 м, в южном направлении увеличивается до 7,2 м, в западном достигает 4,0-5,5 м, а в северном направлении не превышает 3 м (рис. 9).



Рис.9. Карта мощности техногенных (насыпных) отложений (tQ_{IV}) на территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Насыпные грунты – это специфический тип грунтов, отличающийся от естественных образований неоднородностью вещественного состава, высокой изменчивостью строения, состояния и свойств.

Исследование [12] химико-минерального, гранулометрического и микроагрегатного составов, физических, водно-физических и физико-механических свойств показали, что техногенные грунты насыпного слоя Лавры характеризуются:

- специфическим минеральным составом за счет разнообразных включений, повышенным содержанием карбонатов кальция, органических веществ (до 5,5%), низким содержанием глинистых минералов;
- высокой неоднородностью грунтов по дисперсности, присутствием в глинистой фракции кальцита и кварца;
- пониженными значениями показателей плотности за счет содержания органических веществ и высокой пористости в естественном сложении;
- большой высотой капиллярного поднятия за счет содержания органических веществ и высокодисперсных минеральных составляющих;
- низкими показателями прочностных свойств и высокой сжимаемостью.

Грунты, измененные в условиях естественного залегания

Перед строительством фундаментов стен, башен, многих сооружений и зданий Лавры, грунты основания уплотняли сваями длиной от 0,6 до 2,2 м и диаметром от 80 до 380 мм. Расстояние между сваями выбирали таким, чтобы грунт уплотнялся до максимально возможной плотности при имеющей место влажности. Поэтому расстояние между сваями изменялось в достаточно широких пределах от 0,25 до 0,50 м. Непосредственно под фундаментом уплотнялись суглинки и супеси, а также аллювиально-флювиогляциальные пески. В процессе строительства сооружений и после их возведения в результате осадки сооружения лента уплотненного сваями грунта уплотнялась дополнительно.

В данной толще грунта выделено 8 инженерно-геологических элементов (ИГЭ): ИГЭ 1.2.1 - песок гравелистый, средней плотности; ИГЭ 1.2.2 - песок средней крупности, средней плотности; ИГЭ 1.2.3 - супесь пылеватая от пластичной до текучей; ИГЭ 1.2.4 - суглинок легкий пылеватый от твердого до тугопластичного; ИГЭ 1.2.5 - суглинок легкий пылеватый от текучепластичного до текучего; ИГЭ 1.2.6 - суглинок тяжелый пылеватый, тугопластичный; ИГЭ 1.2.7 - суглинок тяжелый пылеватый от мягко- до текучепластичного; ИГЭ 1.2.8 - глина легкая пылеватая, полутвердая.

По истечению некоторого промежутка времени сваи, находящиеся в зоне аэрации или переменного увлажнения, начинали гнить и разрушаться. При гниении свай, окружающий грунт насыщался органикой и разуплотнялся. В зависимости от условий гниения, окружающий грунт принимал темно-коричневый или серо-зеленый цвет.

В первую очередь гниению подверглись деформированные в процессе забивки, открытые верхушки свай, находящиеся фундаменте или непосредственно под фундаментом. Нижние отрезки свай, забитые в техногенные грунты, покровные суглинки или аллювиально-флювиогляциальные пески имели существенно, разную скорость изменений состояния и свойств.

В результате гниения свай под фундаментами образовался слой грунта мощностью, определяемой длиной забитых свай, имеющий столбчатую структуру, образуемую грунтовыми столбами максимально плотными в центральной части, разделенными вертикальными цилиндрами с пластичными, разуплотненными, насыщенными органикой стенками.

В области такого цилиндра могут находиться (по Е.М. Пашкину) [79]:

- полностью сохранившаяся свая;
- свая с деструктированным оголовком на величину l ;
- деструктированная свая на остаточной длине с сохранением внешней структуры и формы;
- полностью разложившиеся свая до состояния тлена и образования открытых полостей;
- полость, заполненная рыхлым насыщенным органикой и водой грунтом.

Свайное поле, а соответственно слой грунта под фундаментом сооружения, имеет различное строение и состояние в зависимости от размеров свай, расстояния между ними и степени их сохранности.

Покровные отложения (prQ_{III})

Покровные отложения подстилают техногенные грунты. Представлены суглинками тяжелыми, реже легкими, тугопластичными, желто-коричневыми, светло-коричневыми, микротрещиноватыми, с редкими включениями гравия и гальки кремнистых пород, макропористыми (ИГЭ 2). Покровные суглинки повсеместно перекрывают нижележащие песчаные и глинистые отложения и формируют естественную поверхность территории монастыря. Мощность покровных суглинков выдержана в пределах территории Лавры

неравномерно, она изменяется от 1 до 4,5 м, и увеличивается до 6-7 м за Южной оборонительной стеной (рис. 10).

В толще покровных суглинков выделено 4 ИГЭ:

ИГЭ 2.1 - суглинок легкий пылеватый, тугопластичный;

ИГЭ 2.2 - суглинок тяжелый пылеватый от твердого до тугопластичного;

ИГЭ 2.4 - супесь пылеватая, твердая;

ИГЭ 2.4 - супесь пылеватая, пластичная.

Аллювиально-флювиогляциальные отложения (a-fQ_{III})

Под покровными отложениями, выклиниваясь к северу монастыря и простираясь от Успенского собора на юг и на запад к реке Кончуре, залегают песчаные грунты различной крупности, от гравелистых до средней крупности, плотности сложения и степени водонасыщения (ИГЭ 3). Мощность отложений изменяется с севера на юг от 1,2 до 3,5 м. в районе Успенского собора и достигает мощности 10,5 м вблизи Южной стены. В районе Западной стены и Казначейского корпуса данные отложения распространены повсеместно на глубинах 2,7-9,2 м, имеют небольшое падение к долине реки. Их мощность колеблется от 4,5 м до 6,2 м.

В данной толще выделено 3 ИГЭ:

ИГЭ 3.1 - песок гравелистый, средней плотности, малой степени водонасыщения;

ИГЭ 3.2 - песок средней крупности от плотного до средней плотности, средней степени водонасыщения;

ИГЭ 3.3 - суглинок легкий пылеватый, тугопластичный.

Моренные отложения (gQ_{II})

Моренные отложения московской стадии оледенения представлены толщей суглинков легких песчанистых, тугопластичных, темно-коричневых, буро-коричневых с включениями гнезд песка, гравия и дресвы, щебня и гальки осадочных и изверженных пород до 5-20% (ИГЭ-4). Кровля моренных отложений в районе Успенского собора вскрыта на глубинах 6,0-8,0 м, около Южной стены 6,1-12,3 м. Мощность отложений в районе Казначейского корпуса изменяется от 0,3 до 1,5 м, на северо-востоке, вблизи Библиотеки МДА она составляет 5,0-6,5 м [32, 35, 70, 74].

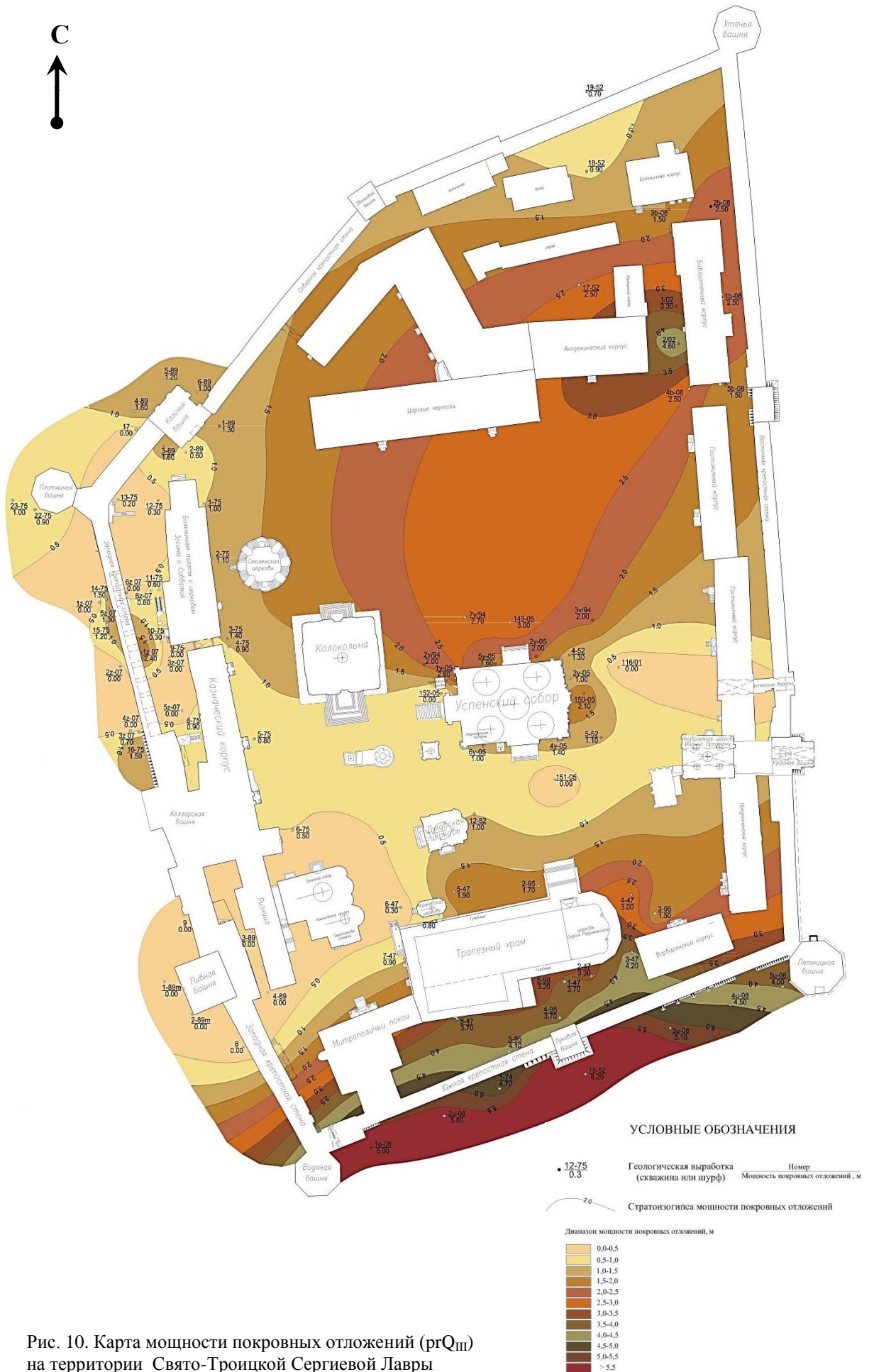


Рис. 10. Карта мощности покровных отложений (гг_{III}) на территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Флювиогляциальные отложения (fQ_{II})

Флювиогляциальные отложения (ИГЭ-5) представлены песком средней крупности, мелким, средней плотности, средней степени водонасыщения. Вскрыт в районе Западной крепостной стены и Казначейского корпуса всеми буровыми скважинами на глубинах 6,4 – 9,5 м [33, 35, 73]. Мощность песков средней крупности изменяется от 1,0 до 3,0 м, мелких - от 0,3 до 0,8 м. В районе Торговых рядов на Красногорской площади мощность отложений составляет 10,0 [38].

Флювиогляциальные отложения, вблизи гостиничного флигеля Старой Лаврской гостиницы, представлены песком крупным и средней крупности, темно-коричневым, влажным, с включениями гальки и гравия до 5-10%, щебня кремня и гранита до 15%. Флювиогляциальные отложения вскрыты всеми скважинами. Гравелистые пески, мощностью до 0,5 м, вскрыты скважиной № 11/06 на глубине 4,5 м [34].

В толще флювиогляциальных песков выделено три ИГЭ:

ИГЭ 5.1 - песок крупный, плотный, насыщенный водой;

ИГЭ 5.2 - песок средней крупности от плотного до средней плотности, насыщенный водой;

ИГЭ 5.3 - песок мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения и насыщенный водой.

Меловые отложения (K_2s)

Четвертичные отложения подстилаются отложениями сеноманского яруса верхнего отдела меловой системы (K_2s).

Меловые отложения представлены неоднородной переслаивающейся толщей, состоящей из песчаников глауконитовых, глин полутвердых, супесей пластичных, песков средней крупности, крупных, с галькой, насыщенных водой, серо-зеленого цвета. Вскрытая мощность отложений составляет 0,5-2,0 м в районе Успенского собора и более 10,0 м за Западной оборонительной стеной.

В толще меловых отложений выделено пять ИГЭ:

ИГЭ-6.1 - песчаник глауконитовый мелко-, среднезернистый, выветрелый, серо-зеленого цвета. Связующая масса представлена суглинками тяжелыми, легкими пылеватыми, тугопластичными, полутвердыми, текучепластичными, супесями пылеватыми текучими, пластичными, песками пылеватыми.

ИГЭ-6.2 - глина легкая пылеватая твердая, тугопластичная, полутвердая, мягкопластичная, серо-зеленого цвета, слоистая.

ИГЭ-6.3 - супесь пылеватая, пластичная с линзами, прослоями песка мелкого серо-зеленого цвета.

ИГЭ-6.4 - песок средней крупности, средней плотности, слоистый, насыщенный водой, серо-зеленого цвета.

ИГЭ-6.5 - переслаивание суглинков легких пылеватых, мягкопластичных, полутвердых с супесями пылеватыми твердыми серо-зеленого цвета.

1.3.4 Гидрогеологические условия

Гидрогеологические условия рассматриваемой территории, влияющие на состояние зданий и сооружений, характеризуются наличием подземных вод в фундаментах сооружения (фундаментные воды), верховодки и водоносных горизонтов, приуроченных к аллювиально-флювиогляциальным ($a-fQ_{III}$), флювиогляциальным (fQ_{III}) и меловым отложениям (K_2s).

Фундаментные воды

Средой формирования фундаментных вод служит межглыбовое пространство валунного фундамента. Они имеют локальное распространение в пределах ленточных фундаментов сооружений. Питают фундаментные воды большей частью технологические воды из коммуникаций, водопровода, теплотрасс, а также просачивающиеся атмосферные осадки. Фундаментные воды в валунных фундаментах являются типичными для сооружений такого типа.

Фундаментные воды в небольшом объеме выявлены при проходке некоторых шурфов сооружений Лавры. В Успенском соборе наблюдалось незначительное высачивание вод из валунной кладки на глубине 2,0 – 2,5 м в шурфах №№ 2У/05, 3У/05, 6У/05 – 8У/05. В Трапезном Сергиевском храме при проходке шурфа № 2-98 приток воды на полуметровом отрезке средней части обнаженного фундамента составил 0,1-0,2 л/мин и продолжался в течение 3-4 часов, после чего прекратился и не возобновлялся. В Казначейском корпусе в шурфе №164/04 на глубине 2,10 м из северной стенки наблюдался небольшой водоприток в объеме 0,02 м³/час. Из фундамента Западной стены также наблюдалось незначительное высачивание вод при проходке шурфа 43/07 на глубине 4,5 м и связано с утечкой воды водонесущих коммуникаций [35, 73, 74, 77].

Верховодка

Верховодка наблюдается в техногенных отложениях и в верхней части покровных суглинков. Она имеет спорадическое распространение. Линзы верховодки формируются там, где есть преграда естественному стоку за счет неровностей водоупора, которым является покровный суглинок. Покровный суглинок, как правило, имеет разуплотнения и трещины не благоприятные для формирования верховодки. Питание верховодки осуществляется преимущественно за счет инфильтрации атмосферных осадков, бытовых сбросов и утечек из водонесущих сетей. Разгрузка верховодки происходит путем оттока за пределы монастыря, преимущественно в сторону реки Кончуры, в процессе испарения, перетекания в нижележащий аллювиально-флювиогляциальный водоносный горизонт через разделяющие слабопроницаемые слои, дренажи, ливневые коммуникации. Верховодка питает фундаментные воды. Она часто определяет состояние как грунтов в основании фундаментов, так и самих фундаментов.

Уровень верховодки испытывает резкие колебания в зависимости от количества атмосферных осадков, влажности воздуха, температуры и других метеорологических факторов.

За «поведением» верховодки, отличающейся высокой степенью плановой, вертикальной временной изменчивостью, на территории Лавры ведутся наблюдения по 70 скважинам один раз в месяц.

Анализ многолетних наблюдений за колебаниями уровней воды верховодки в скважинах пробуренных на территории монастыря позволил определить основные закономерности в ее распространении (рис. 11). Вблизи сооружений Смоленской церкви, Колокольни, Успенского собора и восточной оборонительной стены воды верховодки имеют глубину распространения до 2 м. На территории расположения Царских чертог, Московской Духовной Академии (МДА) и Библиотечного корпуса глубина вод верховодки увеличивается до 2-3 м, за исключением участка расположения подземного перехода от МДА к Библиотечному корпусу, здесь глубина залегания вод верховодки составляет около 6 м.

Глубина распространения вод верховодки увеличивается от центральной части территории Лавры в западном и южном направлениях. Вблизи Западной оборонительной стены глубина распространения верховодки составляет 3-5 м, вблизи Южной стены глубина верховодки достигает 6 м.

Результаты режимных наблюдений вод верховодки вблизи Колокольни приведены на графике (рис. 12).

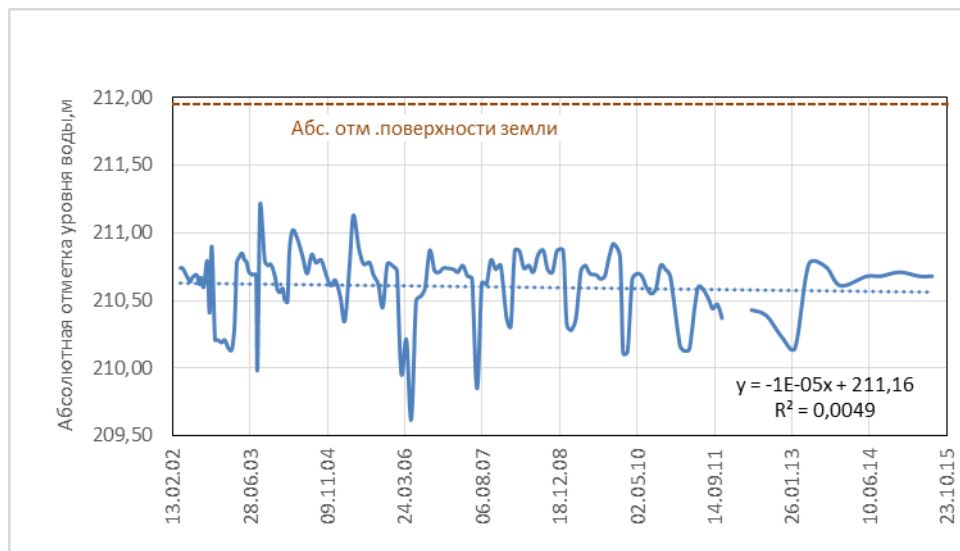


Рис.12. График изменения уровня воды верховодки в скважине №6/99 вблизи Колокольной

В 2006 году при проведении инженерно-геологических изысканий в Успенском соборе была взята проба воды с глубины 1,8 м из шурфа №8У/06, расположенного между стеной собора и пилоном № 1. По результатам выполненного химического анализа верховодка являлась по составу гидрокарбонатно–сульфатно–кальциево–магниево-средней жесткости, слабоагрессивной к железобетонным конструкциям при их периодическом смачивании (по СНиП 2.03.11-85), и имела среднюю агрессивность к оболочкам кабелей из алюминия. Проба воды, взятая в 1952 году с глубины 1,6 м из шурфа у пилон № 2 в крипте Успенского собора, имела гидрокарбонатно-кальциевый состав [74].

Верховодка также была вскрыта при проведении изысканий в 1995 г. между Трапезным Сергиевским храмом и южной оборонительной стеной скважинами №№ 4/95 и 6/95 в подошве техногенного слоя на глубинах 5,8 и 4,5 м соответственно. По результатам выполненного химического анализа – верховодка является слабоагрессивной по содержанию агрессивной углекислоты по отношению к бетону. В воде, вскрытой скважиной № 4-95 на глубине 5,8 м, отсутствует CO_2 своб., так как преобладание в техногенном слое известняка послужило образованию CO_3^{2-} [77].

Шурфами №№ 2ю/07, 12ю/07, 4з/07 и скважиной 35/00 возле Южной и Западной стен были также вскрыты воды верховодки. По результатам химического анализа вода имеет гидрокарбонатно-сульфатно-кальциево-магниево-калиевый состав, жесткая, не агрессивна, слабоагрессивна к железобетонным конструкциям, имеет среднюю агрессивность к алюминиевым оболочкам кабелей [70, 73].

На территории гостиничного флигеля Старой Лаврской гостиницы также был вскрыт горизонт верховодки. Водопроявления наблюдались в суглинках озерно-ледниковых отложений в пройденных шурфах на глубине 1,3-2,0 м, что соответствует абсолютным отметкам 214,51-213,80 м. Особенности водопроявления в различных шурфах позволяют отнести эти воды к верховодке, образуемой в озерно-ледниковых суглинках за счет поверхностных вод и утечек из старых коммуникаций. Значимость верховодки в данном случае велика в связи с близостью подошвы фундамента гостиничного флигеля. Анализ воды показал, что она имеет сульфатно-гидрокарбонатно-кальциево-магниевый состав, общую жесткость – 13,8 мг-экв/л, что позволяет предположить наличие в питании горизонта инфильтрационных вод и вод из старых водонесущих коммуникаций [34].

Аллювиально-флювиогляциальный водоносный горизонт

Аллювиально-флювиогляциальный водоносный горизонт был вскрыт скважинами, по которым ведутся замеры уровня воды. Глубина залегания вод от поверхности 6-10 м.

Аллювиально-флювиогляциальный водоносный горизонт вскрыт скважиной № 149/05 вблизи Успенского собора на абсолютной отметке 210,34 м и установился на отметке 205,8 м. Глубина до поверхности горизонта составляет 7,0 м. У южной крепостной стены вскрыт скважинами №№ 4/95, 6/95, 3ю/08. Глубина залегания вод от поверхности 6-10 метров. Возле Библиотечного корпуса МДА в скважине №1/02, глубина залегания вод от поверхности составляет 5,74 (абсолютная отметка 208,88 м) в весенне-летнее время и 6,98 м (абсолютная отметка 207,64 м) в осенне-зимнее [32, 70, 74, 77].

Результаты режимных наблюдений приведены на графиках (рис. 13, 14).

Водовмещающими грунтами являются средне- и мелкозернистые пески средней плотности. Мощность горизонта в районе Успенского собор составляет около 3 м, вблизи Южной стены 10 м и более. Водупором этому горизонту служит в пределах центральной территории монастыря моренные суглинки, а в пределах склона – меловые глинистые песчаники.

Химический состав вод не определялся, так как они не оказывают влияния на фундаменты и грунты основания сооружения.

В районе Пафнутаевской гостиница, расположенной за Южной оборонительной стеной на высокой пойме реки Кончуры, грунтовые воды были вскрыты скважинами №№ 153/06 и 154/06 на глубине 2,0 м на абсолютной отметке 192,30 м и во всех пройденных шурфах. Максимальный подъем уровня наблюдался в шурфе №3 – выше отметки пола на

0,1 м на абсолютной отметке 193,61 м. Питание горизонта осуществляется за счет атмосферных осадков. Увеличение уровня грунтовых вод по данным режимных наблюдений соответствует весеннему паводку [37].

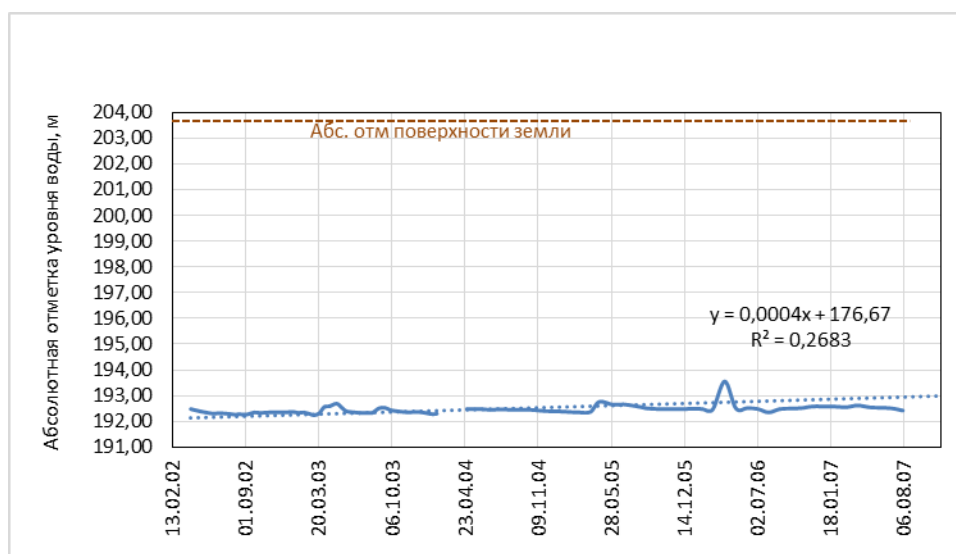


Рис.13. График изменения уровня воды аллювиально-флювиогляциального водоносного горизонта в скважине №6/95 у Южной крепостной стены

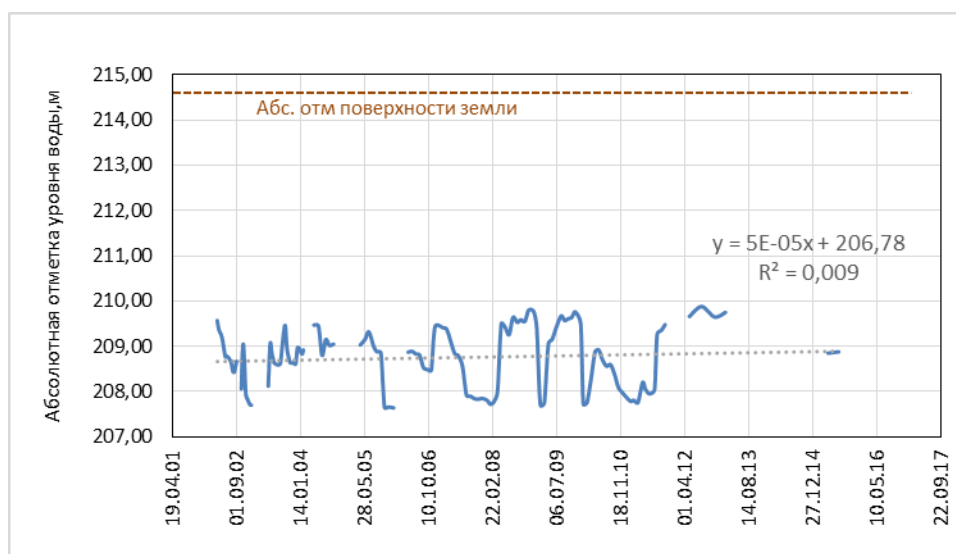


Рис.14. График изменения уровня воды аллювиально-флювиогляциального водоносного горизонта в скважине №1/02 возле Библиотечного корпуса МДА

Анализ воды, отобранной из скважин, показал, что она имеет гидрокарбонатно-сульфатно-кальциево-калиевый состав, весьма жесткая, что позволяет предположить преобладание в питании горизонта инфильтрационных вод. Вода обладает слабой степенью агрессивности к железобетонным конструкциям при периодическом смачивании, высокой степенью агрессивности к оболочкам кабелей из алюминия и низкой степенью агрессивности к оболочкам кабелей из свинца [37].

Следует отметить, наличие многолетнего подъема уровня грунтовых вод на пойме, по данным режимных наблюдений в скважинах №№ 1/01, 2/01, проводимых с 2000 по 2002 гг., он составляет для разных участков от 3 до 9 см/год. Подъем уровня в р. Кончуре, вызванный строительством моста к северо-западу от Пятницкой башни, прокладка дороги между алтарем церкви св. Параскевы Пятницы и Пятницким колодцем, прокладка трассы городской канализации у стен часовни, привели к заболачиванию долины реки.

Сеноманский водоносный горизонт

Сеноманский водоносный горизонт приурочен к меловым отложениям. Он вскрыт скважинами №149/05 - №152/05, расположенными возле Успенского собора на глубине 10,0 – 11,0 м. Также вскрыт скважинами №№ 3з/07 и 5з/07 возле Западной крепостной стены на глубинах 10,0 – 12,0 м. Водовмещающими грунтами являются средне- и мелкозернистые пески средней плотности. Водоупором горизонту служат глины и пески меловых отложений [73, 74].

По химическому составу воды сеноманского водоносного горизонта являются гидрокарбонатно – сульфатно – натриево - кальциевыми, пресными, жесткими, не агрессивными к железобетонным конструкциям, имеют высокую агрессивность к алюминиевым оболочкам кабелей [73, 74].

Режим сеноманского водоносного горизонта наблюдается в скважинах №№ 151/05 и 152/05 (рис.15, 16).

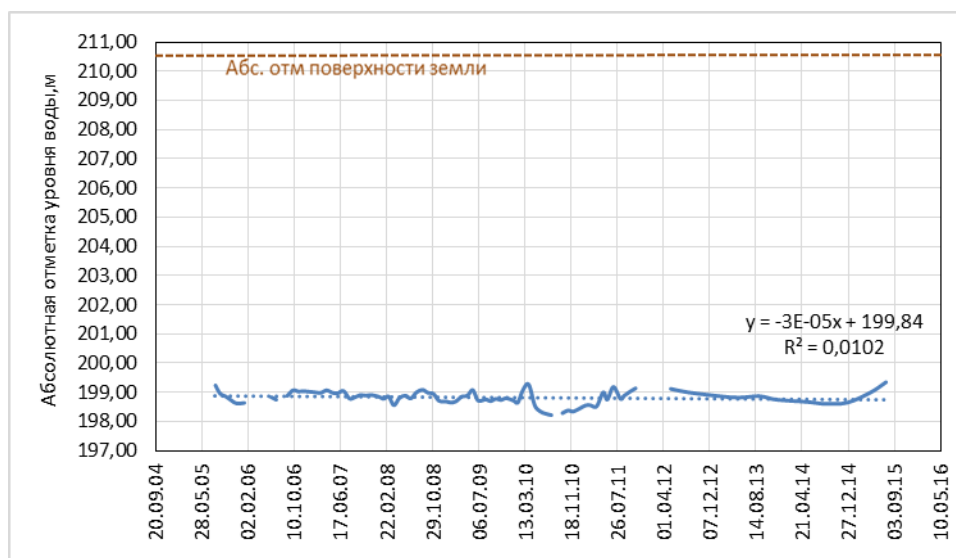


Рис.15. График изменения уровня воды сеноманского водоносного горизонта в скважине №151/05

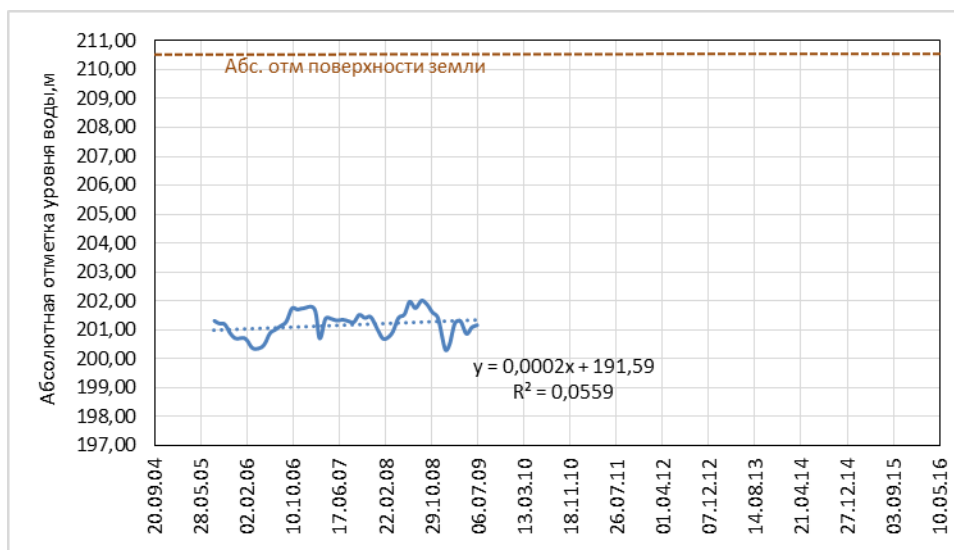


Рис.16. График изменения уровня воды сеноманского водоносного горизонта в скважине №152/05

Воды аллювиально-флювиогляциального и мелового водоносных горизонтов не оказывают влияния на фундаменты и грунты основания сооружения.

1.3.5 Физико-механические свойства грунтов

При оценке инженерно-геологических свойств грунтов использовались результаты лабораторных работ, проведенных в 1997-2014 гг., а также результаты статического и динамического горизонтального и вертикального зондирования. Расчетные и нормативные показатели свойств грунтов выделенных инженерно-геологических элементов приведены в таблице 1.

При выделении инженерно-геологических элементов за основу было принято расчленение разреза на инженерно-геологические элементы, выполненное по результатам инженерно-геологических исследований, проведенных Патриаршим архитектурно – реставрационным центром в Свято-Троицкой Сергиевой Лавре в разные годы [33, 34, 35, 36, 37, 38, 70, 71, 73, 74, 77].

На основании полевой документации горных выработок, полевых и лабораторных исследований грунтов в геологическом разрезе выделено 25 инженерно-геологических элементов (ИГЭ).

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Геологический индекс	Наименование грунта	Коэффициент пористости, e , д.е.	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести, I_L , д.е.	Нормативное значение			Модуль деформации, E , МПа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа (кгс/см ²)
						Расчетное значение при $\alpha = 0,95$				
						Плотность, ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения, φ , °	Сцепление, C , кПа		
1.1	tQ _{IV}	Насыпной грунт – супесь пластичная, местами текучая и твердая, суглинок мягкопластичный, местами полутвердый, песок средней крупности с включениями обломков кирпича, древесины, известняка, дресвы, щебня, гравия, гальки кристаллических пород от 5 до 40%	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.1	tQ _{IV}	Песок гравелистый, средней плотности	0,70	-	-	$\frac{1,61}{1,59}$	$\frac{35^\circ}{30,4^\circ}$	1	30	400 (4)
1.2.2	tQ _{IV}	Песок средней крупности, средней плотности	0,63	-	-	$\frac{1,80}{1,75}$	$\frac{35^\circ}{32^\circ}$	$\frac{1,2}{1}$	33	400 (4,0)
1.2.3	tQ _{IV}	Супесь пылеватая, от пластичной до текучей	0,67	5,7	0,90	$\frac{1,93}{1,86}$	$\frac{21^\circ}{19^\circ}$	$\frac{15,5}{11}$	12,2	183,1 (1,8)
1.2.4	tQ _{IV}	Суглинок легкий пылеватый, от твердого до тугопластичного	0,70	10,9	0,24	$\frac{1,93}{1,90}$	$\frac{23,3^\circ}{20,5^\circ}$	$\frac{29}{19,5}$	19,7	233,8 (2,4)
1.2.5	tQ _{IV}	Суглинок легкий пылеватый, от текучепластичного до текучего	1,40	9,5	2,0	$\frac{1,70}{1,66}$	$\frac{19^\circ}{17^\circ}$	$\frac{18}{12}$	8,4	Не норм.
1.2.6	tQ _{IV}	Суглинок тяжелый пылеватый тугопластичный	0,79	15,5	0,34	$\frac{1,90}{1,86}$	$\frac{21,3^\circ}{18,3^\circ}$	$\frac{24,3}{16,3}$	14	205,2 (2,1)
1.2.7	tQ _{IV}	Суглинок тяжелый пылеватый от мягко- до текучепластичного	0,79	13,2	0,57	$\frac{1,93}{1,89}$	$\frac{21^\circ}{18^\circ}$	$\frac{16,5}{11}$	11	188,5 (1,9)
1.2.8	tQ _{IV}	Глина легкая пылеватая, полутвердая	0,77	18,8	0,13	$\frac{1,93}{-}$	$\frac{23^\circ}{20^\circ}$	$\frac{29}{19}$	21	287 (2,87)
2.1	prQ _{III}	Суглинок легкий пылеватый тугопластичный	0,58	11,0	0,27	$\frac{2,06}{1,99}$	$\frac{23^\circ}{20^\circ}$	$\frac{32}{21}$	27	260 (2,6)
2.2	prQ _{III}	Суглинок тяжелый пылеватый, от полутвердого до тугопластичного	0,72	13,1	0,23	$\frac{1,96}{1,92}$	$\frac{21,3^\circ}{18,4^\circ}$	$\frac{24,5}{16,3}$	15,8	230 (2,3)
2.3	prQ _{III}	Супесь пылеватая твердая	0,39	4,3	-0,57	$\frac{2,15}{2,10}$	$\frac{30}{26}$	$\frac{13}{9}$	32	300 (3,0)
2.4	prQ _{III}	Супесь пылеватая, пластичная	0,44	5,5	0,31	$\frac{2,16}{2,13}$	$\frac{28}{24}$	$\frac{19}{13}$	32	300 (3,0)
3.1	a-fQ _{III}	Песок гравелистый, средней плотности, малой степени водонасыщения	0,64	-	-	$\frac{1,85}{1,73}$	$\frac{36,5^\circ}{33,4^\circ}$	1	34,2	472,2 (4,8)
3.2	a-fQ _{III}	Песок средней крупности, от плотного до средней плотности, средней степени водонасыщения	0,57	-	-	$\frac{1,92}{1,88}$	$\frac{36^\circ}{33^\circ}$	$\frac{1,5}{0,84}$	32,3	400 (4,0)
3.3	a-fQ _{III}	Суглинок легкий пылеватый, тугопластичный	0,46	10,0	0,22	$\frac{2,12}{2,09}$	$\frac{26^\circ}{23^\circ}$	$\frac{46}{31}$	34	289 (2,89)
4	gQ _{II}	Суглинок легкий песчаный, от твердого до тугопластичного	0,46	9,4	0,10	$\frac{2,15}{2,07}$	$\frac{26^\circ}{23,1^\circ}$	$\frac{40}{28}$	46,5	291,1 (2,9)
5.1	fQ _{II}	Песок крупный, плотный, насыщенный водой	0,47	-	-	$\frac{1,94}{1,90}$	$\frac{41^\circ}{37^\circ}$	$\frac{6,5}{1,0}$	45	600 (6,0)
5.2	fQ _{II}	Песок средней крупности, от плотного до средней плотности, насыщенный водой	0,61	-	-	$\frac{1,73}{-}$	$\frac{37^\circ}{34^\circ}$	$\frac{1,5}{1}$	35	450 (4,5)
5.3	fQ _{II}	Песок мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения и насыщенный водой	0,74	-	-	$\frac{1,70}{1,67}$	$\frac{28^\circ}{26^\circ}$	1	19	200 (2,0)

Таблица 1(продолжение)

6.1	K ₂	Песчаник с суглинистым цементом	0,81	7,9*	0,49*	$\frac{1,89}{1,86}$	$\frac{26^\circ}{22^\circ}$	$\frac{20}{13}$	19	
6.2	K ₂	Глина легкая пылеватая тугопластичная, полутвердая слоистая	1,19	19,5	0,29	$\frac{1,75}{1,72}$	$\frac{21^\circ}{18^\circ}$	$\frac{31}{20}$	17	
6.3	K ₂	Супесь пылеватая пластичная с линзами, прослоями песка пылеватого	0,67	4,6	0,57	$\frac{1,97}{1,93}$	$\frac{37^\circ}{32^\circ}$	$\frac{22}{14}$	29	
6.4	K ₂	Песок средней крупности, средней плотности, слоистый, водонасыщенный	0,65	-	-	$\frac{1,89}{-}$	$\frac{32^\circ}{28^\circ}$	-	25	
6.5	K ₂	Переслаивание суглинков легких пылеватых мягкопластичных, полутвердых с супесями пылеватыми твердыми	0,92	10,2	0,58	$\frac{1,87}{1,80}$	$\frac{17^\circ}{14^\circ}$	$\frac{35}{23}$	10	

*) – для цементирующего глинистого материала.

1.3.6 Физико-геологические и инженерно-геологические процессы

На исследуемой территории наблюдаются: изменения состава, состояния, структуры и свойств грунтов, неравномерная осадка, поднятие и наклон сооружений [33, 34, 35, 36, 37, 38, 70, 71, 73, 74, 77].

На интенсивность и направленность этих процессов влияют: исходный состав, строение и свойства грунтов; режим вод верховодки; особенности деструкции деревянных свай-коротышей, забитых в основание практически каждого сооружения для повышения и выравнивания по величине несущей способности основания; различная экспозиция отдельных сторон сооружения и, соответственно, различная инсоляция (тневая или солнечная сторона); конструктивные особенности сооружения и, в частности, его фундаментов, условия его функционирования и т. п.

Разрушение свай, вызывающее изменение свойств грунтов основания, гниение и разложение древесины, происходит вследствие повышения влажности и температуры, стимулирующих активизацию жизнедеятельности микроорганизмов и макроорганизмов, химического разрушения древесины путем окисления и гидролиза. При нахождении свай под уровнем грунтовых вод она лучше сохраняется, так как отсутствует непосредственный контакт дерева с воздухом и условия малопригодны для жизнедеятельности микроорганизмов. В результате гниения свай происходит перераспределение напряжений в грунтах основания, изменяется структура грунтов межсвайного пространства.

Морозное пучение грунтов связано с замерзанием поровых вод в грунтах основания и грунтах соприкасающихся с конструкциями сооружения в зимнее время. Следствием является увеличение объема массива промерзшего грунта. Известно, что замерзающая поровая вода при невозможности бокового расширения способна развивать

значительные давления, вызывающие поднятие и разрушение сооружения. В зимнее время поверхность земли и сооружение испытывают поднятие. При оттаивании грунтов происходит осадка сооружения.

Неизбежным результатом неравномерных по площади, знакопеременных деформаций пучения является нарушение целостности наземных несущих конструкций сооружения. Межвалунное пространство фундаментов сооружений, включающее фундаментные воды или заполненное влажным суглинком, также может испытывать морозное пучение.

В результате инфильтрации атмосферных осадков, утечек из старых водонесущих коммуникаций возможно развитие процесса подтопления грунтов основания и фундаментов сооружений. Так территория Пафнутьевской гостиницы и гостиничного флигеля Старой Лаврской гостиницы является потенциально подтопляемой особенно в период весеннего паводка.

Многочисленные инженерно-геологические процессы обусловлены разнообразными свойствами техногенных отложений, прилегающих к незащищенным стенам зданий, пропитывающих стены растворами, насыщенными органическими кислотами, выщелачивающими цементный материал. Происходит насыщение капилляров стен влагой, засоление, морозное пучение, физическое выветривание, нарушение температурно-влажностного режима, биокоррозия [19, 23].

1.4 Анализ причин деформаций исторических сооружений. Влияние инженерно-геологических условий на состояние сооружений Лавры.

Сооружения Свято-Троицкой Сергиевой Лавры находятся в тесной взаимосвязи с окружающей природной и социальной средой. Следствиями их воздействия являются явно выраженные, четко фиксируемые результатами мониторинга изменений высотного положения около 200 ственных реперов, визуальные признаки деформаций.

Достаточно часто причиной деформаций исторических сооружений являются изменения инженерно-геологических условий.

Наблюдается быстро ускоряющееся повышение общей агрессивности внешней среды, физического и химического выветривания, рост их негативного влияния на состояние исторических сооружений. Растет содержание агрессивных веществ в атмосфере, в том числе углекислого газа, существенно ускоряющего растворение известняка, или «белого камня», одного из самых распространенных строительных материалов исторических сооружений. Повышение кислотности атмосферных осадков

ускоряет разрушение строительных и отделочных материалов [20].

Изменчивыми являются компоненты водного баланса природной среды. Изменяется количество атмосферных осадков, инфильтрационный и поверхностный сток и, соответственно, меняются уровневые режимы верховодки и грунтовых вод. Уменьшаются площади испарения воды, попадающей в грунты в виде атмосферных осадков, в следствие асфальтирования, сплошного мощения исторических территорий, устройства других слабопроницаемых покрытий, отмосток, организованного стока поверхностных вод и т. п. Одновременно появляются новые источники подземных вод за счет утечек из водопроводных, отопительных, канализационных систем, изменений уклонов дневной поверхности, образующихся бессточных участков. Свою долю часто добавляет искусственный полив отдельных участков исторических территорий [20].

Следствием изменений компонентов водного баланса исторических территорий являются, как правило, ухудшение свойств фундаментов и грунтов оснований сооружений, намокание нижних участков стен, их разрушение при промерзании, появление биопоражений [20].

Анализ многолетних наблюдений за колебаниями уровней воды верховодки в скважинах пробуренных на территории монастыря позволил определить основные закономерности ее распространения (рис. 11) [28].

В скважинах вокруг Успенского собора по многолетним наблюдениям за режимом вод верховодки позволило оконтурить сезонно существующую линзу верховодки. Во время осенних и весенних паводков уровень верховодки повышается и подтапливает фундаменты собора в северо-восточной части.

Негативное влияние на состояние сооружений оказывает происходящее естественным путем увеличение мощности техногенных отложений.

Анализ карты мощности техногенных отложений на территории Лавры (рис. 9) показал достаточно быстрое увеличение мощности техногенного слоя от центра монастыря к крепостным стенам во всех направлениях. В направлении от Трапезного Сергиевского храма к южной стене, мощность изменяется от 1,4 м на северной стороне Трапезного храма до 2,5-3,5 м на южной стороне, и до 7,2 м у южной стены Лавры (рис. 17). У стен Казначейского корпуса насыпные грунты распространены повсеместно, мощностью 1,5–3,5 м и увеличиваются до 5,5 м к северо-западу сооружения. У северной оборонительной стены мощность насыпных грунтов, как с надворной, так и с напольной стороны составляет 2,5-3,0 м. У западной стены мощность насыпных грунтов изменяется от 4,0-5,0 м с надворной стороны и до 2,5-6,0 м с напольной. На северной стороне Успенского собора мощность насыпных отложений составляет 1,0-1,5 м, увеличиваясь на

южной до 3,5 м, и до 6,8 м на западной стороне собора, там где ранее было крыльцо. В районе расположения Библиотеки МДА насыпные грунты также распространены повсеместно и их мощность - 2,2-3,0 м.



Рис.17. Вскрытие Южной крепостной стены от насыпных грунтов с внутренней стороны монастыря.

Рост техногенного слоя происходит со скоростью от 0,5 до 2,0 метров за столетие. Так, например, мощность техногенного слоя вокруг у Михеевской церкви за 260 лет составила 1,1 – 1,4 м [36].

Поднимаясь выше цоколя к подоконникам зданий, техногенный слой своим поровым раствором пропитывает незащищенные стены. По капиллярам строительных материалов: известняка, кирпича, дерева – поровые воды поднимаются вверх на высоту капиллярного поднятия, иногда достигающей двух метров. Образуются высолы, биопоражения на разных конструктивных элементах сооружений. Деструкция цокольной части фундамента и основания стен Михеевской церкви под его воздействием распространилась на глубину 0,6 м [36].

В этом случае кажется очевидной необходимость ликвидации техногенного слоя. Однако, возникает ряд осложнений. Накопившийся за прошедшие столетия техногенный слой часто является местом захоронений, хранилищем артефактов. Построенные в разные исторические эпохи отдельные сооружения исторических комплексов часто имеют разные уровни заложения фундаментов, цоколей; в техногенных отложениях проложены водопровод, газ, связь кабели и другие коммуникации. Кроме этого, исторические сооружения после локального снятия техногенных грунтов оказываются в бессточных ямах и необходимы мероприятия по отводу стекающей в них воды [20].

Для повышения несущей способности основания строители, следуя рекомендациям итальянских архитекторов, использовали различные приемы технической мелиорации.

Грунты оснований сооружений они уплотняли путем забивки в них деревянных дубовых, лиственничных, сосновых свай-коротышей. В СТСЛ, как правило, использовали дубовые сваи. Итальянскими архитекторами указывались точные соотношения длины и диаметра свай по отношению к размерам сооружений. Встреченные размеры свай на территории Лавры изменялись от 0,6 до 3,5 метров в длину и от 8 до 35 см в диаметре. Расстояния между центрами свай варьировались от 0,1 до 0,80 метров, изредка превышая эту величину. Несущая способность грунтов оснований сооружений после забивки свай повышалась, а главное, становилась равномерной по всей площади основания фундамента. Однако со временем, вследствие биохимических процессов, условий аэрации, инженерно-геологических условий деревянные сваи сгнивали или, наоборот, превращались в мореный дуб [20].

Интенсивность изменения свойств и состояния свай весьма является непостоянной величиной, зависящей от условий их существования, а именно: от изменений инженерно-геологических, гидрогеологических и гидрогеохимических условий, от изменений температурно-влажностного режима древесины и вмещающих грунтов, от особенностей контакта свай с фундаментами, от типа, возраста и свойств дерева из которого изготавливалась свая и других.

Долговечность древесины определяется сохранением лигнуглеводного комплекса. Под руководством Покровской Е.Н. [82, 83] выполнено исследование химических превращений древесины при длительном контакте с грунтами, которое проводилось путем определения содержания основных химических компонентов древесины, методами ИК-спектроскопии, элементного (рентгено-структурного и рентгено-флуоресцентного) и микологического анализов. Также были определены прочностные характеристики древесины свай.

Для исследований брали образцы древесины свайных оснований фундаментов Успенского собора, Южной и Западной крепостных стен Лавры.

С помощью химического анализа компонентов лигнуглеводного комплекса было определено содержание лигнина и целлюлозы. Целлюлоза является основной составляющей лигнуглеводного комплекса древесины, создающей механические свойства древесины.

Содержание лигнина Классона в образцах свай определялось по методу Комарова, целлюлозы – по методу Кюршнера-Хоффера.

Исследование древесины свай показало, что со временем происходит уменьшение содержания целлюлозы, содержание лигнина увеличивается, что возможно за счет конденсации продуктов разложения целлюлозы с реакционными группами лигнина.

Относительное содержание лигнина во всех изученных образцах археологической древесины (60.11%-39.32%) значительно выше, чем в образце современного дуба черешчатого (27.8%), вследствие его большей деструктивной устойчивости по сравнению с углеводной частью. При деструкции целлюлоза превращается в низкомолекулярные вещества, которые могут конденсироваться с лигнином, увеличивая его массовую долю.

Определение содержания Ca, Fe, Al в древесине свай и в компонентах лигно-углеводного комплекса исторической древесины показало, что при длительном контакте с грунтами древесина минерализуется в основном за счет кальцинирования целлюлозы. Это приводит к упрочнению древесины свай.

Микологические исследования древесины свай, выполненные Покровской Е.Н., показали, что разрушение происходит за счет биокоррозии, которая протекает по принципу ферментативного гидролиза в присутствии грунтовых вод [82, 83].

В результате гниения деревянных свай под фундаментами образуются стаканы и разуплотненные зоны грунта. Грунт пропитывается органическими остатками свайного фундамента, изменяется его влажность, плотность, и, как следствие, изменяется несущая способность грунта. Эти изменения влияют на устойчивость сооружений и приводят к развитию в течение длительного периода времени к неравномерным осадкам фундамента.

В работах [10, 18, 78, 79] отражены результаты исследований по изучению диагностики деформаций памятников архитектуры, механизма процесса снижения несущей способности грунтов оснований памятников русской архитектуры и применение эволюционного подхода к изучению инженерно-геологических условий исторических территорий.

На территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры условия деструкции деревянных свай весьма различны. Для большинства сооружений они неблагоприятны для сохранения древесины, т.к. в основании сооружений, как правило, отсутствуют грунты и подземные воды, способные сыграть роль защитного буфера от внешнего воздействия. В таких условиях защищенность подземных деревянных конструкций весьма низкая и поэтому деструкция свай проходила здесь сравнительно с высокой скоростью.

Там, где основанием сооружений являются покровные суглинки, сохранность свай зависит от их свойств, состояния и мощности. Если мощность суглинков больше длины забитых свай, то в этих местах, слабо пропускающие воду суглинки, хорошо удерживают воду и сваи хорошо сохранились.

Это подтверждается вскрытием хорошо сохранившихся деревянных свай в основании южной части Трапезного Сергиевского храма и напольной части Южной крепостной стены.

Анализируя карту мощности покровных суглинков территории Лавры, видно, что в центральной части и вдоль западной крепостной стены мощность покровных суглинков составляет меньше метра, в южном направлении мощность увеличивается до 4–4,5 м, за пределами Южной крепостной стены мощность составляет 6-7 метров. В северном направлении мощность покровных отложений увеличивается до 4 м в районе Библиотечного корпуса МДА (рис. 10).

В ряде инженерно-геологических процессов, затрагивающих основания фундаментов многих сооружений, значительное место занимает морозное пучение грунтов, возникающие при их сезонном промерзании. Длительный период низких температур, сменяемый теплым летом, большое количество осадков в виде снега, высокий уровень грунтовых вод, присутствие моренных и покровных отложений, представленных в основном пылевато-глинистыми грунтами с высокой предзимней влажностью – все это вместе способствуют развитию морозного пучения [79].

Промерзание и оттаивание дисперсных грунтов, вызванных сезонным изменением температуры воздуха, сопровождается заметным увеличением содержания в них влаги. В период промораживания такие грунты образуют отдельные включения льда, определяющие процесс морозного пучения. Таким образом, в зимнее время приповерхностный слой земли, мощностью 1,0-1,8 м, а с ней и здание памятника, испытывают поднятие. При оттаивании грунтов происходит осадка. Неизбежным результатом знакопеременных деформаций пучения является нарушение целостности несущих конструкций фундаментов и стен памятника.

Периодические изменения температуры грунта приводят к тому, что в подошве фундамента и на контакте его с грунтом постепенно происходит локальное накапливание влаги, мигрирующей затем в пустоты фундамента. Этот циклический механизм позволяет набирать в пустотах фундамента значительные объемы воды и является одним из главных в образовании фундаментных вод.

Неоднородность материала валунных фундаментов (валуны и заполнитель) способствуют перераспределению замерзающей влаги внутри тела фундамента. Зоны образования ледяных шлиров тяготеют к пустотам, к контактам между валунами и заполнителем межвалунного пространства. Возникновение разнонаправленных сил внутри тела фундамента приводит к расшатыванию валунов, чему способствуют выщелачивание и деструкция кирпичной составляющей заполнителя межвалунного пространства. Как следствие – увеличивается пустотность и фильтрационные свойства фундамента. Таким образом, сезонные явления промораживания – оттаивания грунтов и фундаментов приводят к деформациям памятника с образованием в несущих

конструкциях трещин и накапливанию воды в пустотах фундамента [79].

В результате нарушения водного баланса вследствие многочисленных утечек воды из коммуникаций, неудовлетворительной вертикальной планировки поверхности, покрытия большей части территории водонепроницаемыми материалами и других факторов приводит к переувлажнению грунтов основания.

Грунты, залегающие в основании, приобретают мягко- и текучепластичную консистенцию. Это приводит к значительному неравномерному снижению прочностных и деформационных характеристик: модуля деформации на 35...40%, удельного сцепления на 40...60%. С ростом влажности основания также происходит снижение величины расчетного сопротивления грунтов в пределах 15...25%, местами оно становится меньше, чем давление на основание от сооружения. Это приводит как к интенсивному развитию осадок, так и к очередному увеличению их неравномерности в основании сооружения. Существенная неравномерность осадок основания приводит к развитию повреждений в несущих конструкциях сооружения [84].

Причинами неравномерных осадок сооружений также являются разнородный характер воздействия конструктивных элементов на грунты оснований и изменение функциональных особенностей сооружений и, как следствие перераспределение нагрузок на основание.

В процессе длительного существования памятников многократно менялось их условия эксплуатации, в связи со сменой общественно-политического устройства страны, социальных, экономических условий, культурных и нравственных традиций. Сооружения перестраивали, приспособлявая к новым направлениям использования, прекращали эксплуатировать и, как следствие, промораживали, насыщали влагой, увеличивали и уменьшали нагрузки на основание. Они горели и разрушались в процессе войн и набегов. Их превращали в склады и тир, жилые помещения и клубы, фабрики и т.п. Соответственно менялись величины и режимы нагрузки на основания сооружений. Они становились меньшими или большими, динамическими или статическими и т.д.

Ухудшение свойств фундаментов и грунтов оснований сооружений, связанное с гниением деревянных свай, изменением свойств грунтов основания, как показали исследования, являются одной из наиболее существенных причин деформаций сооружений Лавры. Как следствие, исторические сооружения испытывают длительные неравномерные осадки.

Результаты наблюдений за деформациями сооружений, выполненные в последние два десятилетия, показали для отдельных сооружений Лавры, таких как Трапезный Сергиевский храм, Казначейский корпус, Успенский собор, Южная и Западная

оборонительные стены и некоторых др. наличие сравнительно сложных деформационных процессов.

Для понимания причин образования деформаций перечисленных выше сооружений Лавры детально рассмотрели условия их строительства, конструктивные особенности, инженерно-геологические условия в которых они находятся, структуру свайных полей в основании фундаментов определяющие структуру ЛТС.

Успенский собор возводился более 30 лет. При его строительстве были использованы разные материалы, и строительство велось не одним составом рабочих. Это видно из того, что фундаменты алтарной части и западной стены собора сложены из плит на высоком уровне и имеют ширину до 6,5 м, тогда как в других местах фундамент чаще всего сложен из обломков или глыб выветрелого песчаника [22, 74].

В 1752 году был надстроен средний барабан на 6,5 м кирпичной кладки толщиной до 80 см. Дополнительная нагрузка к 1781 году вызвала первые трещины в подпружных арках, сводах и стенах Собора.

В 1819 году расположенный немного севернее Успенского собора Писаревский пруд, служивший дренажным колодцем, засыпали. Возможно, он был соединен трубопроводом с Белым прудом за пределами Лавры. После этого собор начал интенсивно сыреть с северо-восточной стороны и трещины начали либо оживать, либо появляться новые. Многолетние наблюдения за режимом вод верховодки в скважинах вокруг Успенского собора позволили оконтурить существующую линзу верховодки.

В 1694 году при ремонтных работах фундамента Успенского собора на расстоянии около 8 м от юго-западного угла собора был обнаружен источник, в последствие оборудованный колодцем для целей водоснабжения Лавры. Функционирование колодца в течение длительного времени привело к развитию выноса песчаного грунта из-под фундамента собора и к его разуплотнению, что могло повлиять на осадку его юго-западного угла.

Но самая значительная причина образования новых трещин, а также возобновления старых явилось строительство крипты (подвала) в 1880-1881 годах. И даже ремонтные работы, выполненные в 1908-1909 годах, не смогли поправить положение.

Гниение дубовых свай, забитых в основание собора, продолжало усугублять и без того неблагоприятное состояние собора.

Из схемы деформаций конструктивных элементов Успенского собора с 1996 по 2010 гг. (до закрепления основания) видно, что характер деформаций различных частей сооружения в этот период существенно различается (рис. 18). Максимальные осадки испытывала южная часть собора: от 1,0 до 1,6 мм/год. А северо-западный угол испытывал

небольшое логичное поднятие. Центральная часть сооружения опускалась со скоростью 0,5-1,0 мм/год. Минимальные осадки (менее 0,5 мм/год) развивались вдоль северной и в северо-восточной части стен собора [72].



Рис. 18. Схема деформаций конструктивных элементов Успенского собора в период с 1996 по 2010 гг. (до закрепления основания)

Деформации Трапезного храма с церковью Сергия Радонежского обусловлены целым рядом причин.

Неизвестный архитектор поставил массивное здание храма, длина которого составляет 86 м, врезав в склон второй надпойменной террасы реки Кончуры на различные по составу и свойствам грунты основания. Северная сторона здания храма стоит на аллювиально-флювиогляциальных песках, южная – на покровных суглинках, восточная, месте расположения алтарной части церкви - на древнетехногенных отложениях. Массив церковной части здания значительно тяжелее Трапезной палаты. При этом конструктивно они составляют единое целое и не отделены друг от друга деформационным швом. После строительства уже изначально напряжения под подошвой фундаментов от веса отдельных элементов здания на грунты основания изменялись от небольших – 0,18 МПа до весьма значительных - 0,7 МПа (табл. 2). После строительства наблюдался большой разброс по фактическим напряжениям под подошвой фундаментов на различных участках здания (основное помещение Трапезной, притвор с малой трапезной, церковь Сергия и гульбище), а также работа основания шла за пределами его упругих свойств, при напряжениях, намного превышающих расчетные сопротивления [29, 77].

Таблица 2

Участок здания	Фактическое давление на грунт, МПа (кг/см ²)
Церковь Сергия Радонежского	0,70 (7,0)
Трапезная палата	0,58 (5,8)
Притвор с малой трапезной	0,40 (4,0)
Гульбище	0,18-0,20 (1,8-2,0)

Конструктивными недостатками фундаментов являлись их малая пространственная жесткость, ограниченная способность к перераспределению нагрузок, а также малая прочность при работе на изгиб и растяжение, отсутствие деформационных швов. Неоднородность грунтового основания храма, его свойств (несущей способности, структуры и фильтрационных свойств и другое) в пределах основания. Большой вес здания и его значительная протяженность. Все выше перечисленное, а также разуплотнение грунтов основания непосредственно под подошвой фундаментов за счет неравномерного гниения свай в песчаных и суглинистых грунтах, явилось причиной недопустимой разности осадок фундаментов различных частей здания, приведшая к большим деформациям его объемов в целом и аварийному состоянию отдельных конструкций [29, 77].

Образованию и развитию трещин в конструкции стен и сводов Трапезного Сергиевского храма в разное время также способствовали такие причины, как нестационарный температурный режим, обусловленный отсутствием отопления здания в разные периоды, а также пожар 1746 г., когда сгорела деревянная крыша. А также результаты хозяйственной деятельности, изменение влажности основания, неравномерное по площади здания, вызванное рядом причин: замощение территории, сооружение водонесущих коммуникаций с неизбежными утечками, земляные работы в разное время на прилегающей территории.

Как видно из схемы деформаций (рис. 19), до закрепления основания (1996-2004 гг.) отдельные части Трапезного храма испытывали различные по скорости и направлению местами значительные вертикальные перемещения. На схеме выделено 5 зон в пределах контуров сооружения, отличающихся направлением и скоростями деформаций. В центральной части северной стены отмечался незначительный подъем (около 0,1 мм/год). Северная и северо-восточная части храма и опускались со скоростью менее 0,5 мм в год. Центральная, юго-восточная и южная части храма испытывали осадку со скоростью 0,5-1,0 мм/год. Максимальные осадки развивались в западной части Трапезного Храма: от 0,9 до 2,9 мм/год [72].

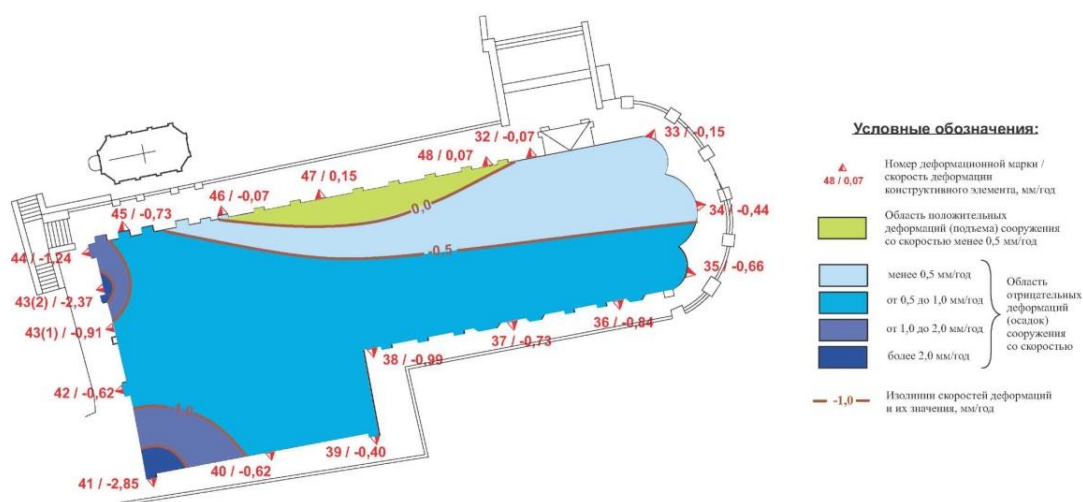


Рис. 19. Схема деформаций конструктивных элементов Трапезного Храма в период с 1996 по 2004 гг. (до закрепления основания)

Основными причинами деформаций Казначейского корпуса стало разуплотнение грунтов основания и образование пустот под подошвой фундамента, связанное с деструкцией свай-коротышей, а также, значительные различия физико-механических свойств грунтов на разных участках корпуса [35, 49, 56].

Строительство Казначейского корпуса велось этапами в течение XVI - XVIII вв. С каждым этапом протяженность и размеры корпуса увеличивались в северном направлении, вплоть до Соборных палат.

В Казначейском корпусе фундаменты Келарской башни (XVI в.), Крепостных (XVII в.) и Казначейских палат (XVI-XVII вв.) опираются на аллювиально-флювиогляциальные пески различной степени крупности, Лестничная башня (XVIII в.) – на покровные суглинки. В основании Казначейских палат (XVII–XVIII вв.), расположенных в северо-западной части корпуса, залегают древнетехногенные грунты. В связи со строительством отдельных частей здания в разное время, фундамент Казначейского корпуса получился различным, на первых этапах был валунным, далее использовали разные материалы – валун, кирпич с различными вяжущими [35, 49, 56].

Длительные наблюдения за состоянием корпуса выявили неравномерную осадку сооружения, которая привела к деформациям его объёма в целом и аварийному состоянию отдельных конструкций, образованием многочисленных трещин в стенах, сводах и фундаментах сооружения.

Из схемы деформаций конструктивных элементов Казначейского корпуса до закрепления грунтов основания (2000-2004 гг.) Казначейского корпуса видно, что максимальные осадки (1,0-3,2 мм/год) развивались в центральной части сооружения. В

северной части Казначейского корпуса скорости деформаций составляли от 0,3 до 0,7 мм/год. Минимальные деформации были отмечены в южной части сооружения: 0,1-0,4 мм/год (рис. 20). К сожалению, до 2005 г. на западной стене Казначейского корпуса геодезические знаки установлены не были, что позволяет судить о деформациях этой части сооружения лишь предположительно [72].

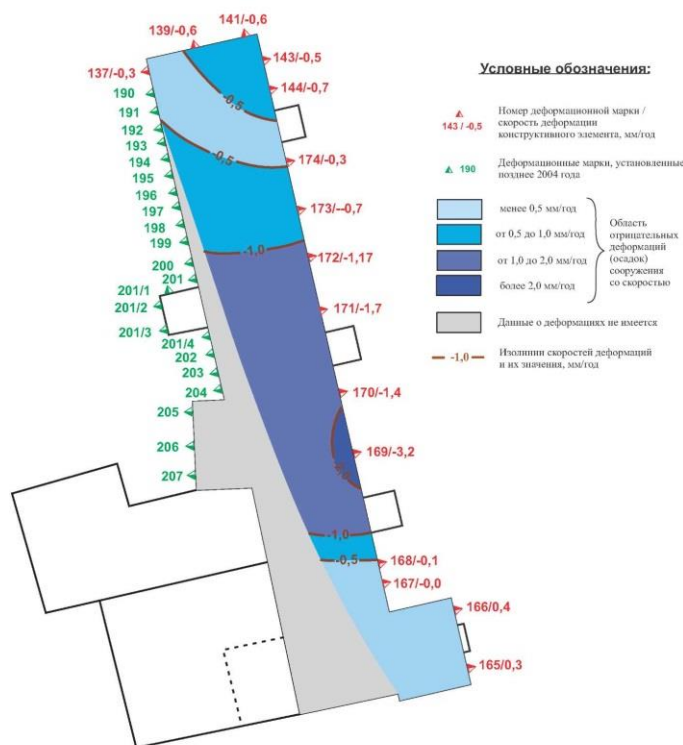


Рис. 20. Схема деформаций конструктивных элементов Казначейского корпуса в период с 2000 по 2004 г. (до закрепления основания)

Причиной значительной разницы в осадках также явилось стечение следующих обстоятельств: конструктивные недостатки фундаментов, их малая пространственная жесткость, ограниченная способность к перераспределению нагрузок, малая прочность при работе на изгиб и растяжение, отсутствие деформационных швов, снижение прочности раствора фундаментной кладки вследствие длительного воздействия техногенных факторов; результаты хозяйственной деятельности, изменение влажности основания, неравномерное по площади здания, вызванное рядом причин: замощением территории, сооружением водонесущих коммуникаций с неизбежными утечками

Также большой урон был нанесён Казначейскому корпусу при возведении в XIX в. третьего этажа.

Состояние северного прясла Западной крепостной стены от Переходного корпуса до Плотничьей башни и фрагмента Северной стены от Плотничьей башни до Каличьей башни оценивается как неудовлетворительным. Результатом развития неравномерных деформаций явилось появление в конструктивных элементах стен неравномерных

напряжений и, как следствие, значительных продольных и поперечных деформаций: осадок, наклонов, трещин.

В состоянии близком к аварийному, находится прясло крепостной стены между Плотничьей и Келарской башнями, протяженностью 105 м. Стена разорвана поперечными трещинами на несколько частей. Вдоль всего прясла стены в сводах среднего боя протянулись на тридцать метров пучки параллельных трещин, разорвавших стену на внешнюю и внутреннюю половины. Ширина этих трещин и трещин в щельгах арок достигает 5-7 см.

Стена состоит из двух разновозрастных частей: напольной, более древней, и надворной. Разница во времени их строительства составляет, примерно, 100 лет. Их различие состоит не только во времени их сооружения, но и в свойствах фундаментов, в размерах дубовых свай-коротышей, примененных для уплотнения грунтов, величине заглубления, различающейся почти на 1 м, разным влиянии фундаментных вод [73].

Физико-геологические и инженерно-геологические процессы для напольной и надворной частей стены проявляются по-разному. Разуплотнение грунтов приводит к различной осадке стены. Надворная часть стены отделяется от напольной, и их деформации происходят отдельно, что приводит их к отделению друг от друга.

Северное прясло Западной крепостной стены характеризуется наличием неравномерной осадки средней части стены, развивающегося прогиба и наклона стены в сторону р. Кончуры. Максимальная средняя скорость деформаций северного прясла Западной стены в центральной части достигает 1.1 мм/год. За 17 лет (1997-2014 гг.) наблюдений отметка репера на западной поверхности стены опустилась на 18,7 мм, а на восточной – на 17,3 мм. При этом стена на несколько секунд наклонилась в сторону реки. Результаты оценки деформаций северного прясла Западной крепостной стены приведены на рисунке 21.

Существенной особенностью Западной крепостной стены является расположение ее фундаментов на оползневом склоне берега реки Кончуры, высотой 5-7 м, бровка которого находится на расстоянии 3-8 м от стены. Имевший место оползень в 70-х годах показал неустойчивость грунтов этого уступа. В случае ухудшения условий возможны другие оползни. Вовлечение в движение больших масс грунтов может привести к сползанию не только части крепостной стены, но и сооружений Больничных палат и Казначейского корпуса. Особую опасность представляет неорганизованный перепуск поверхностных вод и утечки из водонесущих коммуникаций со стороны надворной части, которые могут спровоцировать разжижение и движение грунтовых масс под фундаментом стены [73].

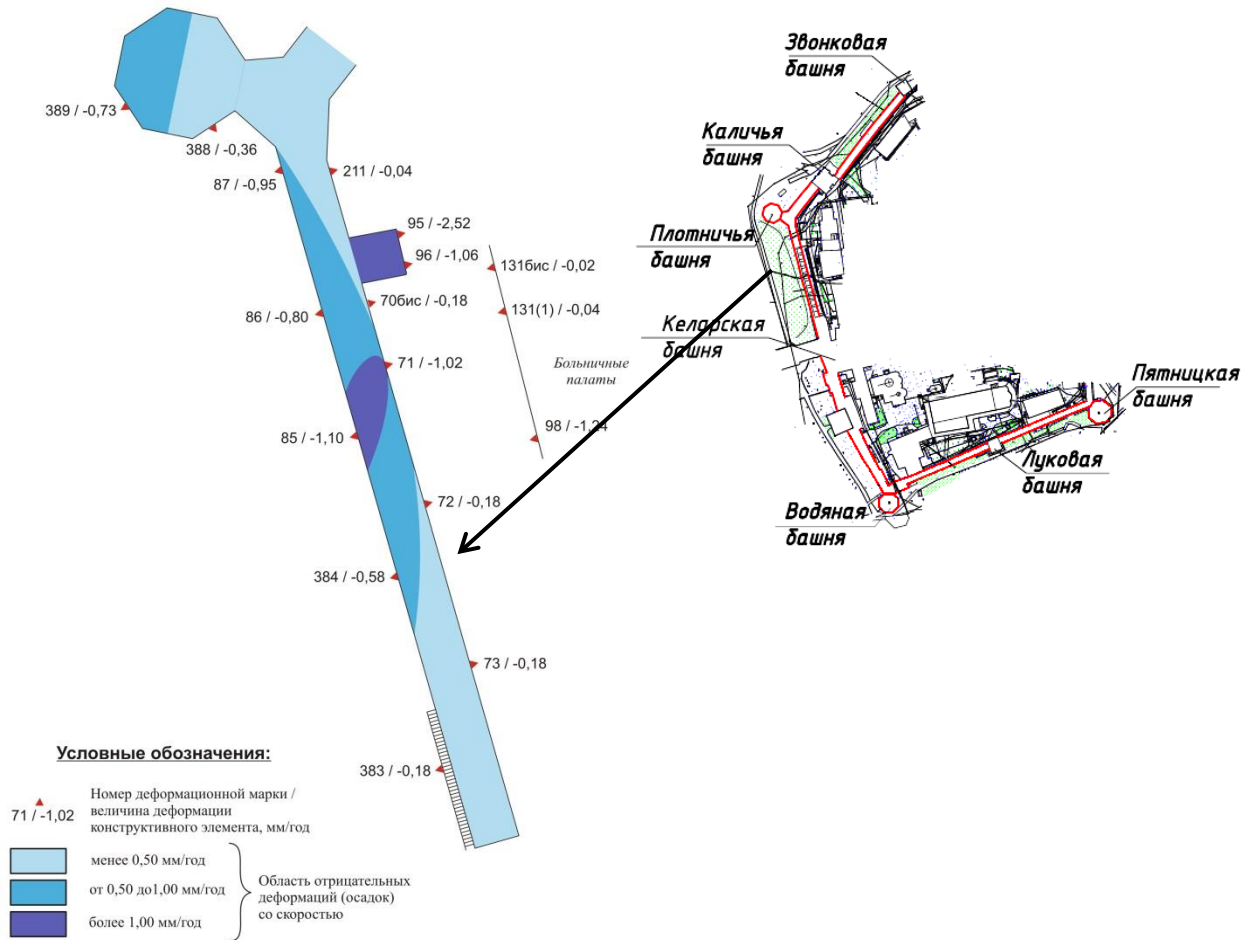


Рис. 21. Схема скоростей деформаций Западной крепостной стены (1997-2013 гг.)

На Южной крепостной стене также прослеживается развитие трещин осадочного характера из-за неравномерной осадки фундаментов, вследствие гниения деревянных свай и пустот в фундаменте из-за выноса заполнителя между валунами и глыбами основного слагающего материала.

Южная стена, как и Западная, состоит из двух разновозрастных частей: напольной, более древней, и надворной.

На участке наибольших деформаций, в нижнем ярусе стены по линии примыкания надворной и напольной стен прослеживается трещина, свидетельствующая об осадке внутренней стены.

В состоянии близком к аварийному находится западное прясло крепостной стены между Митрополичьими покоями и Луковой башней протяженностью 60 м. В результате того, что надворная часть стены была засыпана на 5-7 метров техногенными грунтами, участок перед стеной стал карманом для скопления атмосферных осадков, что приводит к разрушению кладки стены из-за морозного промерзания.

В то же время следует отметить весьма стабильную в деформационном отношении ситуацию для ряда сооружений: Варваринский корпус, прясло Восточной стены между Пятницкой башней и Святыми воротами, Колокольня, Троицкий собор, Духовская церковь.

1.5 Структура и свойства области взаимодействия грунтов оснований и фундаментов исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Конструкции фундаментов сооружений, набор строительных материалов, технология и состав материалов, использованных при строительстве для укрепления грунтов основания, для каждого сооружения различны. Они подбирались индивидуально, исходя из инженерно-геологических условий участка, на котором возводилось сооружение и его конструктивных особенностей, архитектурных предпочтений времени строительства.

Для выявления общих черт и индивидуальных особенностей условий деформаций и, соответственно, укрепления исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры провели оценку инженерно-геологических условий. Систематизировали разновидности грунтов, конструкции и материалы фундаментов сооружений, параметры структур свайных полей, включающих длины, диаметры, вид древесины, особенности гниения свай и заполнителей образующихся полостей, значения свайных пустотностей.

По результатам горизонтального статического и динамического зондирования и небольшим подкопам, произведенным из шурфов, на участках фундаментов, прилегающих к шурфам, установлены фактические свайные поля. Горизонтальное зондирование позволило определить сопротивление грунтов и состояние свайного поля непосредственно под подошвой фундамента. С помощью этих методов были определены структуры свайных полей под фундаментами сооружений и оценена действительная и максимальная пустотность грунтового основания сооружений, где действительная свайная пустотность (ДСП) – отношение объема пустот, образовавшихся в грунтах основания при разрушении свай, к общему объему основания, а максимальная свайная пустотность (МСП) – отношение объема свай, забитых в основание в процессе строительства, к объему содержащего их основания.

Результаты оценки инженерно-геологических условий исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры позволили типизировать основания сооружений по условиям деформирования. Признаками, используемыми для расчленения основания сооружения, по величине и скорости деформирования, являются: разновидность слоя

грунта в основании сооружения, мощность этого слоя, наличие и состояние деревянных свай (табл. 3, рис. 22).

Таблица 3

Типизация условий укрепления оснований сооружений на территории СТСЛ

Разновидность грунта в основании сооружения	Мощность слоя грунта в основании сооружения	Наличие, состояние свай	Сооружение
А - песчаный	II - > 2м	2 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, образование открытых полостей);	Трапезный храм; Успенский собор
		3 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, полости заполнены грунтом и инфлювием)	Казначейский корпус; Северная и Западная оборонительные стены; Плотничья и Келарская башни.
Б - глинистый	I - < 2м	1 – деревянные сваи, сгнившие < 50% (разложение оголовков и по периметру на остаточной длине свай);	Западная оборонительная стена, Успенский собор
		2 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, образование открытых полостей);	Трапезный Сергиевский храм, Казначейский корпус
		3 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, полости заполнены грунтом и инфлювием)	Трапезный Сергиевский храм
	II - > 2м	1 – деревянные сваи, сгнившие < 50% (разложение оголовков и по периметру на остаточной длине свай);	Трапезный Сергиевский храм, Южная оборонительная стена, Водяная и Пятницкая башня
4 – свай нет		Библиотечный корпус МДА	
В – древнетехногенный грунт	I - < 2м	2 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, образование открытых полостей);	Трапезный Сергиевский храм, Казначейский корпус
		3 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, полости заполнены грунтом и инфлювием)	Казначейский корпус

В таблице 4 приведены обобщенные данные о фундаментах, грунтах основания, характеристиках деревянных свай исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры, на которых были реализованы работы по закреплению фундаментов и грунтов основания методом инъектирования.

В работе [46] была выполнена инженерно-геологическая типизация исторических природно-технических систем на примере памятников архитектуры центра европейской части России. Данная типизация не затрагивает вопросы укрепления грунтов основания исторических сооружений.

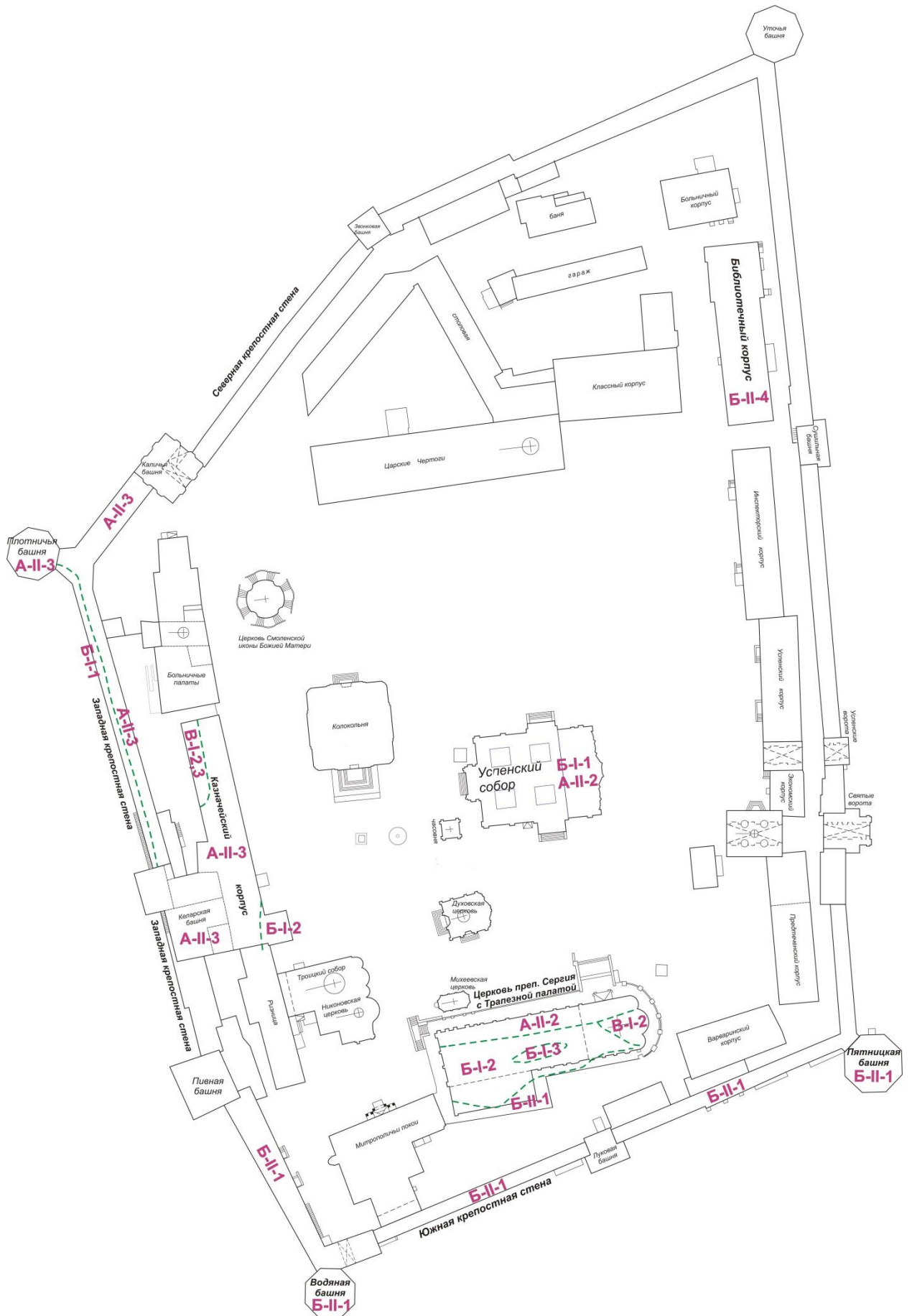


Рис. 22. Схема типизации условий укрепления оснований сооружений на территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

Таблица 4

Характеристики фундаментов и грунтов основания сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Сооружения	Параметры сооружения	Грунты основания	Тип фундамента, материал	Структура свайного поля	Длина свай	Диаметр свай	Вид древесины	Тип условий укрепления оснований сооружений	Свайная пустотность	Теоретические рекомендации итальянского арх. А.Палладио	Технология иньецирования
Трапезный храм с церковью Сергия Радонежского (1686-1692 гг.)	Длина - 86м. Высота: Сергиевская церковь -31м, Трапезная палата- 16м.	ИГЭ-1.2.2 - песок средней крупности, средней плотности ИГЭ-1.2.4 - суглинок легкий пылеватый, от твердого до тугопластичного	Ленточный: выполнен из валунов и булыжного камня, швы между которыми заполнены известковым раствором с кирпичным щебнем.	Сваи забиты неравномерно. Расстояние между сваями изменяется от 30 до 90 см	2,0 м	15-20 см, местами до 25 см	дуб	А-П-2 Б-І-2 Б-І-3 Б-П-1 В-І-2	МСП: ИГЭ-1.2.2 - 3,1-5,5%; ИГЭ-1.2.4 - 2,4-7,9%;	Для Сергиевской церкви: длина свай –3,9м; диаметр свай –32см. Для Трапезной палаты: длина – 2,0м; диаметр – 17см	Устройство горизонтальных иньекторов непосредственно под подошвой фундамента и вертикальных вдоль фундамента
Успенский собор (1559-1585 гг.)	Высота - 51,3м (без креста); Длина - 59,3м; Ширина- 44,7м.	ИГЭ-1.2.2 - песок средней крупности, средней плотности; ИГЭ-1.2.4 - суглинок легкий пылеватый, от твердого до тугопластичного.	Ленточный: возведен из плит, глыб и щебня выветрелого песчаника на известково и известково-песчано-глинистом растворе, а также из щебня скальных пород, кирпича и окатанных обломков различных пород, извлеченных из ледниковых отложений. В качестве связующего и заполнителя пустот используется суглинок.	Сваи забиты неравномерно Расстояние между сваями изменяется от 20 до 35 см	1,5-2,0 м	10 - 25 см	дуб	А-П-2 Б-І-1	ДСП: ИГЭ-1.2.2 - 13-20%; ИГЭ-1.2.4 - 5-10%. МСП: ИГЭ-1.2.2 - 13-20%; ИГЭ-1.2.4 - 13-20%.	длина свай – 2,75м; диаметр свай - 23см.	Устройство двухуровневых горизонтальных иньекторов: 1 уровень - под подошвой фундамента; 2 уровень - в кровле нижезалегающих песчаных грунтов.
Казначейский корпус (XVI-XVIII вв.)	Высота от 14 до 23м. Длина - 85м.	1.2.2 - песок средней крупности, средней плотности 1.2.3 - супесь пылеватая, от пластичной до текучей 1.2.6 - суглинок тяжелый пылеватый тугопластичный 1.2.7 - суглинок тяжелый пылеватый от мягко- до текучепластичного	Ленточный, сложен в верхней части из кирпича на известково-песчаном растворе, ниже сложен валунами, бутовым камнем на известковом растворе, также представлен кирпичной кладкой на разных растворах и щебнем кирпича, пролитым известковым раствором	Сваи забиты неравномерно Расстояние между сваями изменяется от 15 до 35 см	1,5 м	10-15 см, редко 20 см,	Предположи - тельно дуб	А-П-3 Б-І-2 В-І-2,3	ДСП = МСП ИГЭ 1.2.2 – 5%; ИГЭ 1.2.3 - 3,7-7,4%; ИГЭ 1.2.6 – 5,9%.	Длина свай – 1,75 м; Диаметр свай – 15см.	Устройство горизонтальных иньекторов под подошвой фундамента и вертикальных вдоль фундамента.
Келарская башня (1643 г.)	Высота - 14 м. Размеры в плане - 20,0 x 17,5 м	ИГЭ-1.2.2 - песок средней крупности, рыхлый	Ленточный, сложен из глыб и валунов зеленого песчаника, в качестве заполнителя используется суглинок, либо суглинок с примесью извести, битого кирпича и песка.	Расстояние между сваями изменяется от 15 до 65см	0,7-0,9 м	3-12 см	Предположи - тельно дуб	А-П-3	-	Длина свай –1,75м; Диаметр свай -15см.	Устройство одно- и двухуровневых горизонтальных иньекторов. Двухуровневные используются в случае разноглубинного заложения фундамента.

1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Южная крепостная стена	Напольная стена (1540-1550 гг.)	Протяженность стены 156 м. Высота - 12-15м.	1.2.4 - суглинок легкий пылеватый тугопластичный	Ленточный, использовался исключительно песок в виде плит, реже глыб. Плиты уложены в несколько слоев, пролитых известковым раствором.	Расстояние между сваями 20 - 35 см	1,5-2,0 м	8 - 12 см	дуб	Б-П-1	-	Длина свай 1,5-1,9м; Диаметр свай 13-16 см.	Устройство горизонтальных инъекторов под подошвой фундамента и вертикальных вдоль фундамента
	Надворная стена (XVII в.)	Протяженность стены 156 м. Высота - 7-8 м (западное прясло 12-14 м)		Ленточный, сложен из крупных валунов кристаллических пород, в качестве заполнителя использовался известковый раствор и песчано-глинистый материал с кирпичной крошкой.	Расстояние между сваями 30-55 см		18-25 см			-	Длина свай 0,9-1,0м; Диаметр свай 7-10см.	
Западная крепостная стена	Напольная стена (1540-1550 гг.)	Протяженность стены 267 м. Высота - 15 м.	1.2.4 - суглинок легкий пылеватый тугопластичный	Ленточный, фундамент сложен из крупных валунов магматических пород и известняков, в нижней части – обломками песчаников и кирпичей. Поровое пространство заполнено глинисто-песчаным материалом.	Расстояние между сваями 25-50 см	1,5-2,0 м	18-25 см	дуб	А-П-3 Б-И-1	ДСП = 7-8%; МСП = 15-18%	Длина свай – 1,9м; Диаметр свай – 16см.	Устройство горизонтальных инъекторов под подошвой фундамента, наклонных инъекторов сквозь тело фундамента и вертикальных вдоль фундамента
	Надворная стена (XVII в.)	Протяженность стены 267 м. Высота - 7 м.	1.2.2 - песок средней крупности средней плотности	Ленточный, сложен из плит и глыб песчаника на выщелоченном «до муки» известковом растворе	Сваи забиты часто, через 20-35 см.		10-12 см			ДСП=МСП=8%	Длина свай – 0,9м; Диаметр свай – 7см.	
Пятницкая башня (1640 г.)	Высота до карниза - 22 м. Размер по диагонали – 21 м	1.2.4 - суглинок легкий пылеватый тугопластичный	Ленточный, сложен валунами и глыбами магматических пород, с проливкой межвалунного пространства известковым раствором с кирпичным боем	Расстояние между сваями 20-25 см	1,6 -2,0 м	14 -20 см	дуб	Б-П-1	-	Длина свай –2,8 м; Диаметр свай -23см.	Устройство горизонтальных инъекторов под подошвой фундамента, вертикальных вдоль фундамента и наклонных инъекторов сквозь тело фундамента	
Водяная башня (XVII в.)	Высота до карниза - 25 м. Размер по диагонали – 18 м									Длина свай –3,1 м; Диаметр свай -26см.		
Плотничья башня (XVII в.)	Высота до карниза - 26 м. Размер по диагонали – 18 м									Длина свай –3,3 м; Диаметр свай -27см.		
Библиотечный корпус МДА (1874-1876 гг.)	Высота – 8 м. Длина – 60 м.	1.2.6 - суглинок тяжелый пылеватый полутвердый	Ленточный, сложен валунами на известково-вом растворе с битым кирпичом и кирпичный фун-т на изв.-цем. р-ре	Свай нет				Б-П-4	-	Длина свай – 1,0 м; Диаметр свай –8,3 см.	Устройство двухуровневых горизонтальных инъекторов	

1.5.1 Трапезный храм с церковью Сергия Радонежского

Трапезный Сергиевский храм представляет собой протяженное монументальное здание общей длиной около 86 м, состоящее из 4-х основных блоков: церкви Сергия Радонежского, большого зала Трапезной с примыкающим притвором, двухэтажного блока малой трапезной с ризницей и гульбище, огибающее все здание (рис. 23). Трапезный храм, площадью более 500 м², является одним из самых больших помещений своего времени, перекрытых сводом без промежуточных опор, предназначенный для торжественных приемов и праздничных трапез. Церковь и трапезная палата подняты на подклетный этаж высотой около 6 м. Вокруг всего здания проходит на уровне пола Трапезной открытое гульбище шириной от 3,6 до 5,4 м, поддерживаемое сводами на аркадах. Общая высота массива кирпичных стен и сводов церкви около 31 м, в то время как в Трапезной – 16 м, почти вдвое меньше. Массив церковной части здания значительно тяжелее Трапезной. При этом конструктивно они составляют единое целое и не отделены друг от друга деформационным швом [29, 77].

Все стены и перекрытия здания выполнены из глиняного большеформенного кирпича (320x16x80) на известковом растворе с толщиной швов 20-30мм. Толщина стен колеблется в значительных пределах – от 1,2 до 2,2 м [29, 77].

Перекрытия здания выполнены в виде кирпичных сводов одинарной и двойной кривизны различной формы, пролета и толщины. Своды, как правило, имели стальные затяжки.

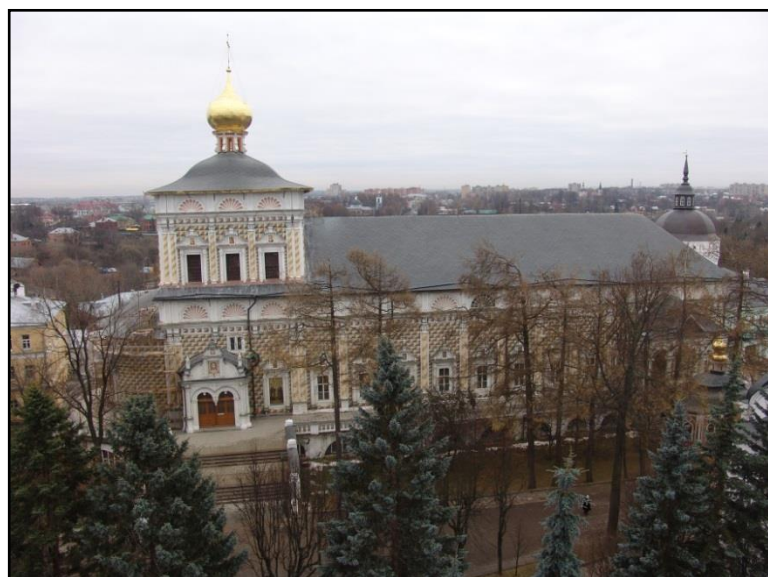


Рис. 23. Трапезный Сергиевский храм с церковью Сергия Радонежского

Фундаменты стен Трапезного Сергиевского храма – ленточные, выполнены из валунов и булыжного камня, швы между которыми заполнены известковым, известково-глинистым раствором с кирпичным щебнем. По верху фундамента местами выполнен пояс из тесанного белого камня высотой около 30 см. Ширина фундамента или равна толщине опирающихся на них стен или больше их примерно на 20-50 см. Заглубление фундаментов 2,0–4,0 м от пола цокольного этажа.

Грунтовое основание Трапезного Сергиевского храма было укреплено деревянными сваями длиной около 2,0 м и диаметром 15-20 см, местами до 25 см, с различным шагом, изменяющимся от 30 до 90 см. Под северной частью сооружения были уплотнены аллювиально-флювиогляциальные пески (ИГЭ 1.2.1 – 1.2.2), под южной – покровные суглинки (ИГЭ 1.2.4) (рис. 24).

Горизонтальное веерное и параллельное зондирование основания сооружения выявило присутствие деревянных свай разной сохранности. Под северной стеной сваи почти полностью сгнили, плотные и средней плотности песчаные грунты сменяются в разрезе рыхлыми, в результате гниения свай. В центральной и южной частях здания степень разрушения свай изменялась в значительных пределах.

Основные характеристики грунтов представлены в таблице 5.

Таблица 5

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Геологический индекс	Наименование грунта	Коэффициент пористости, e , д.е.	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести, I_L , д.е.	Нормативное значение			Модуль деформации, E , МПа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа (кгс/см ²)
						Расчетное значение при $\alpha = 0,95$				
						Плотность, ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения, φ , °	Сцепление, C , кПа		
1.1	tQ _{IV}	Насыпной грунт	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.2	tQ _{IV}	Песок средней крупности, средней плотности	0,63	-	-	$\frac{1,80}{1,75}$	$\frac{35^\circ}{32^\circ}$	$\frac{1,2}{1}$	33	400 (4,0)
1.2.4	tQ _{IV}	Суглинок легкий пылеватый, от твердого до тугопластичного	0,69	11,8	0,09	$\frac{1,97}{1,96}$	$\frac{23,6^\circ}{20,5^\circ}$	$\frac{28,6}{19,3}$	20	246,3 (2,4)
2.2	prQ _{III}	Суглинок тяжелый (реже легкий) пылеватый, тугопластичный	0,70	14	0,36	$\frac{1,96}{1,95}$	$\frac{21,3^\circ}{18,6^\circ}$	$\frac{25,8}{17,2}$	16,2	232,5 (2,3)
3.1	a-fQ _{III}	Песок гравелистый, средней крупности, средней плотности	0,59	-	-	$\frac{1,76}{1,68}$	$\frac{36,5^\circ}{33,2^\circ}$	1	34,7	416,7 (4,2)
4	gQ _{II}	Суглинок легкий пылеватый, полутвердый	0,43	9,5	0,25	$\frac{2,15}{2,14}$	$\frac{26^\circ}{23,6^\circ}$	$\frac{47}{31,3}$	55	300 (3)

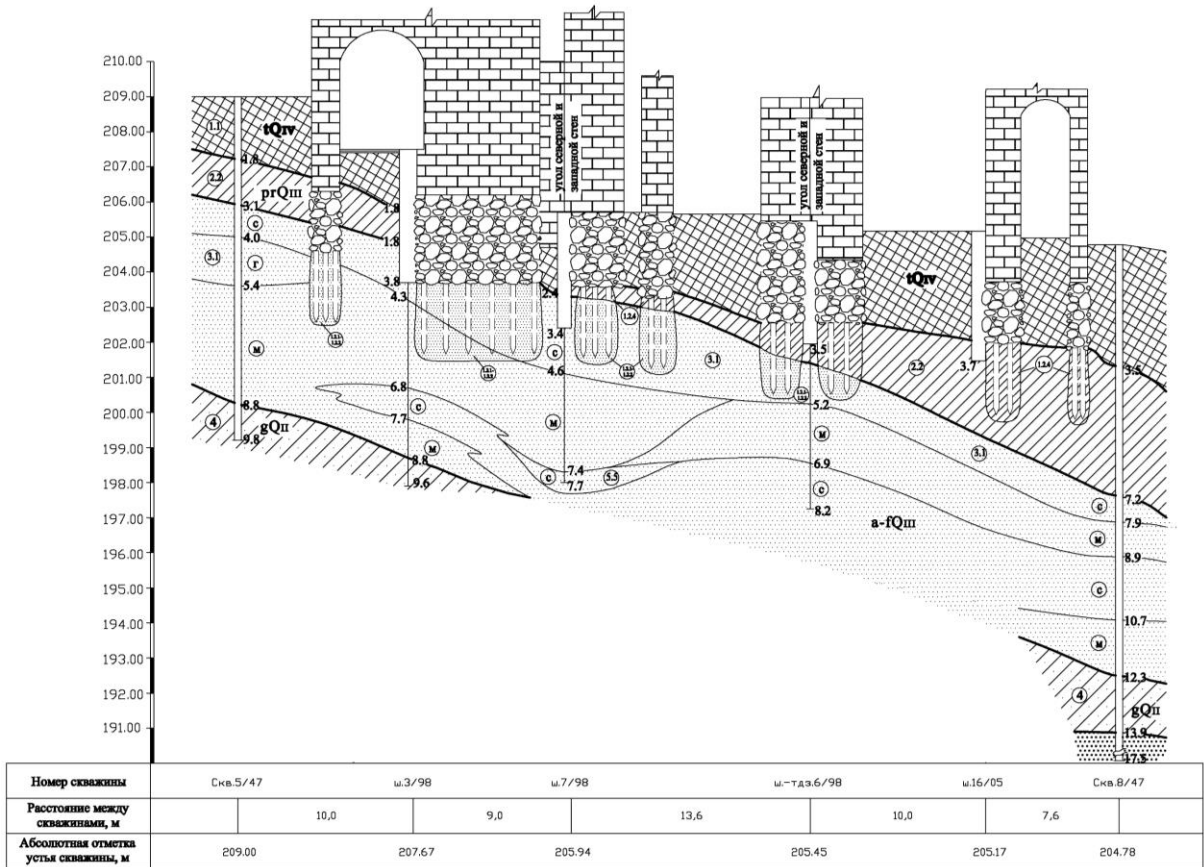


Рис. 24. Инженерно-геологический разрез Трапезного храма с севера на юг

По результатам исследований основание Трапезного Сергиевского храма раздели на пять типов, в соответствии с указанными признаками, используемыми для расчленения основания сооружения по величине и скорости деформирования грунтов и их градиентами (рис. 25).

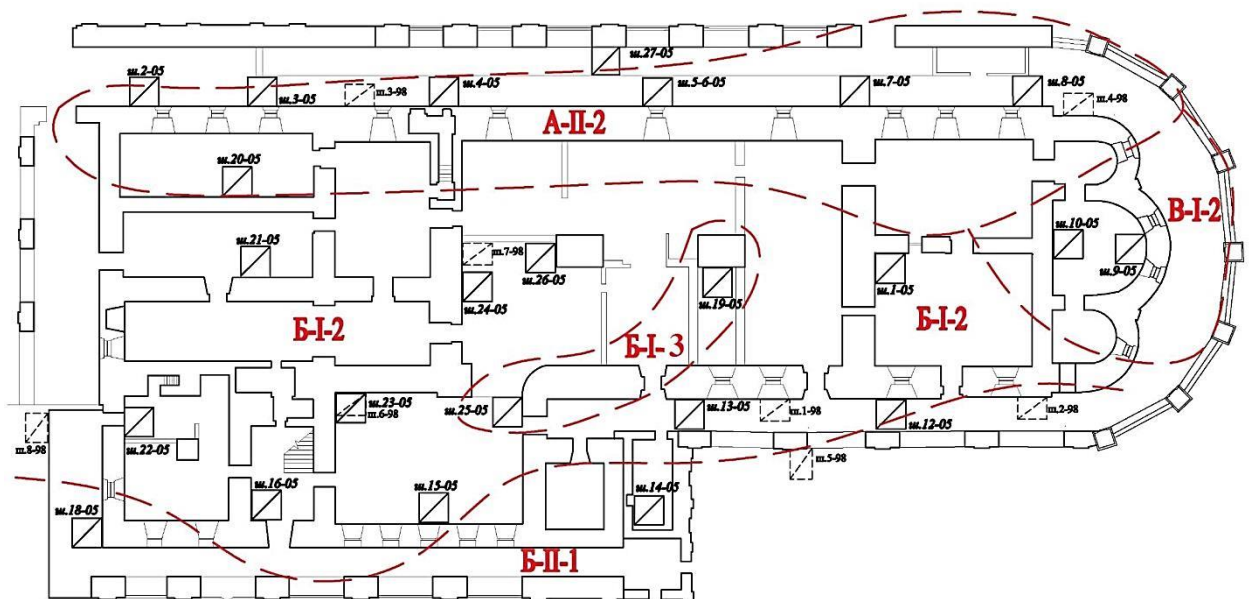


Рис. 25. Типизация основания Трапезного Сергиевского храма

1. **А-П-2** – в основании фундамента уплотненные сваями до глубины около 2 м аллювиально-флювиогляциальные пески. Общая мощность песков значительно более 2 м. До глубины 2 м пески пронизаны стаканами от свай, в которых местами встречаются сгнившие остатки древесины (рис. 26, 27). ДСП близка к МСП и изменяется от 3,1 % (шурф № 20/05) до 5,5% (шурф № 2/05).



Рис. 26. Полые стаканы от сгнивших свай в песчаном грунте в шурфе 3/05

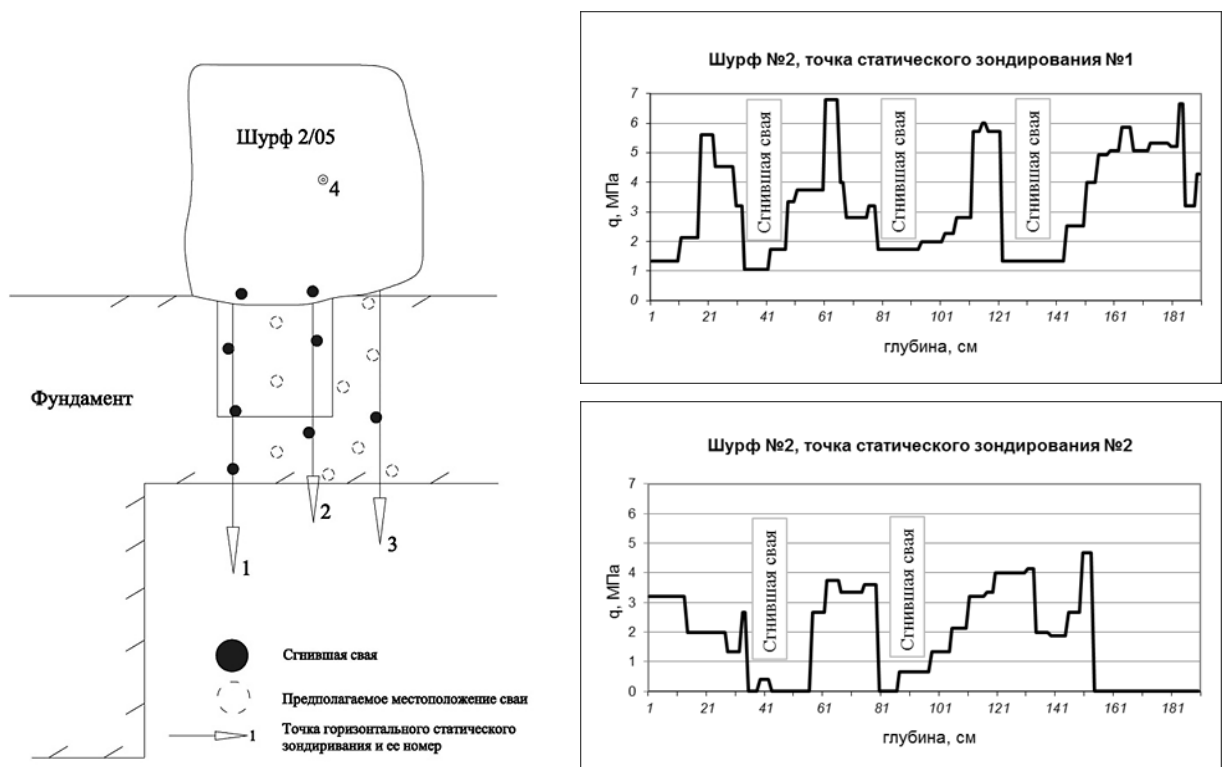


Рис. 27. Свайное поле и графики горизонтального зондирования в шурфе 2/05

2. **Б-I-2** – в основании фундамента уплотненные сваями покровные суглинки. Мощность суглинков меньше 2 м, т.е. меньше длины свай. Сваи в основном сгнили. Свайные отверстия либо полые, либо содержат полусгнившие, легко разбираемые руками остатки свай, либо древесную труху (рис. 28, 29). Редко встречаются целые сваи со сгнившими на 20-40 см оголовками. Подстилаются суглинки аллювиально-флювиогляциальными песками. Свайные отверстия способствуют активной инфильтрации в пески поверхностных и «фундаментных» вод. МСП и изменяется от 3,1 % (шурф № 1/05) до 7,9% (шурф № 15/05).



Рис. 28. Свайный стакан, заполненный черной трухой в шурфе 12/05

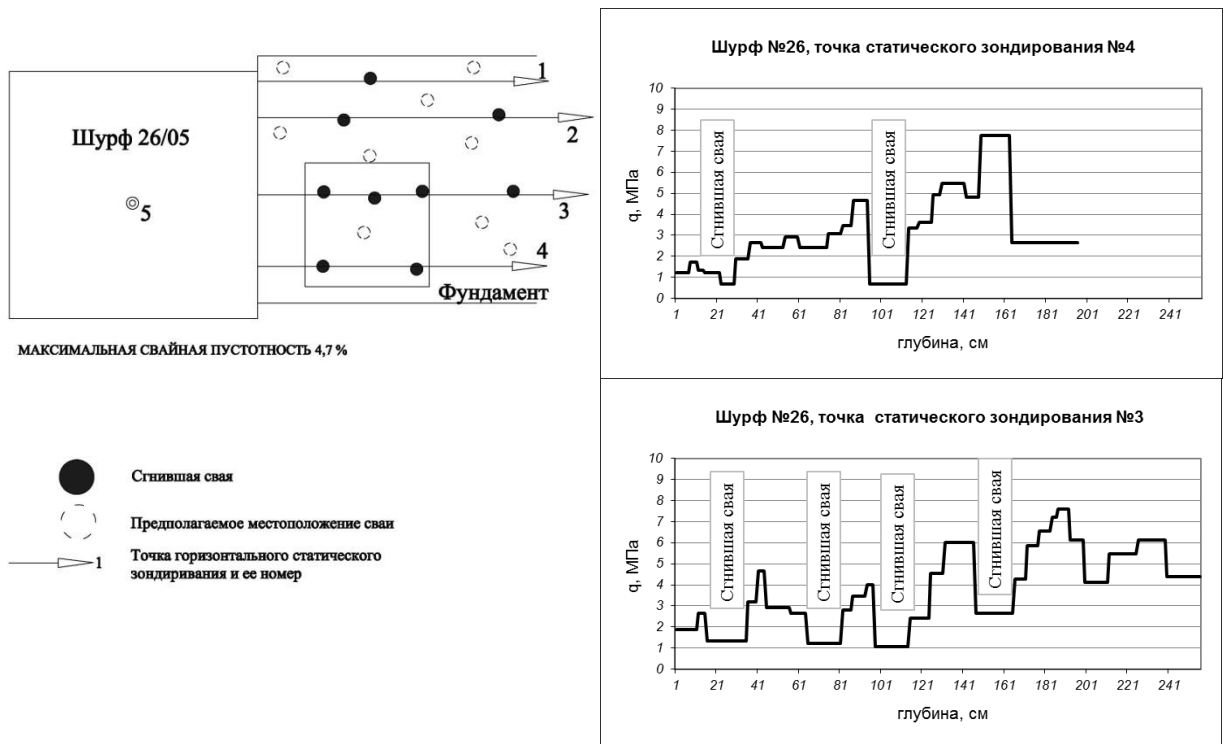


Рис. 29. Свайное поле и графики горизонтального зондирования в шурфе 26/05

3. **Б-I-3** – в основании фундамента уплотненные сваями покровные суглинки. Мощность суглинков меньше 2 м, т.е. меньше длины свай. Сваи полностью сгнили. Произошла полная конвергенция стенок стаканов, их местоположение можно найти по изменениям цвета грунта и методом горизонтального зондирования (рис. 30). Свайные отверстия заполнены рыхлым суглинистым материалом. Подстилаются суглинки аллювиально-флювиогляциальными песками. МСП составляет 3,9% (шурфы №№ 19/05, 25/05).

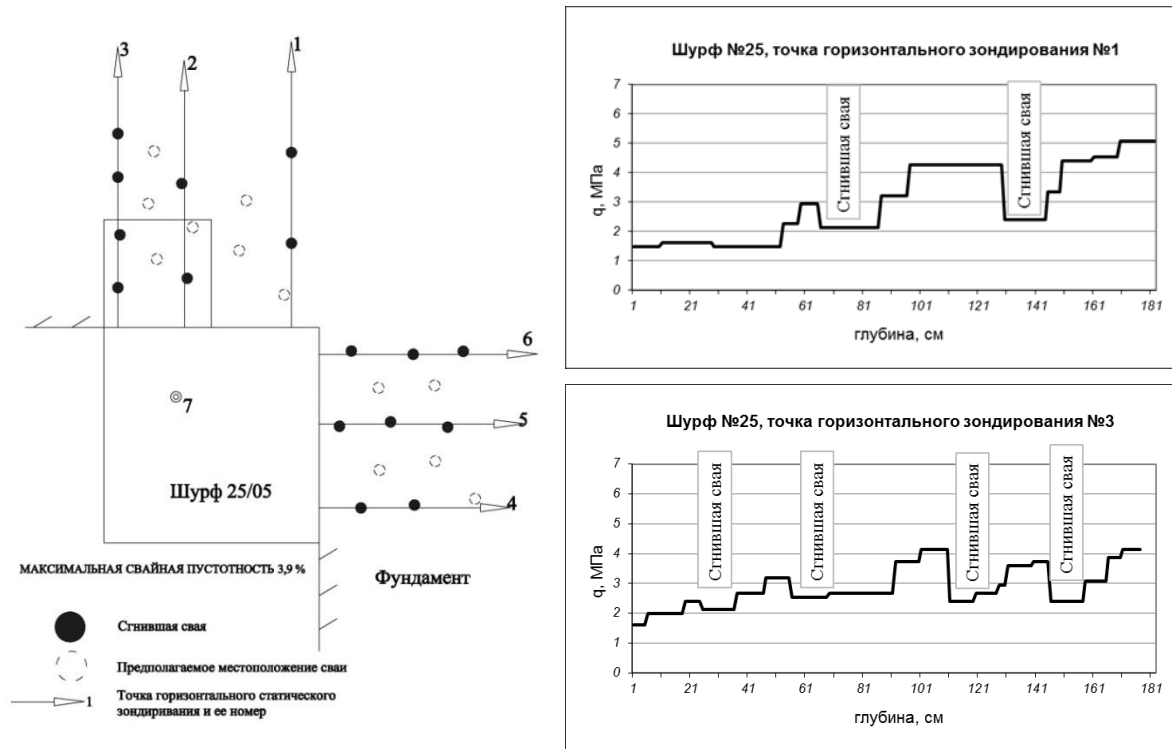


Рис. 30. Свайное поле и графики горизонтального зондирования в шурфе 27/05

4. **Б-II-1** – в основании фундамента уплотненные сваями покровные суглинки. Мощность суглинков больше 2 м, т.е. больше длины свай, она становится накопителем воды и сваи в основном сохранились. Свайные отверстия заполнены либо сваями с подгнившими на 5-20 см оголовками (рис. 31, 32), либо, что встречается значительно реже, пусты. Сгнившие участки свай насыщены водой. МСП – 3,1% (шурфы №№ 14/05, 18/05), ДСП – 1,6% (шурф №14/05).



Рис. 31. Сваи со сгнившими оголовками в шурфе 14/05

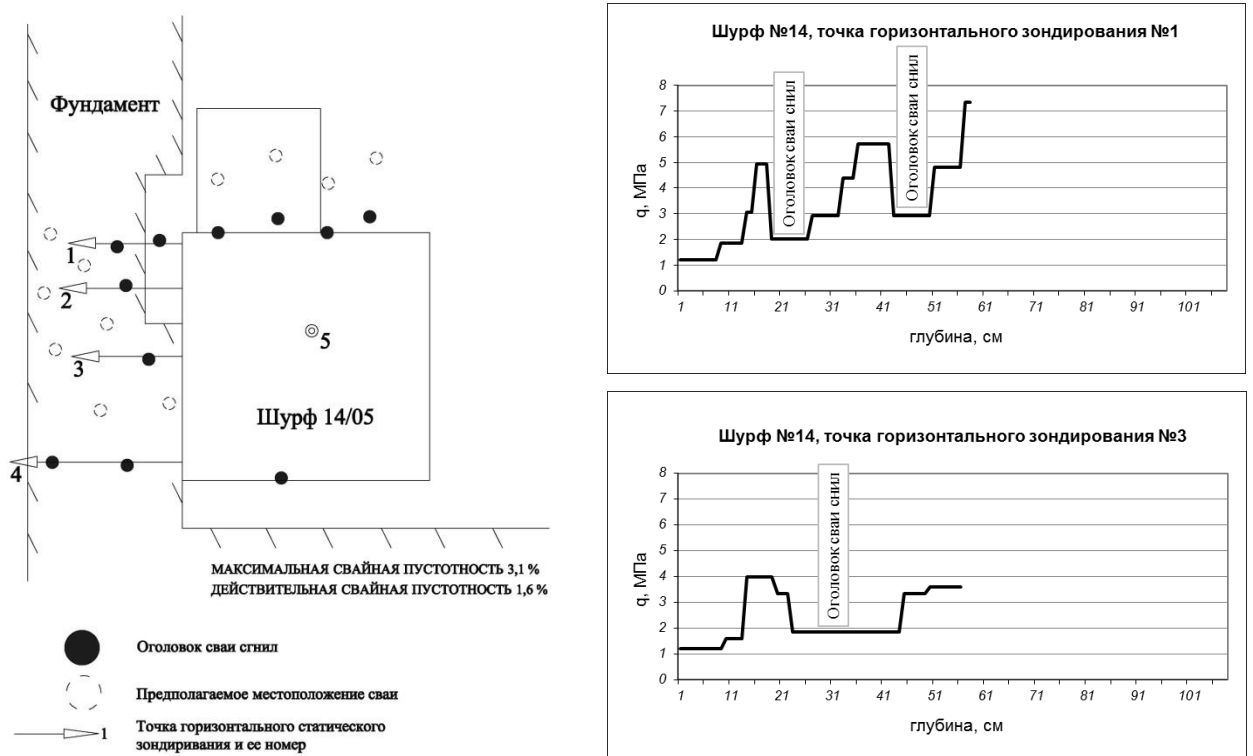


Рис. 32. Свайное поле и графики горизонтального зондирования в шурфе 14/05

5. **В-I-2** – в основании фундамента уплотненные сваями древнетехногенные грунты, представленные суглинком с включением гравия и щебня красного кирпича, извести, органики. Мощность техногенного грунта меньше 2 м, т.е. меньше длины свай. Сваи полностью сгнили. Свайные отверстия полые с содержанием древесной трухи внизу свайного стакана (рис. 33-35). Подстилаются суглинки аллювиально-флювиогляциальными песками. МСП достигает 2,4% (шурф № 9/05) до 5,5% (шурф №10/05).



Рис. 33. Свайные стаканы на дне шурфа 10/05

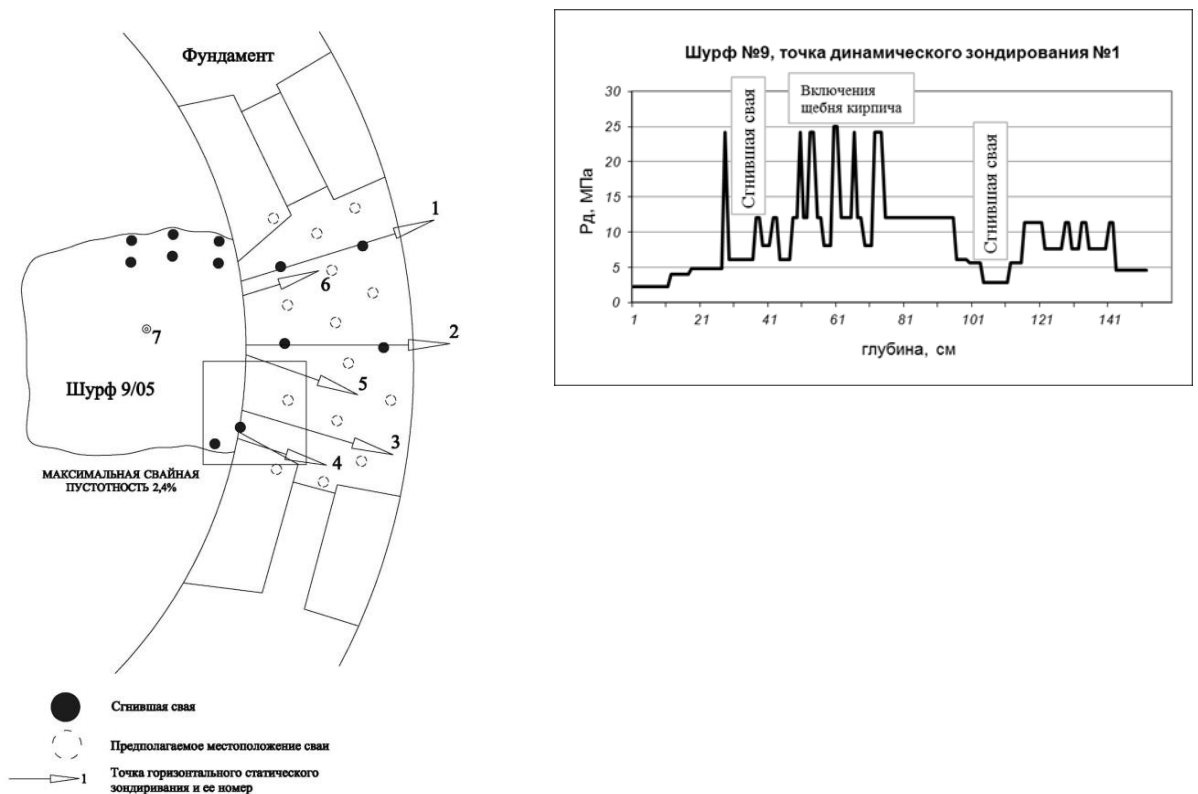


Рис. 34. Свайное поле и график горизонтального динамического зондирования в шурфе 9/05

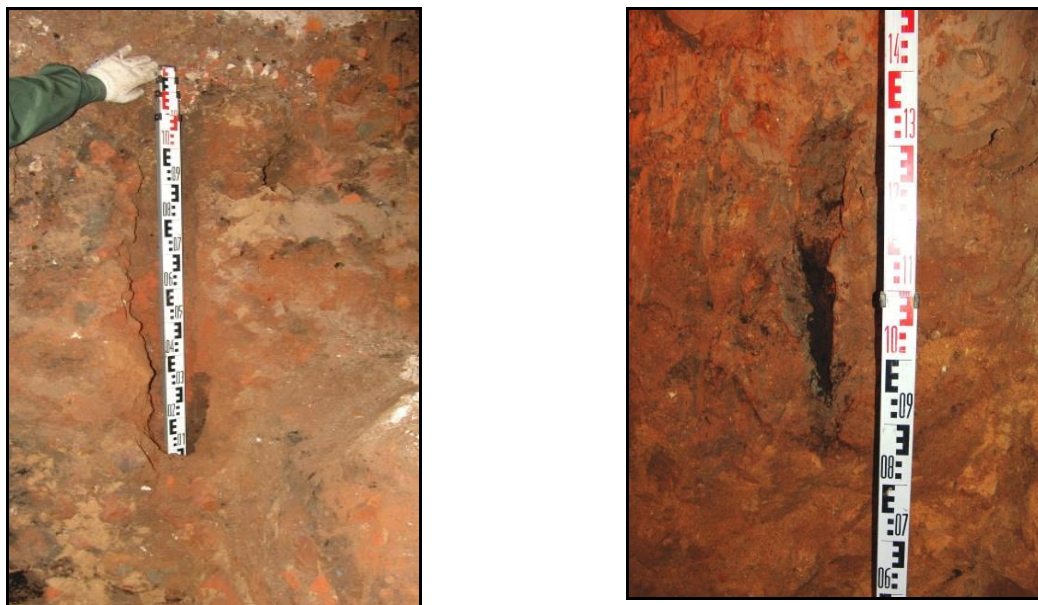


Рис. 35. Сгнившие сваи в основании фундамента в шурфах 9/05 и 10/05

1.5.2 Казначейский корпус

В настоящее время Казначейский корпус это 3-х этажное здание высотой от 14 до 23 м, длиной 85 м с переменной толщиной стен (1,1-2,2 м) из глиняного кирпича на известковом растворе, с глубокими подвальными помещениями. Подвальные помещения, а также помещения первого-третьего этажей перекрыты в основном цилиндрическими сводами, дверные и оконные проёмы - кирпичными арками (рис. 36).



Рис. 36. Казначейский корпус

Фундамент корпуса ленточный, имеет различные конструктивные особенности. В основном он сложен в верхней части из кирпича на известково-песчаном растворе. Ниже, до подошвы, тело фундамента представлено валунами, бутовым камнем на известковом

растворе. На отдельных участках фундамент сложен из щебня кирпича, пролитого известковым раствором, сильно выветрелым. Фундамент содержит полости размером до 10 см. На отдельных участках фундамент представлен кирпичной кладкой на разных растворах – известковом, известково-цементном и цементном [35, 49, 56].

В Казначейском корпусе фундаменты Келарской башни, Крепостных и Казначейских палат XVI и XVII вв. опираются на аллювиально-флювиогляциальные пески различной степени крупности (от средних до гравелистых), рыхлые и средней плотности, влажные (ИГЭ – 1.2.1, 1.2.2). Грунтами основания Лестничной башни и юго-восточной части Казначейских палат XVI в. являются покровные суглинки тугопластичной консистенции (ИГЭ – 1.2.6), мощностью около 1 м. В основании Казначейских палат XVII – XVIII вв., расположенных в северо-западной части корпуса, залегают техногенные грунты мощностью 0,3 – 1,0 м, представленные супесью пластичной и суглинками от тугопластичной до текучей консистенции, содержащими органические включения, гальку, гравий (ИГЭ – 1.2.3, 1.2.7) (рис. 37, 38) [35, 49]. Основные характеристики грунтов представлены в таблице 6.

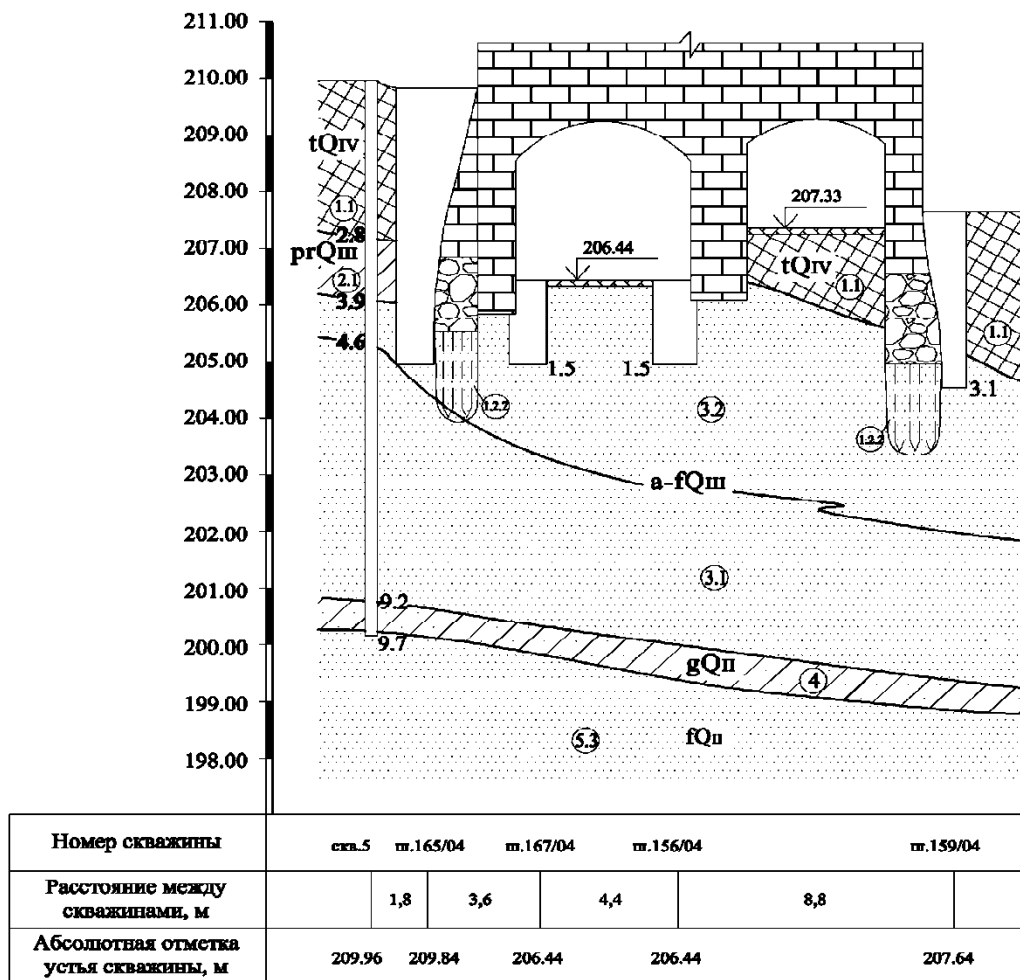


Рис. 37. Инженерно-геологический разрез Казначейского корпуса

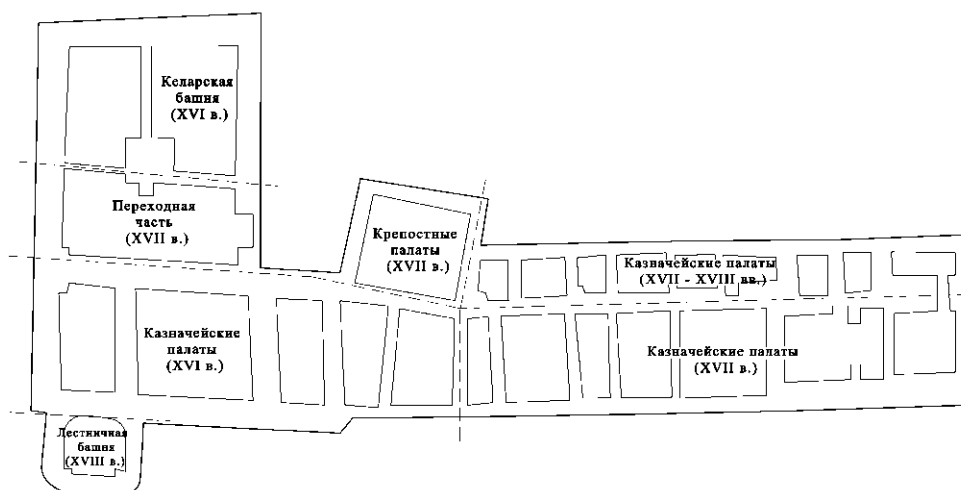


Рис. 38. Схема этапов строительства Казначейского корпуса [35, 49]

Таблица 6

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Геологический индекс	Наименование грунта	Коэффициент пористости, e , д.е.	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести, I_L , д.е.	Нормативное значение			Модуль деформации, E , МПа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа (кгс/см ²)
						Расчетное значение при $\alpha = 0,95$				
						Плотность, ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения, φ , °	Сцепление, C , кПа		
1.1	tQ _{IV}	Насыпной грунт	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.2	tQ _{IV}	Песок средней крупности, средней плотности	0,63	-	-	$\frac{1,82}{1,78}$	$\frac{34^\circ}{31^\circ}$	1	32	400 (4,0)
1.2.3	tQ _{IV}	Супесь пылеватая, от пластичной до текучей	0,63	6,0	0,60	$\frac{1,95}{1,89}$	$\frac{24^\circ}{21^\circ}$	$\frac{13}{10}$	17	220 (2,2)
1.2.6	tQ _{IV}	Суглинок тяжелый пылеватый тугопластичный	0,70	16,0	0,37	$\frac{1,99}{1,93}$	$\frac{21^\circ}{18^\circ}$	$\frac{25}{17}$	16	220 (2,2)
1.2.7	tQ _{IV}	Суглинок тяжелый пылеватый от мягко- до текучепластичного	0,77	14,0	0,57	$\frac{1,92}{1,87}$	$\frac{24^\circ}{21^\circ}$	$\frac{15}{10}$	12	190 (1,9)
2.1	prQ _{III}	Суглинок легкий пылеватый тугопластичный	0,58	11,0	0,27	$\frac{2,06}{1,99}$	$\frac{23^\circ}{20^\circ}$	$\frac{32}{21}$	27	260 (2,6)
3.1	a-fQ _{III}	Песок гравелистый, средней плотности, малой степени водонасыщения	0,62			$\frac{1,82}{1,78}$	$\frac{38^\circ}{35^\circ}$	-	33	500 (5,0)
3.2	a-fQ _{III}	Песок средней крупности, средней плотности с прослоями рыхлого, средней степени водонасыщения	0,50			$\frac{1,95}{1,89}$	$\frac{35^\circ}{32^\circ}$	-	32	400 (4,0)
4	gQ _{II}	Суглинок полутвердый	0,42	9,0	0,25	$\frac{2,15}{2,07}$	$\frac{26^\circ}{23^\circ}$	$\frac{47}{31}$	55	287,5 (2,9)
5.3	fQ _{II}	Песок мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения и насыщенный водой	0,74	-	-	$\frac{1,70}{1,67}$	$\frac{28^\circ}{26^\circ}$	1	19	200 (2,0)

Для уплотнения грунтов основания при строительстве здания были применены деревянные сваи диаметром 10-15 см, редко 20 см, длиной около 1,5 м. Древесина свай в настоящий момент полностью разрушена. По данным визуального обследования и

результатов горизонтального зондирования практически в каждом шурфе были вскрыты полости от сгнивших свай и ослабленные участки грунта. В песчаных грунтах от деревянных свай остались только следы в виде тонких темно-коричневых, черных вертикальных полосок [35, 56].

Основание Казначейского корпуса раздели на три типа, в соответствии с указанными признаками, используемыми для расчленения основания сооружения по величине и скорости деформирования грунтов и их градациями (рис. 39).

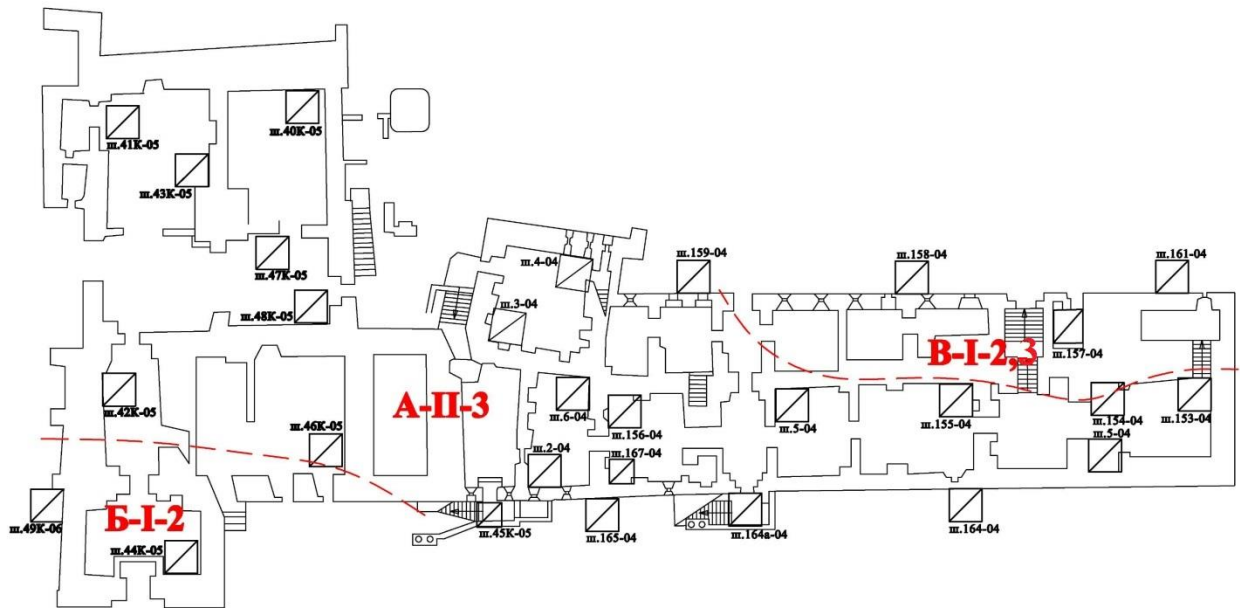


Рис. 39. Типизация основания Казначейского корпуса

1. **А-II-3** – в основании фундамента уплотненные сваями до глубины около 2,0 м аллювиально-флювиогляциальные пески. Общая мощность песков значительно более 2 м. Сваи сгнили полностью. До глубины 1,0-1,5 м в песках прослеживаются следы от сгнивших деревянных свай (рис. 40). Горизонтальное зондирование основания выявили ослабленные участки в результате гниения свай (рис. 41).



Рис. 40. Сгнившие сваи в шурфах 40К-05 и 46К-05

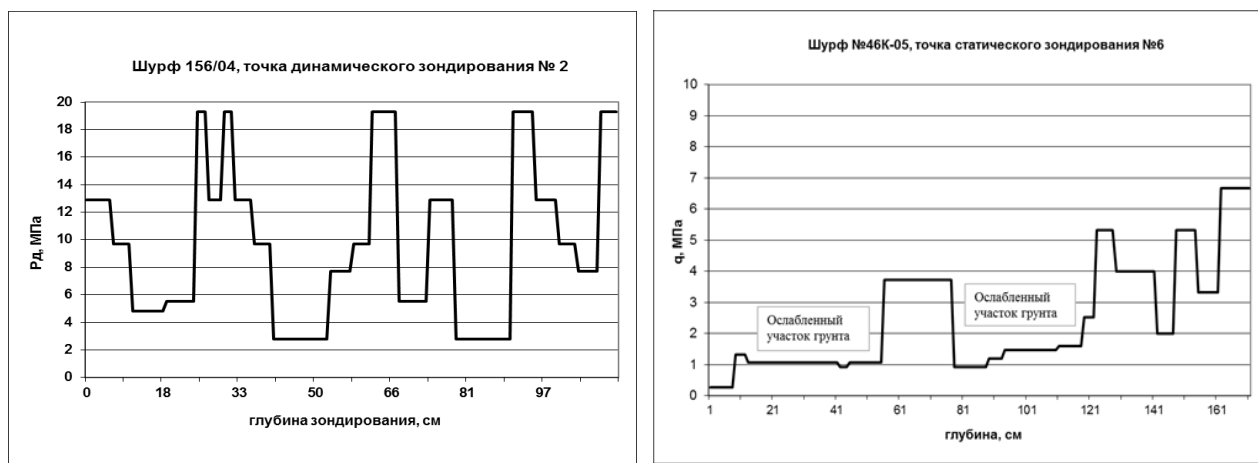


Рис. 41. Графики горизонтального зондирования в шурфах 156/04 и 46К-05

2. **Б-I-2** – в основании фундамента уплотненные сваями покровные суглинки. Мощность суглинков меньше 2 м, т.е. меньше длины свай. Сваи сгнили. Свайные стаканы либо полые, либо содержат полусгнившие, легко разбираемые руками обломки свай, либо древесную труху. Подстилаются суглинки аллювиально-флювиогляциальными песками.

3. **В-I-2,3** – в основании фундамента уплотненные сваями древнетехногенные грунты, представленные супесью пластичной и суглинками от тугопластичной до текучей консистенции, содержащими органические включения, гальку, гравий, щебень красного кирпича. Мощность техногенного грунта меньше 2 м, т.е. меньше длины свай. Сваи полностью сгнили. Местами свайные отверстия полые с содержанием древесной трухи внизу свайной полости, либо полости от свай заполнены рыхлым суглинистым материалом (рис. 42, 43). Подстилаются суглинки аллювиально-флювиогляциальными песками.

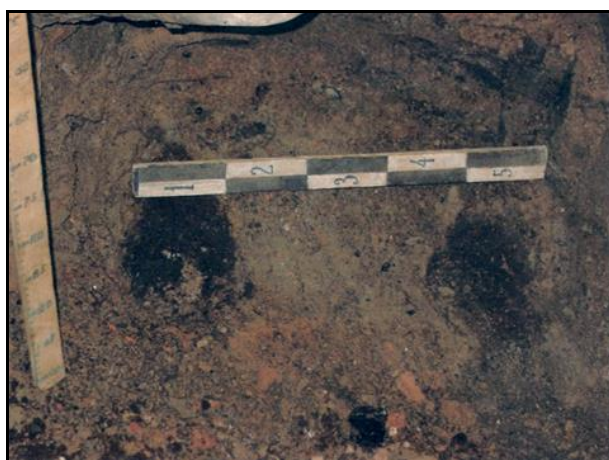


Рис. 42. Сгнившие сваи в шурфе 157-04

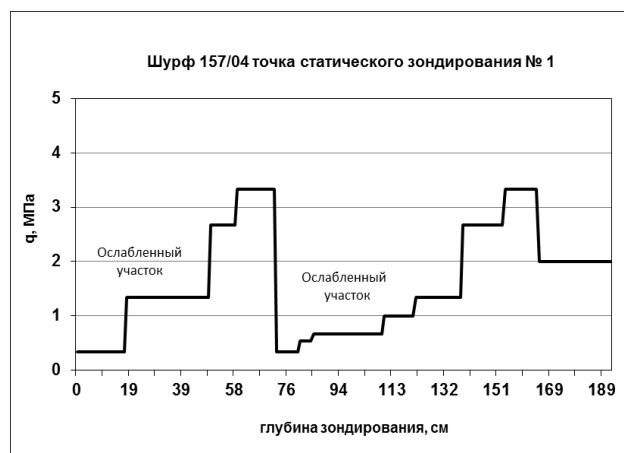


Рис. 43. График горизонтального зондирования основания фундамента в шурфе 157-04

1.5.3 Успенский собор

Успенский собор – монументальное шестистолпное кирпичное здание, прямоугольное, длиной около 50 м, шириной 30 м (рис. 44). Пилоны квадратного сечения, расположены попарно посередине собора. Два из них находятся за иконостасом в алтаре. Высота пилонов до 20 метров, сечение 2,4 х 2,4 м, увеличиваясь к низу до 3,0 х 3,0 м. Наружные стены собора имеют толщину около 2,5 м. Его массивный объем увенчан пятью тесно поставленными главами. В середине XVIII века главы получили луковичную форму и был надстроен центральный барабан. В 1880 году был сооружен подвал (крипта) под собором. В нем четыре столба, опоры пилонов собора, - разносторонние, несимметричные; они имеют средние размеры – 5,85 х 6,0 м. Перекрытия над подвалом – своды, основанные на столбах (пилонах) и на наружных стенах [74].

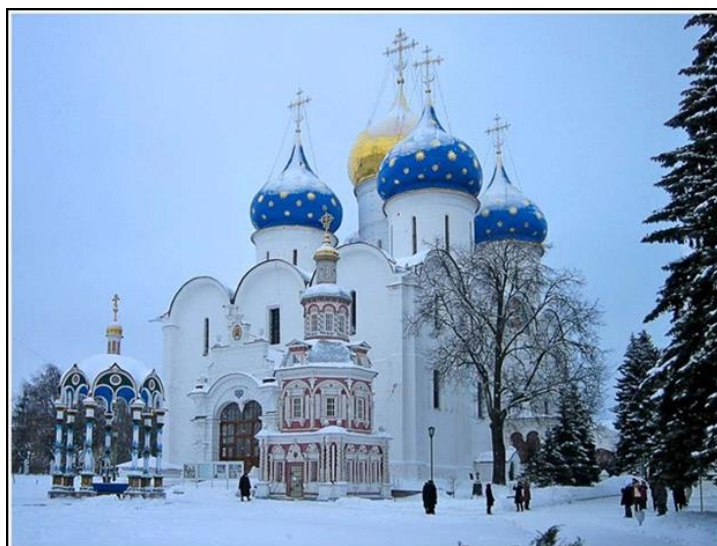


Рис. 44. Успенский собор

Фундамент собора разный. Наиболее сложно и основательно сложен фундамент у западной стены храма в шурфе № 1У/05 (рис. 45), где наблюдается до 10 слоев, представленных: интенсивно выщелоченным известковым раствором и слоями аккуратно уложенных плит выветрелого песчаника, большей частью скрепленных тем же известковым раствором. Примерно такое же строение имеет разрез в шурфе № 6У/06. В участках фундамента, вскрытых этими шурфами, почти исключительно использовались щебень и глыбы песчаников практически без примеси других компонентов. Нет щебня и глыб из известняка, кирпича и магматических пород. Щебень известняка и песчаника используется в самом верху фундамента, на заключительной стадии их строительства. Цемент чаще всего известковый и известково-песчано-глинистый.

В шурфах № 2У/05, №5У/05, № 4У/05 (рис. 45) уже не видно тщательно

уложенных слоев из глыб песчаника. В строении фундамента используют щебень скальных грунтов, кирпича и окатанные обломки различных пород, извлеченных из ледниковых отложений. Часто используют глину в качестве связующего и заполнителя пустот. В результате проникновения атмосферных осадков песчаники и известковый цемент разрушаются (известковый цемент до муки), а из песчано-глинистого цемента выносятся отдельные фракция, поэтому к настоящему времени фундаменты при их обнажении рассыпаются или «разбираются рукой». Монолитность фундамента еще больше нарушается наличием полостей сгнивших верхушек свай [74].

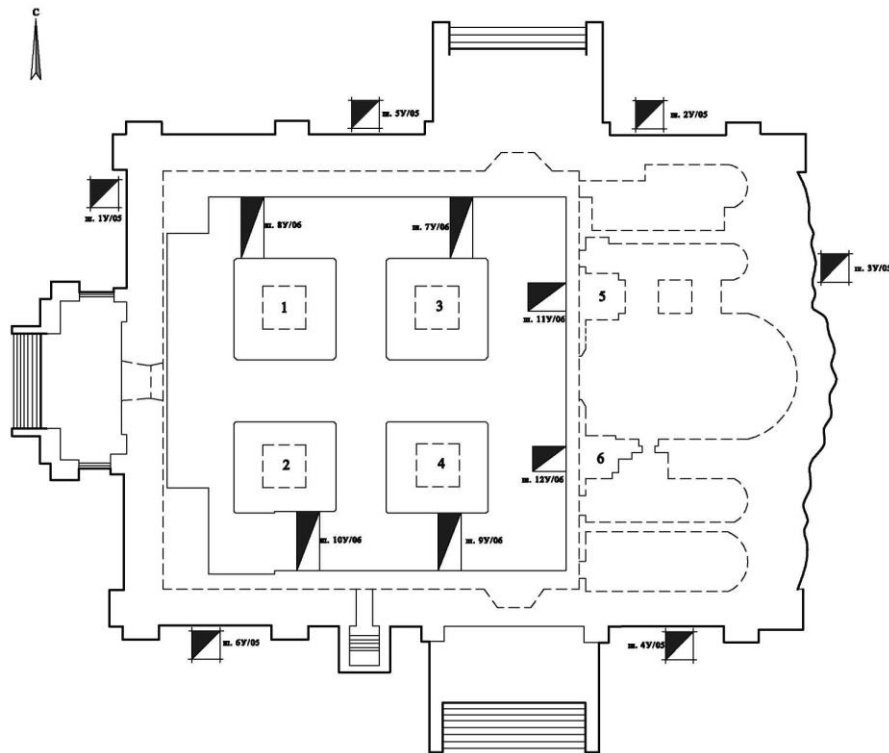


Рис. 45. Схема расположения шурфов в Успенском соборе

Перед строительством фундамента в грунты основания забивали дубовые сваи. Расстояние между сваями изменяется от 20 до 35 см, диаметр свай от 10 до 25 см и длина 1,5-2,0 м. Исследования выявили неравномерное разрушение свай. Почти полному гниению подверглись верхушки свай на 20-25 см, находящиеся в фундаменте и частично в суглинках, а также гниению подверглись низы свай, забитые в песок. В процессе уплотнения грунтов основания строители пробивали слой мощностью 0,5-0,7 м покровных суглинков (ИГЭ 1.2.4) и забивали сваи в нижележащие аллювиально-флювиогляциальные пески (ИГЭ 1.2.2) (рис. 46). Попав в зону активного воздушного и водного обмена, нижняя часть сваи быстро подверглась биохимическому разложению и микроорганизмами [22, 74].

Основные характеристики грунтов представлены в таблице 7.

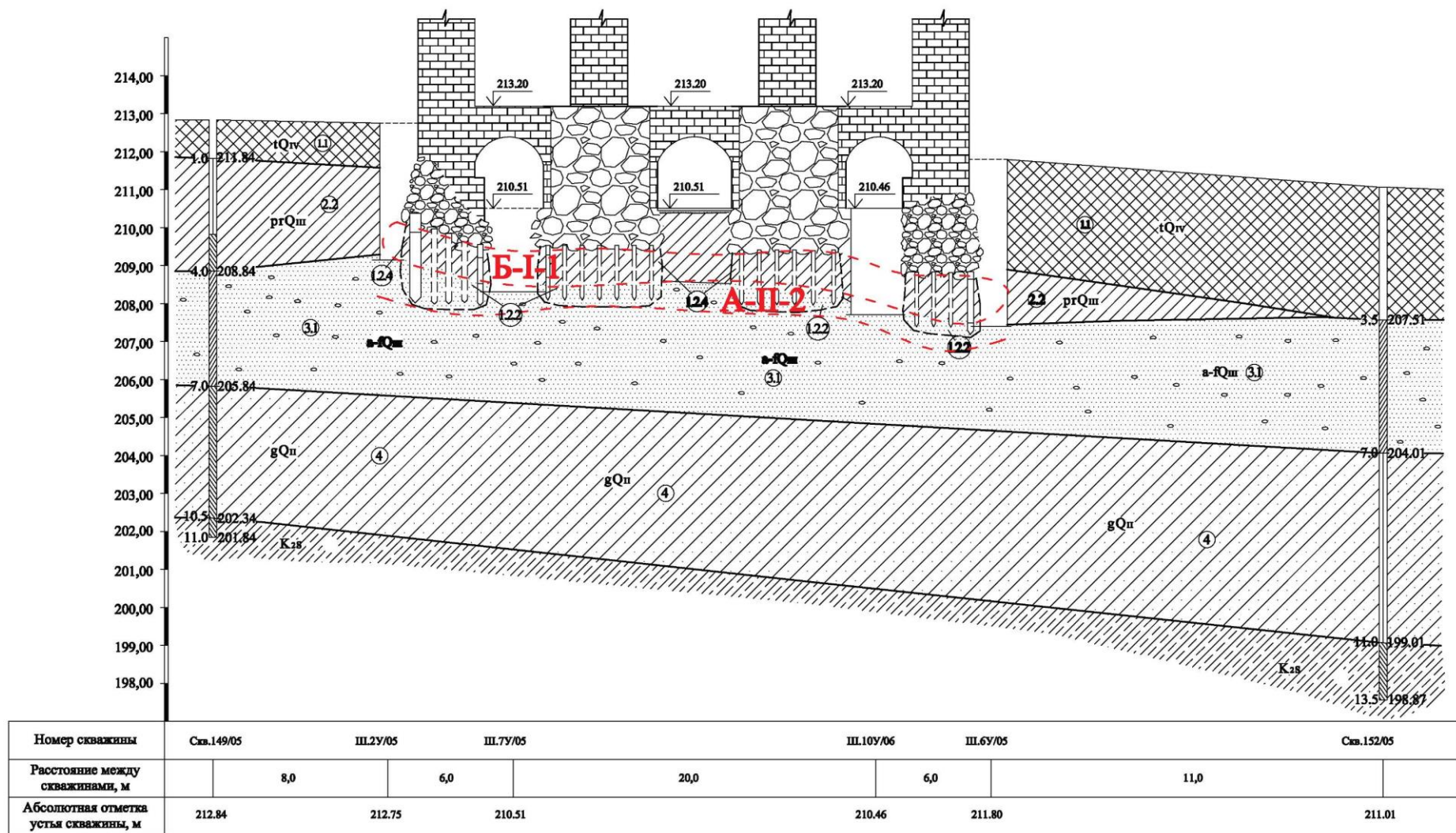


Рис. 46. Инженерно-геологический разрез с типизацией основания Успенского собора

Таблица 7

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Геологический индекс	Наименование грунта	Коэффициент пористости, e , д.е.	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести, I_L , д.е.	Нормативное значение			Модуль деформации, E , Мпа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа (кгс/см ²)
						Расчетное значение при $\alpha = 0,95$				
						Плотность, ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения, φ , °	Сцепление, C , кПа		
1.1	tQ _{IV}	Насыпной грунт	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.2	tQ _{IV}	Песок средней крупности от средней плотности до плотного	0,65			$\frac{1,75}{1,71}$	$\frac{35^\circ}{32^\circ}$	1	30	400 (4,0)
1.2.4	tQ _{IV}	Суглинок легкий пылеватый от твердого до тугопластичного	0,65	11,9	0,12	$\frac{1,98}{1,95}$	$\frac{24^\circ}{21^\circ}$	$\frac{31}{21}$	22	242 (2,4)
2.2	prQ _{III}	Суглинок легкий пылеватый от твердого до полутвердого	0,73	12,7	-0,10	$\frac{1,91}{1,81}$	$\frac{23^\circ}{20^\circ}$	$\frac{26}{17}$	18	230 (2,3)
3.1	a-fQ _{III}	Песок гравелистый, средней плотности	0,70			1,98	$\frac{35^\circ}{32^\circ}$	-	35	500 (5,0)
4	gQ _{II}	Суглинок легкий от песчанитого до пылеватого, от твердого до тугопластичного	0,59	10,2	-0,30	$\frac{2,23}{2,01}$	$\frac{25^\circ}{23^\circ}$	$\frac{35}{30}$	21	277 (2,8)

Основание Успенского собора разделили на два типа, в соответствии с указанными признаками, используемыми для расчленения основания сооружения по величине и скорости деформирования грунтов и их градациями (рис. 46).

1. **Б-I-1** - слой суглинка пронизан частично сгнившими или полностью сохранившимися сваями. Вокруг свай грунт приобрел зеленовато-серый цвет за счет процесса гниения древесины и восстановления оксида железа (рис. 47). Слой залегает непосредственно под фундаментом собора. Действительная свайная пустотность (ДСП) достигает 5-10 % при максимальной от 13 до 20%. Плотность грунта составляет 1,95-1,98 г/см³ и близка к плотности сложения ненарушенного, находящегося в естественном состоянии, уплотненного покровного суглинка. Вдоль стенок свай суглинок имеет флюидальную текстуру, выраженную в отгибании слоистости вниз, в сторону движения свай при забивке.

2. **А-II-2** - в песчаном грунте, после полного завершения процесса гниения свай, диаметр «стаканов» практически не изменился, стенки «стаканов» не осыпались (рис. 48). Полости от свай заполнены черной трухой, оставшейся от гниения сваи, либо суглинком. Плотность грунта составляет 1,71-1,75 г/см³. ДСП близка к максимальной и составляет 13-20%.



Рис. 47. Сваи в основании фундамента в шурфе 1У-05

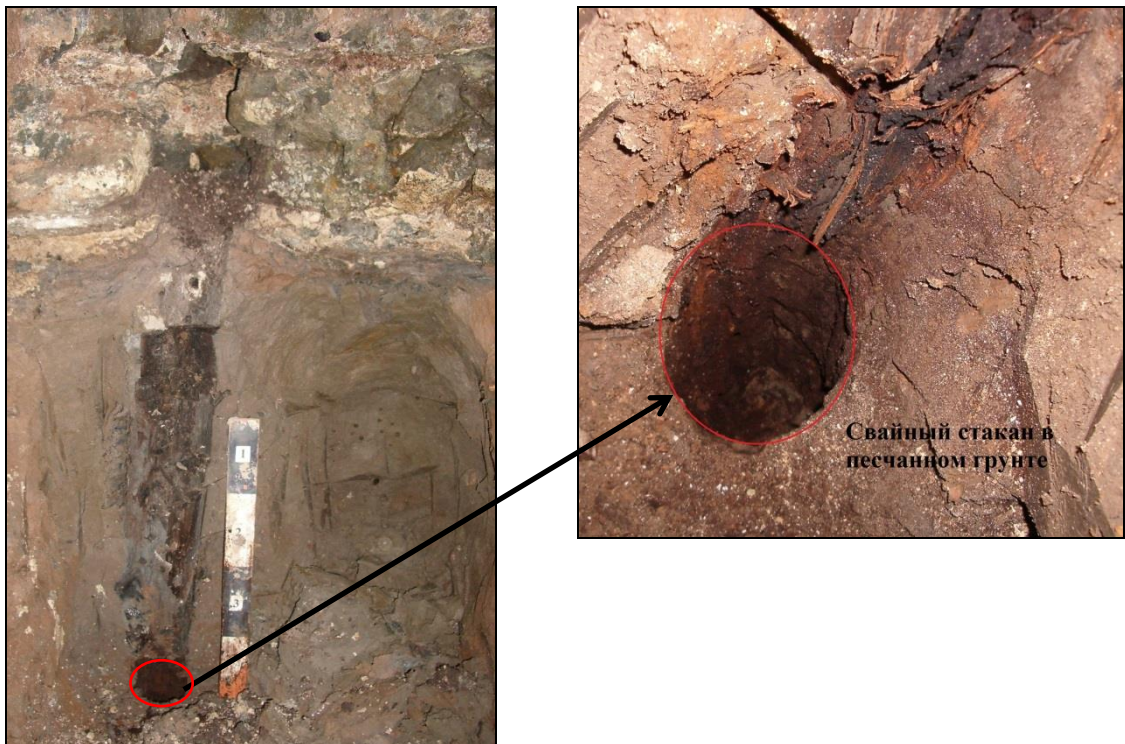


Рис. 48. Сваи в основании фундамента в шурфе 7У-05

Структура свайного поля и графики горизонтального зондирования грунтов, на примере шурфа 1У-05, приведены на рисунке 49.

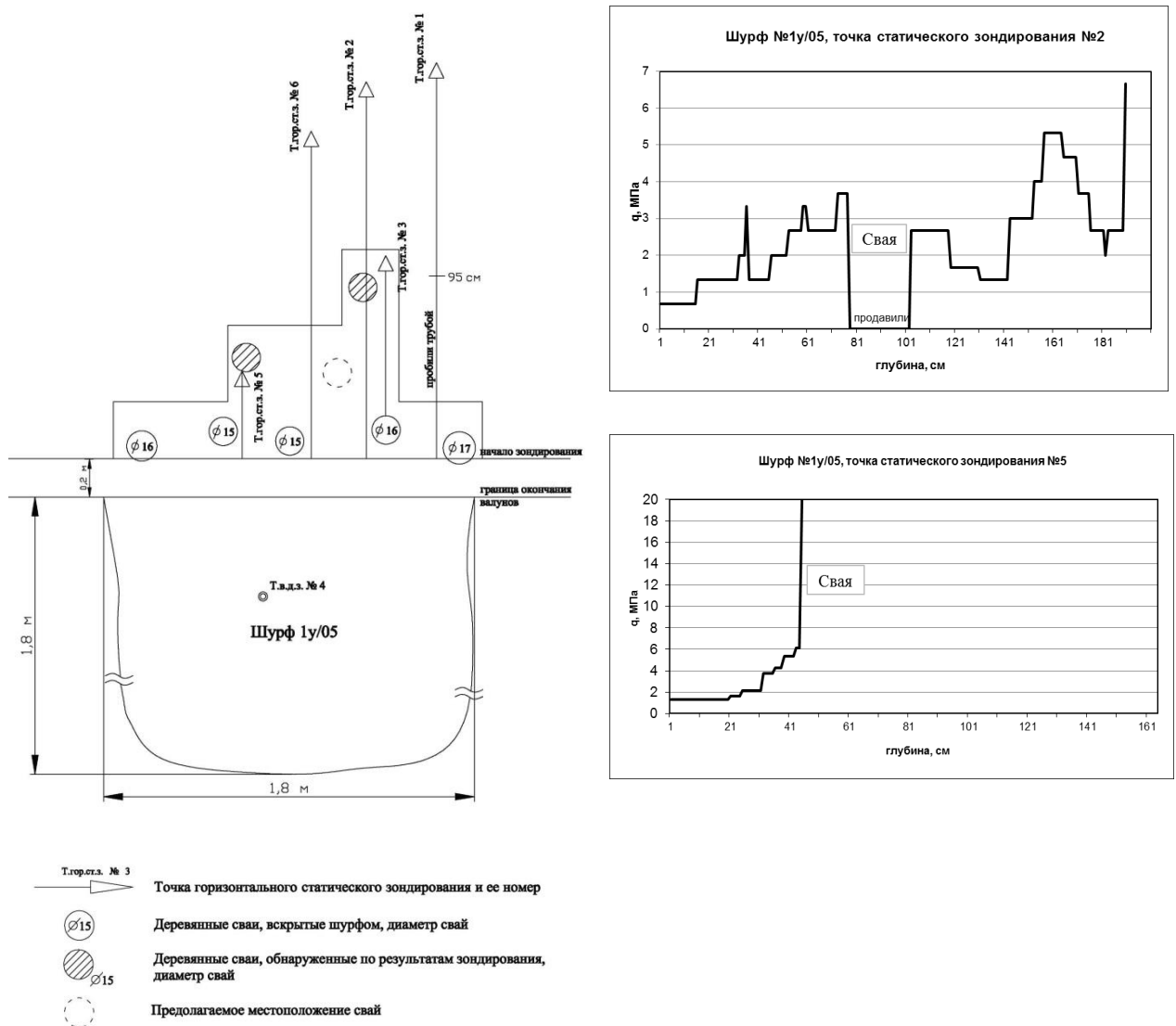


Рис. 49. Свайное поле и графики горизонтального статического зондирования в шурфе 1У/05

Микробиологический и химический анализ позволил выявить различную степень разрушения деревянных свай. От общей длины свай, учитывая суммарно сгнивший объем, не разрушенным осталось всего 20-40%. Таким образом, действительная свайная пустотность в слое покровных суглинков составляет около 10%, но имеется и второй слой флювиогляциальных песков, также обладающих действительной свайной пустотностью, достигающей 10%. Значения свайной пустотности грунтов основания Успенского собора представлены в таблице 8.

Таблица 8

Значения свайной пустотности грунтов основания				
шурф и его номер	Площадь в пределах которой рассчитывается свайная пустотность, м²	Максимальная свайная пустотность, МП %	Действительная свайная пустотность в суглинках, ДПС %	Действительная свайная пустотность в песках, ДПП %
№ 1У/05	1,12	13%	10%	12%
№ 2У/05	1,12	19%	13%	18%
№ 3У/05	1,25	6%	4%	6%
№ 4У/05	0,75	8%	6%	8%
№ 5У/05	0,88	10%	8%	9%
№ 7У/06 пилон	1,68	4%	3%	3%
№ 7У/06 стена	1,6	5%	4%	4%
№ 8У/06 пилон	1,54	9%	7%	8%
№ 8У/06 стена	1,26	13%	10%	12%
№ 9У/06 пилон	1,8	10%	7%	10%
№ 9У/06 стена	1,4	14%	10%	14%
№ 10У/06 пилон	2,4	5%	3%	5%
№ 10У/06 стена	2,52	8%	6%	8%
№ 11У/06	1,68	10%	7%	9%
№ 12У/06	1,0	12%	9%	11%

Покровская Е.Н. и Пищик И.И. [82, 83] выполнили определение структуры и элементарный анализ древесины свай, которые проводились с помощью электронного микроскопа, рентгеноструктурного анализа и микросрезов. Детали микростроения сравнивались с аналогами строения древесных пород, приведенных в специальных атласах-определителях пород. В результате было установлено, что все сваи были сделаны из дуба. Плотность образцов древесины, отобранных из центральных, сохранившихся частей свай, оказалась равной 0,427-0,708 г/см³, что соответствует значениям плотности меняющейся во времени здоровой древесины дуба.

Деловая часть дуба диаметром 20-25 см составляет около 5-6 м, а возраст около 100 лет. Можно предположить, что из одного дерева изготавливалось три сваи. В общей сложности под Успенским собором было забито около 10000 свай, для чего срубили около 3300 деревьев 80-120 летнего возраста. Дубовые рощи, как правило, не вырубались полностью, а лишь на 30-40%. Следовательно, скорее всего дубовые стволы для заготовки свай привозились из разных мест, они имели разные возраст и состояние. Результаты замеров плотности древесины косвенно подтверждают этот факт. Вследствие этого, попав в сравнительно близкие условия разрушения грунтового основания Успенского собора, сваи должны были разрушаться с разной скоростью, обуславливая разную действительную свайную пустотность на отдельных участках основания при близкой максимальной свайной пустотности, достигавшей 15% [22, 74].

С целью изучения напряженного состояния целиков грунта, расположенных между забитыми сваями, в шурфе 9У-06 Успенского собора, выполнили полевой метод микропенетрации.

Под микропенетрацией понимается метод испытания грунта путем вдавливания в него наконечника с углом раскрытия 30° на глубину, не превышающую высоты наконечника. Сопротивление грунта прониканию конического наконечника микропенетromетра, характеризующее его прочность, определяется величиной предельного напряжения сдвигу R и определяется по формуле $R=P/h^2$, где P – нагрузка на конус, кг (взято, как конечное натяжение пружины – 2,55 кг); h – глубина погружения конуса, мм [11].

В шурфе 9У-06, в основании фундамента южной стены собора, было вскрыто четыре сваи. Схема расположения свай и их описание представлено ниже (рис. 50, 51).

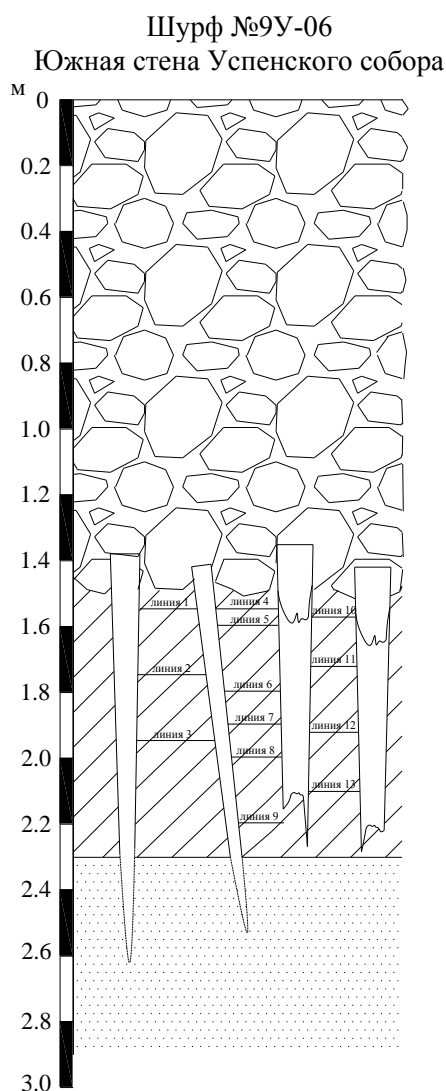


Рис. 50. Схема расположения свай и линий микропенетрации



Рис. 51. Фото сгнивших свай в шурфе 9У-06

Вскрыты 4 сваи (слева направо):

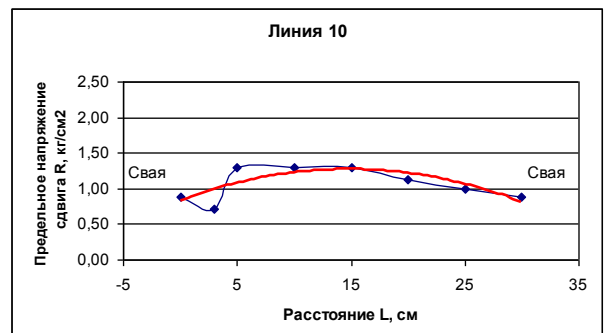
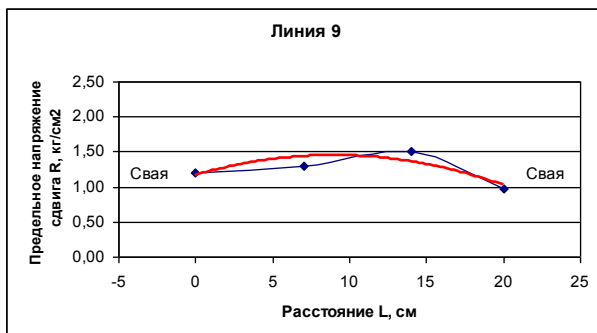
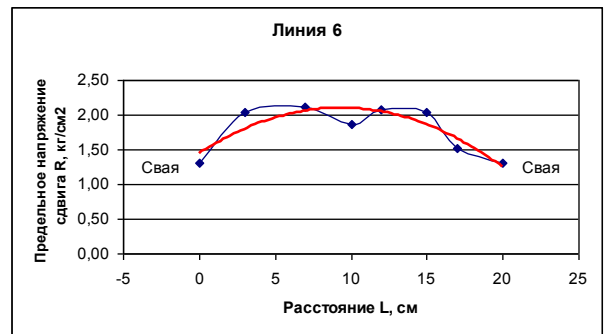
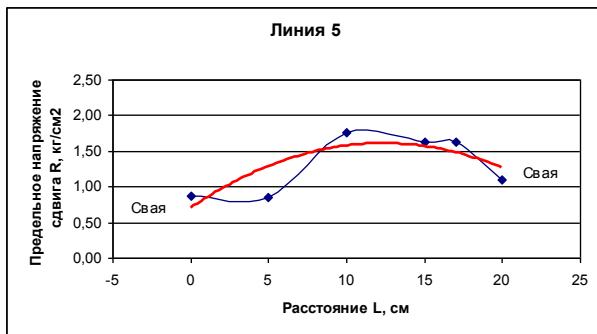
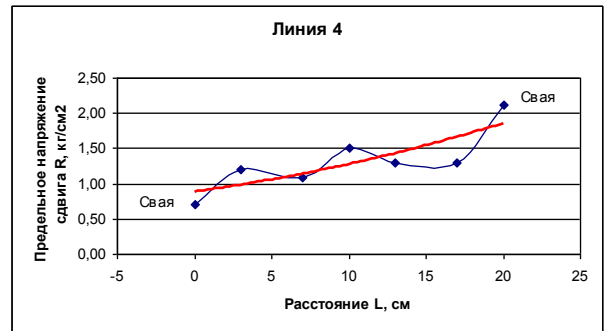
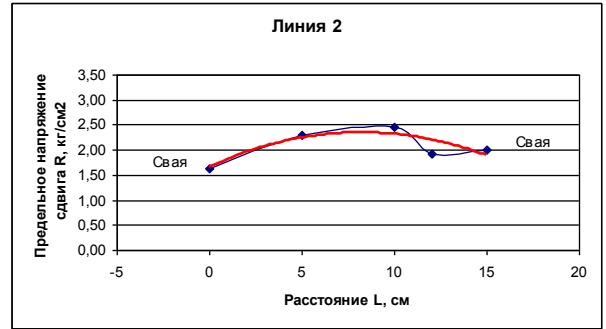
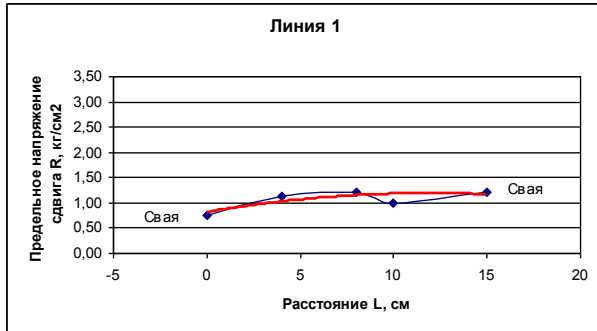
1 свая: Видимая часть – 80 см в суглинке (суглинок легкий пылеватый, тугопластичный), полностью сгнила до черной трухи, встречаются редкие остатки дресвы, диаметр 20 см, в песке свая не прослеживается;

2 свая: В 15 см от первой. Видимая часть 75 см, диаметр 9 см, в песке свая не прослеживается, свая сгнила полностью – стакан от сваи;

3 свая: В 20 см от второй. На 10 см входит в тело фундамента, полностью сгнила. Видимая часть 1,00 м, диаметр 9 см – сгнила менее чем на 50%, протыкается ножом на 2-3 см;

4 свая: В 30 см от третьей сваи. Видимая часть 1,00 м, диаметром по верху – 18 см, по низу – 13 см, свая, сгнившая менее чем на 50%, протыкается ножом.

По указанным линиям, расположенным между сваями, проводилась микропенетрация. Результаты испытаний приведены на ниже представленных графиках для каждой линии (рис. 52).



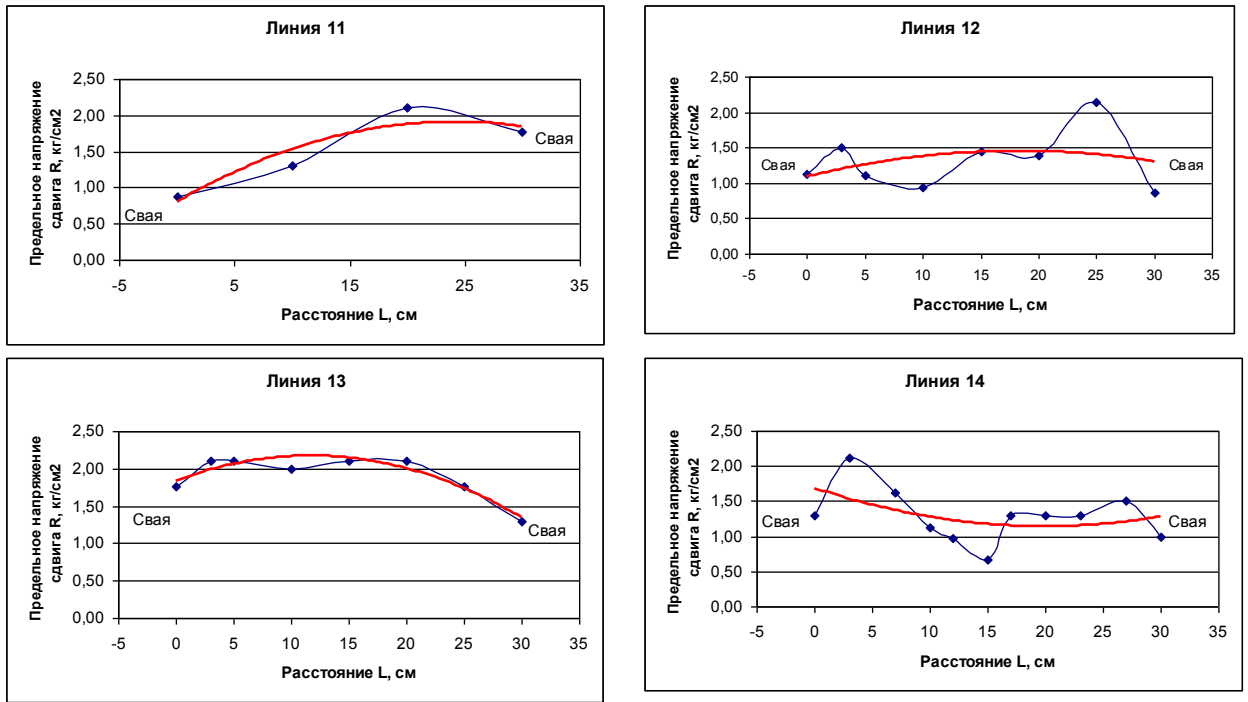


Рис. 52. Графики результатов испытаний грунта методом микропенетрации

Анализ полученных результатов показал, что произошла инверсия напряженного состояния в свайном поле в результате гниения деревянных свай (рис. 53). Грунт, расположенный в непосредственной близости у свай обладает меньшим сопротивлением (напряжением), чем в середине целика между сваями. Это говорит о том, что сгнивших сваи не воспринимают нагрузку от сооружения и не выполняют укрепляющую роль в основании сооружения, как это было после забивки свай и возведения сооружения.

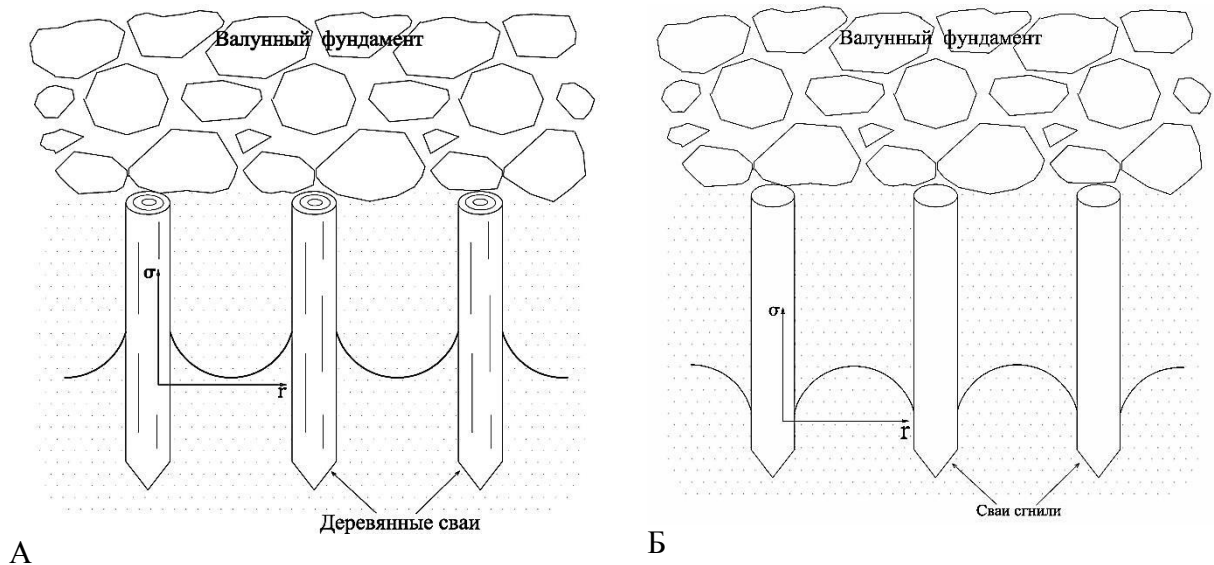


Рис. 53. Изменение напряженного состояния грунта в пределах свайного поля (А – деревянные сваи не сгнили; Б – деревянные сваи сгнили)

1.5.4 Южная, Западная и Северная крепостные стены

Южная крепостная стена была построена в XVI веке высотой 5 метров и протяженностью 156 м. Стена выложена из красного глиняного кирпича на известковом растворе. В начале XVII века в процессе польско-литовской осады Свято-Троицкой Сергиевой Лавры выяснилось, что для надежной обороны высота стен недостаточна. В XVII веке стена была расширена в сторону двора – к ней была пристроена трехъярусная внутренняя стена с подошвенным, средним и верхним боем, а также наращены своды и пилоны. В итоге, высота стены от поверхности земли по внешней стороне (напольной) составила 12-15 м, по внутренней (надворной), восточное прясло стены – 7-8 м от поверхности техногенных накоплений. Западное прясло стены в 2011-2012 годах было откопано из поглотившего его техногенного слоя грунта и отреставрировано. Стена приобрела исторический облик, ее высота составила 12-14 м. С внешней стороны в местах примыкания к Луковой, Водяной и Пятницкой башням стена усилена контрфорсами. Общая ширина стены составляет 5,5 метров. Фундамент ленточный, бутовый, раздельный для каждой стены [70].

У напольной стены и пилонов для строительства фундамента использовался исключительно песчаник в виде плит, реже глыб. Плиты уложены в несколько слоев, пролитых известковым раствором. Фундамент в напольной части сплошной с фундаментами под пилонами, разделяющими эту стену на казематы. Грунты уплотнены часто (через 20-35 см) дубовыми сваями диаметром 8-12 см, которые частично сгнили. Блоки песчаника в верхней части фундамента затронуты выветриванием, а связующие - известковый раствор выщелочен на 20-30%. Ширина фундамента 3-3,5 метра, высотой 0,7-0,8 м [70].

У надворной части стены фундамента сложены из крупных валунов окатанной формы, извлеченных из ледниковых отложений, в качестве заполнителя использовался известковый раствор и песчано-глинистый материал с кирпичной крошкой. Несмотря на то, что заполнитель большей частью вымыт, фундамент находится в хорошем состоянии. Ширина фундамента составляет 2,0-2,5 м, высота – 1,2 м. Грунты уплотнены дубовыми сваями диаметром 18-25 см. Расстояние между сваями изменяется от 30 до 55 см. Верхняя часть свай, расположенная в теле фундамента, сгнила на 20-30 см, а также сваи сгнили до 5 см по оболони. На отдельных участках сваи сгнили полностью [70].

В основании фундаментов контрфорсов заложено несколько рядов массивных валунов, глубина заложения их фундаментов совпадает с глубиной заложения фундаментов стены. Свайное поле под ними аналогично свайному полю под стеной.

Грунтами основания Южной крепостной стены являются суглинки легкие пылеватые, тугопластичные (ИГЭ-1.2.4) (рис. 54).

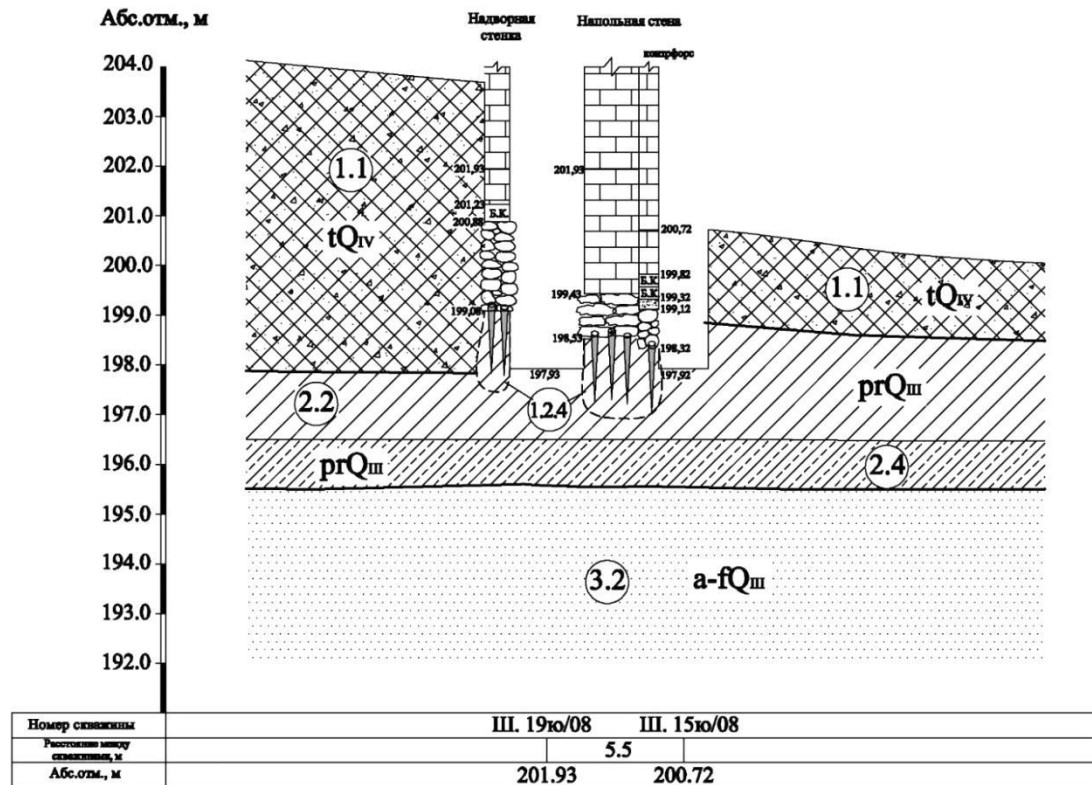


Рис. 54. Инженерно-геологический разрез Южной крепостной стены

Протяженность Западной крепостной стены составляет 267 м. При перестройке она была увеличена не только в толщину, но и в высоту на один ярус или «бой». Высота эта неодинакова в разных местах и достигает в настоящее время 7-15 м.

Западная крепостная стена, также как и южная, состоит из напольной и надворной разновозрастных частей. Фундаменты напольной части стены сложены из крупных валунов магматических пород и известняков, лишь в нижней части — обломками песчаников и кирпичей. Фундамент выступает на 0,5 – 0,8 м за пределы стены, глубина заложения колеблется от 2.5 до 4.0 м. Глинисто-песчаный заполнитель вымыт [33, 73].

Казематы внутренней части стены имеют фундамент, состоящий из плит и глыб песчаника на выщелоченном «до муки» известковом растворе. Ширина фундамента достигает 4 м, глубина заложения 4 – 5 м, что на 1,0 – 0,8 м глубже фундамента напольной части стены [33, 73].

По размерам и сохранности свай можно судить о времени сооружения надворной и напольной частей стены. При сооружении напольной, более старой части стены, применялись сваи большого диаметра до 25 см, с надворной — использовались сваи диаметром преимущественно 10-12 см.

В грунтах, подстилающих napольную часть стены, сваи лучше сохранились, так как мощность покровных суглинков (ИГЭ 1.2.4) в основании napольной стены составляет около 1,5 м, в отличие от надворной стены, где в основании преимущественно залегают аллювиально-флювиогляциальные пески (ИГЭ 1.2.2) и сваи здесь полностью сгнили (рис. 55).

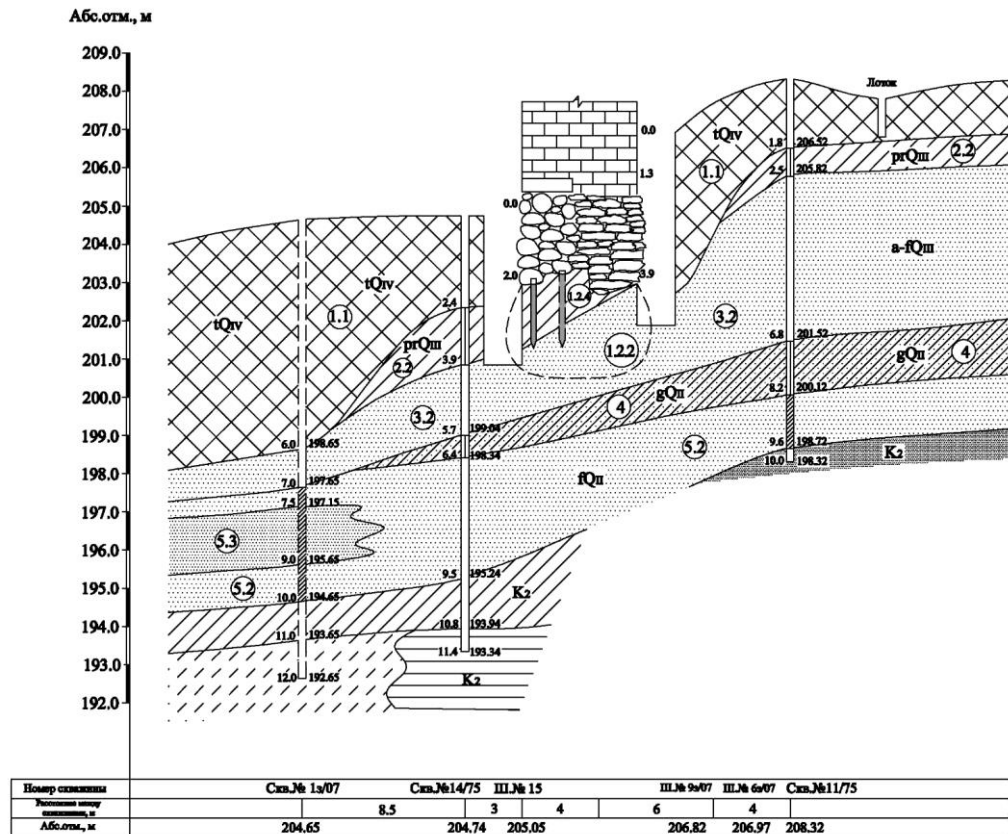


Рис. 55. Инженерно-геологический разрез Западной крепостной стены

Угловая Пятницкая башня была выстроена впервые вместе со стенами в 1540 – 1550 гг. В 1610 г. в результате взрыва была разрушена и в 1640 -1650 гг. выстроена заново. Она имеет в высоту 25 м до верха зубцов (без шатра). Внутри башня разделена на шесть ярусов. Нижний ярус находится ниже поверхности земли, в подвальном помещении. В центре башни расположен каменный восьмигранный пилон, который поднимается на всю высоту башни и является опорой для сводов и бревенчатых накатов междуэтажных перекрытий. По результатам исследований В. И. Балдина [5] пол в основании Пятницкой башни является плитой, сложенной из бутового камня мощностью 1.5 м. Фундаменты башни имеют глубину заложения 5,5 метров, и ширину 4 м. Они сложены валунами и глыбами магматических пород, с проливкой межвалунного пространства известковым раствором с кирпичным боем. Размер бутового камня изменяется от 40x30x30 см до 10x15x10 см. Со временем известковый раствор

выщелочился, между валунами образовались небольшие полости [103].

Водяная башня расположена на юго-западном углу территории монастыря. Как и Пятницкая башня она была заново построена в XVII веке. Внутри башни имеется шесть ярусов. Глубина заложения фундаментов составляет 5 м, ширина у подошвы - 3,5 м. Так же как и фундаменты Пятницкой башни они сложены валунами и глыбами магматических пород, с проливкой межвалунного пространства известковым раствором с кирпичным боем. Размер бутового камня изменяется от 35x30x25 см до 8x12x10 см. В связи с выщелачиванием скрепляющего валуны и глыбы известкового раствора между валунами образовались небольшие полости [103].

На северо-западном углу Лавры, на достаточно крутом выступе, образуемом слиянием реки Кончуры с ручьем Вондюга, расположена Плотничья башня. Внутри она разделена на шесть ярусов. В XIX веке ее амбразуры растесали в большие окна, а бревенчатые накаты заменили каменными сводами. В 1960 году были восстановлены древние формы шестигранных бойниц. Фундаменты Плотничьей башни аналогичны фундаментам Водяной башни.

Фундаменты Плотничьей, Водяной и Пятницкой башен ленточные, бутовые уложены по схеме «фундаментный ров».

Под подошвой фундаментов в основании башен обнаружены дубовые сваи диаметром 14-20 см, длиной 1,6-2,0 м, расстояние между сваями 20 - 25 см. Сваи под фундаментами башен имеют различное состояние. На отдельных участках сгнили оголовки свай на 20-30 см и до 5 см по оболони, на других участках сваи сгнили полностью.

Основные характеристики грунтов основания Южной и Западной, а также Плотничьей, Водяной и Пятницкой башен представлены в таблице 9.

По литологическому составу, мощности грунтов и состоянию свай выполнена типизация оснований Южной и Западной оборонительных стен и башен.

На территории расположения Южной стены с Пятницкой и Водяной башнями выделили один тип грунтового основания по условиям деформирования (рис. 56).

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Геологический индекс	Наименование грунта	Коэффициент пористости, e , д.е.	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести, I_L , д.е.	Нормативное значение			Модуль деформации, E , МПа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа (кгс/см ²)
						Расчетное значение при $\alpha = 0,95$				
						Плотность, ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения, φ , °	Сцепление, C , кПа		
1.1	tQIV	Техногенный грунт	Физико-механические свойства не изучались							
1.2.2	tQIV	Песок средней крупности средней плотности	0,55			$\frac{1,96}{-}$	$\frac{38^\circ}{35^\circ}$	$\frac{2}{1}$	40	400 (4)
1.2.4	tQIV	Суглинок легкий пылеватый тугопластичный	0,75	11,0	0,40	$\frac{1,90}{1,87}$	$\frac{23}{20}$	$\frac{24}{16}$	16	211,7 (2,1)
2.2	prQIII	Суглинок тяжелый пылеватый от полутвердого до тугопластичного	0,73	13,2	0,32	$\frac{1,97}{1,95}$	$\frac{20}{17}$	$\frac{21}{14}$	13	227,6 (2,3)
2.4	prQIII	Супесь пылеватая пластичная	0,44	5,5	0,31	$\frac{2,16}{2,13}$	$\frac{28}{24}$	$\frac{19}{13}$	32	300 (3,0)
3.2	a-fQIII	Песок средней крупности	0,65			$\frac{1,89}{1,86}$	$\frac{35}{32}$	$\frac{1}{0,7}$	30	400,0 (4)
4	gQII	Суглинок тугопластичный	0,42	9,0	0,25	$\frac{2,15}{2,07}$	$\frac{26^\circ}{23^\circ}$	$\frac{47}{31}$	55	287,5 (2,9)
5.2	fQII	Песок средней крупности средней плотности влажный	0,70			$\frac{1,61}{-}$	$\frac{35^\circ}{32^\circ}$	$\frac{1}{0,67}$	30	400 (4,0)
5.3	fQII	Песок мелкий влажный средней плотности	0,74			$\frac{1,70}{1,67}$	$\frac{8^\circ}{26^\circ}$	-	19	200 (2,0)

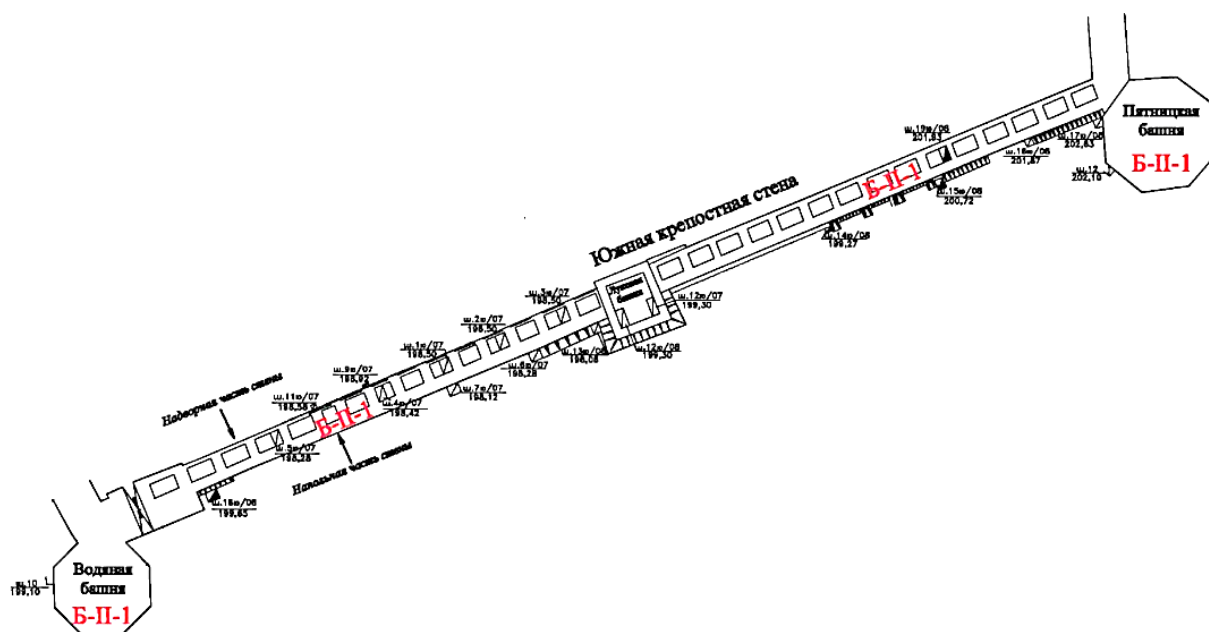


Рис.56. Типизация грунтов основания Южной крепостной стены

Б-П-1 – в основании фундамента уплотненные сваями покровные суглинки. Мощность суглинков больше 2 м, т.е. больше длины свай. Сваи в основном сохранились, наблюдаются сгнившие на 20 см оголовки свай (рис. 57).

А



Б



Рис. 57. Деревянные сваи под фундаментами напольной (А) и надворной (Б) части Южной крепостной стены в шурфе 1ю-07

Структура свайного поля и графики горизонтального зондирования грунтов основания напольной и надворной частей Южной стены, на примере шурфа 1ю-07 представлены ниже (рис. 58).

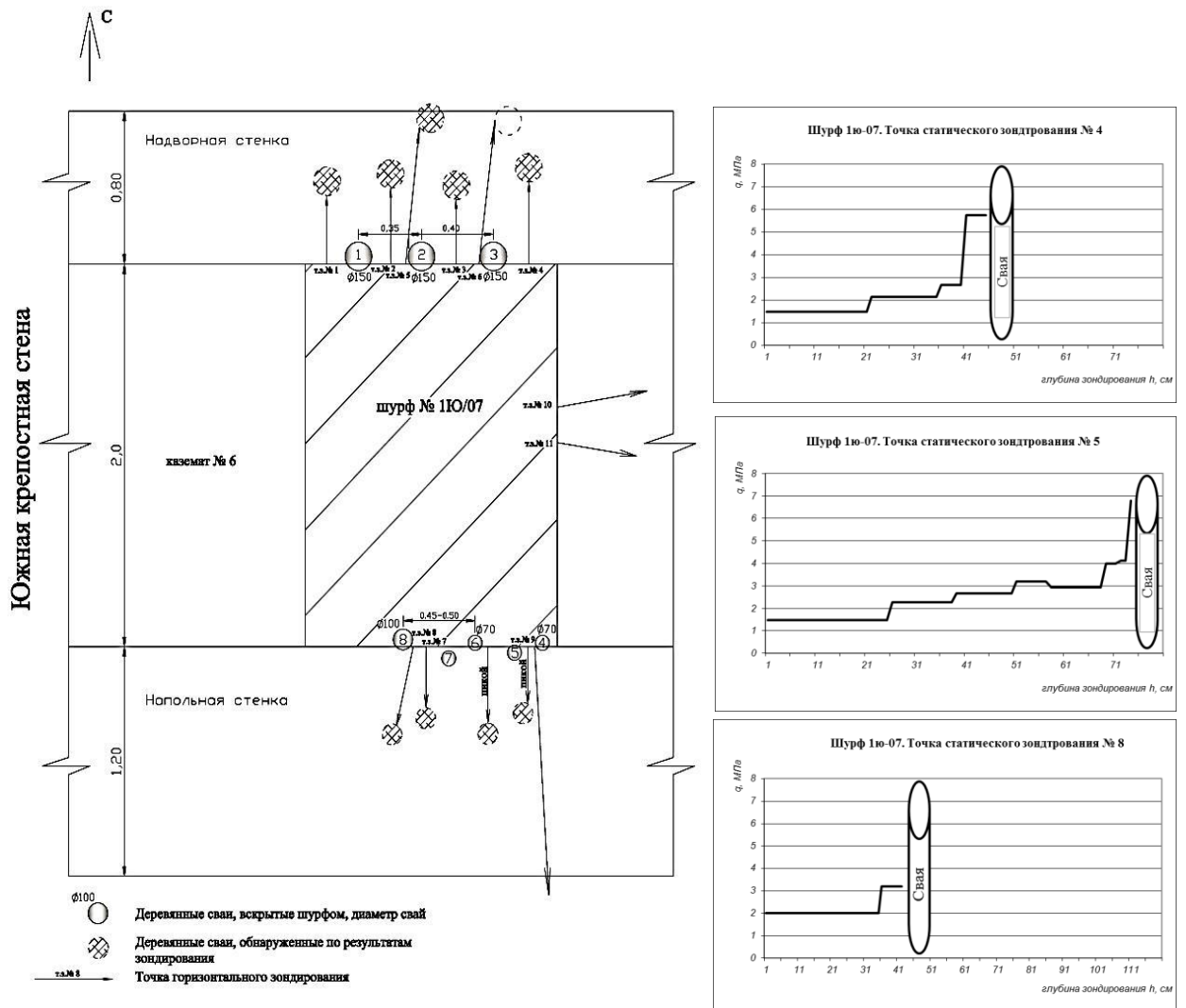
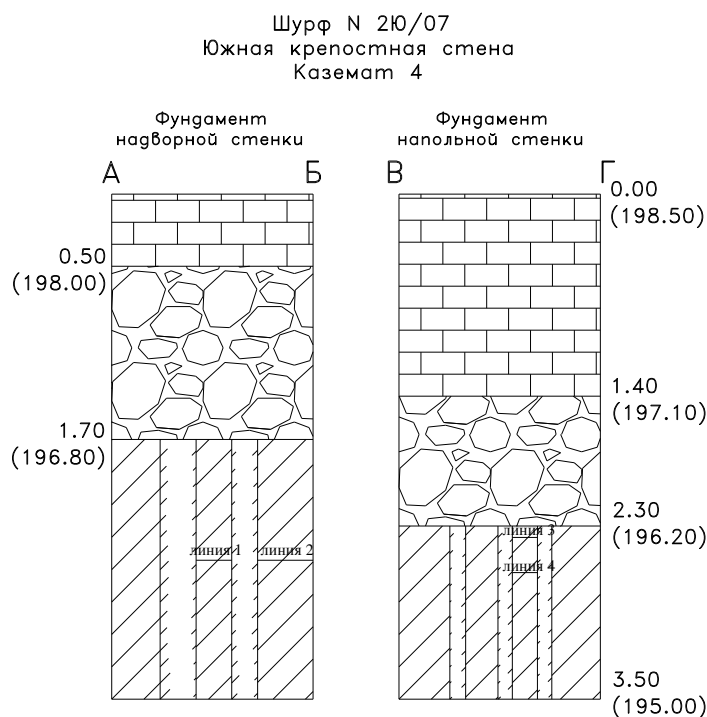


Рис. 58. Свайное поле и графики горизонтального статического зондирования в шурфе 1ю-07

С целью изучения напряженного состояния целиков грунта, расположенных между забитыми сваями, в шурфе 2Ю/07 Южной крепостной стены, выполнили полевой метод микропенетрации.

В шурфе 2Ю/07 под фундаментом надворной стенки вскрыли две хорошо сохранившиеся деревянные сваи. Сваи субвертикальные, диаметром 18 см и 20 см. Расстояние между осями свай составляет 30-35 см. Под фундаментом напольной стенки вскрыли три хорошо сохранившиеся сваи диаметром 10-11 см. Расстояние между осями свай составляет 25-30 см (рис. 59).



Фундамент надворной стенки



Фундамент напольной стенки

Рис. 59. Схема и фото расположения свай в шурфе 2Ю/07 Южной крепостной стены

По линиям 1÷4, расположенными между сваями, проводилась микропенетрация. Результаты испытаний приведены на графиках для каждой линии (рис. 60).

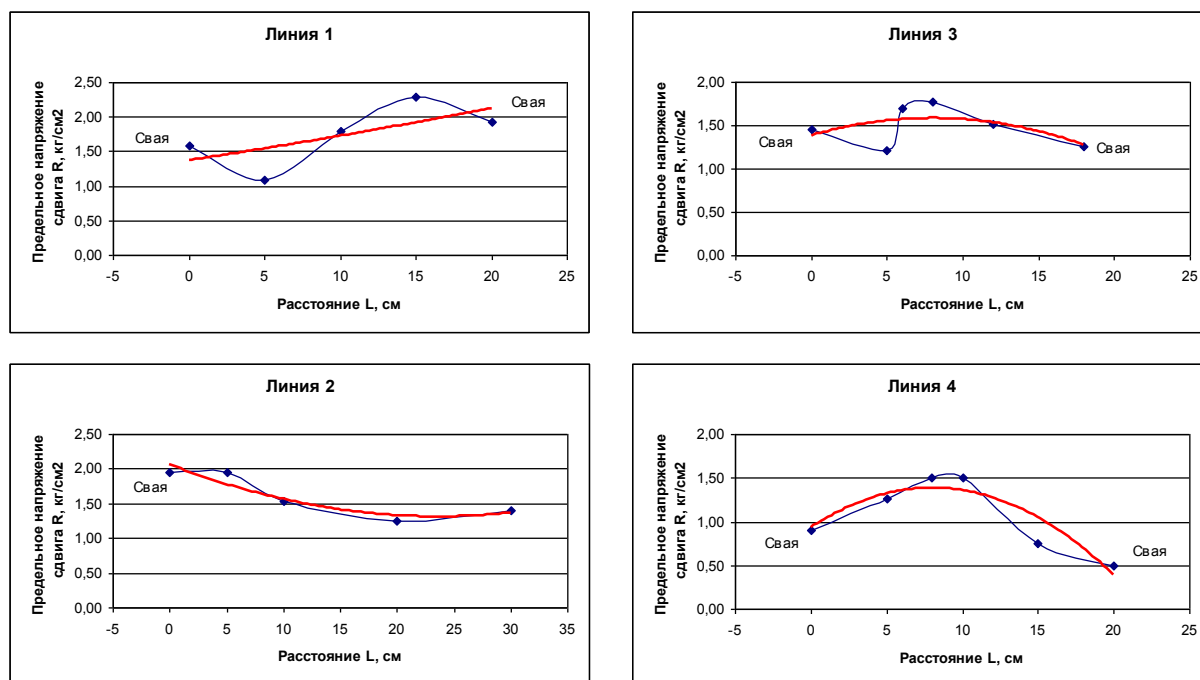


Рис. 60. Графики результатов испытаний грунта методом микропенетрации

Полученные результаты показали, как в случае с Успенским собором, что произошла инверсия напряженного состояния грунтов основания в свайном поле в результате гниения деревянных свай. Грунт, расположенный в непосредственной близости у свай обладает меньшим сопротивлением (напряжением), чем в середине целика между сваями. Это свидетельствует о том, что сваи, которые сгнили, не выполняют укрепляющую роль в грунтовом основании, как это было после забивки свай и возведения сооружения.

На территории расположения северного прясла Западной крепостной стены от Переходного корпуса до Плотничьей башни и отрезок северной стены от Плотничьей башни до Каличьей башни выделено два типа грунтового основания (рис. 61).

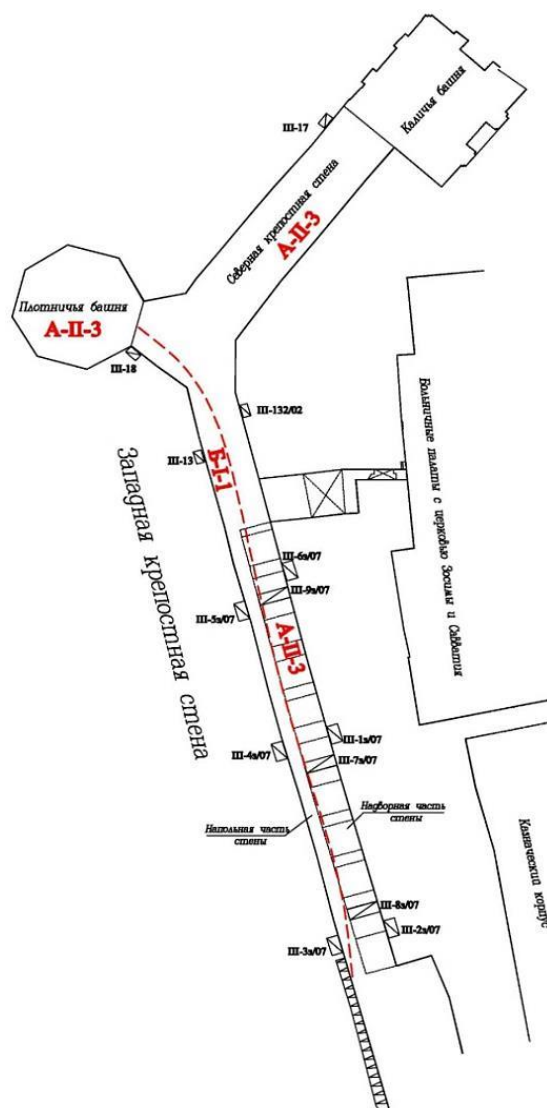


Рис. 61. Типизация основания Западной крепостной стены

1. **А-П-3** – в основании фундамента уплотненные сваями до глубины около 2,0 м аллювиально-флювиогляциальные пески. Общая мощность песков значительно более 2 м. Сваи сгнили полностью (рис. 62). Стаканы заполнены инфлювием, с трудом поддаются обнаружению не только из-за малого их диаметра и незначительного количества разложившегося органического материала, но так же из-за их сдавленности в результате внешних воздействий в продольном по отношению к стене направлении. Длинная ось эллипса сжатия больше меньшей оси, почти в два раза. Такое явление отмечено впервые под ранее изученными сооружениями Лавры. Оно свидетельствует об имевших место значительных боковых напряжениях. Действительная свайная пустотность равна максимальной и составляет 8 % (рис. 64). Горизонтальное зондирование основания выявили ослабленные участки в результате гниения свай.

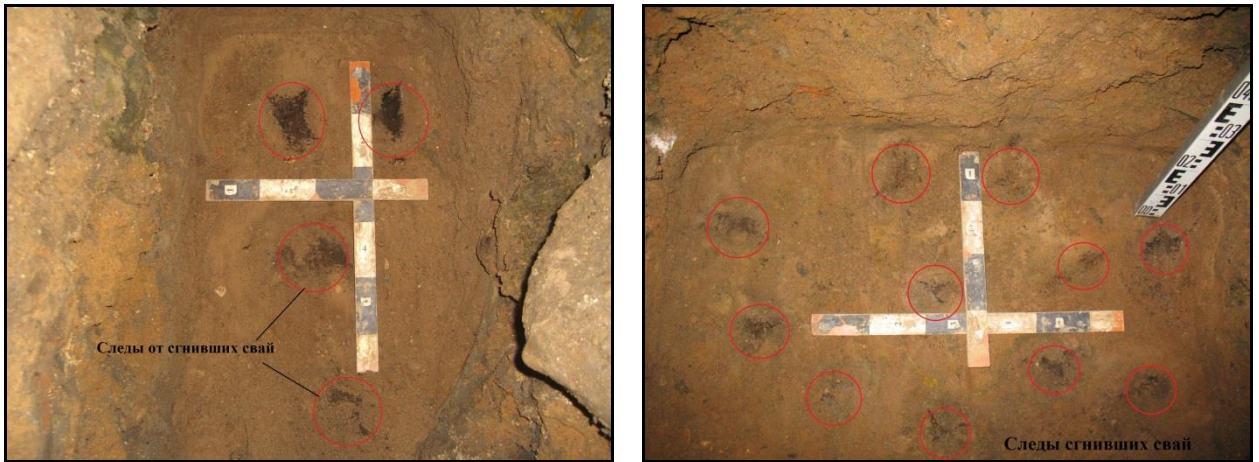


Рис.62 Сгнившие сваи в песчаных грунтах в основании надворной части Западной стены (шурфы 73-07 и 93-07)

2. **Б-I-1** – в основании фундамента уплотненные сваями покровные суглинки. Мощность суглинков меньше 2 м. Встречаются сваи со сгнившими на 20-30 см оголовками (рис. 63). Подстилаются суглинки аллювиально-флювиогляциальными песками. Действительная свайная пустотность достигает 7-8 % при максимальной 15-18 % (рис. 64).



Рис. 63. Сваи со сгнившими оголовками в суглинках в основании напольной части Западной стены (шурф 53-07)

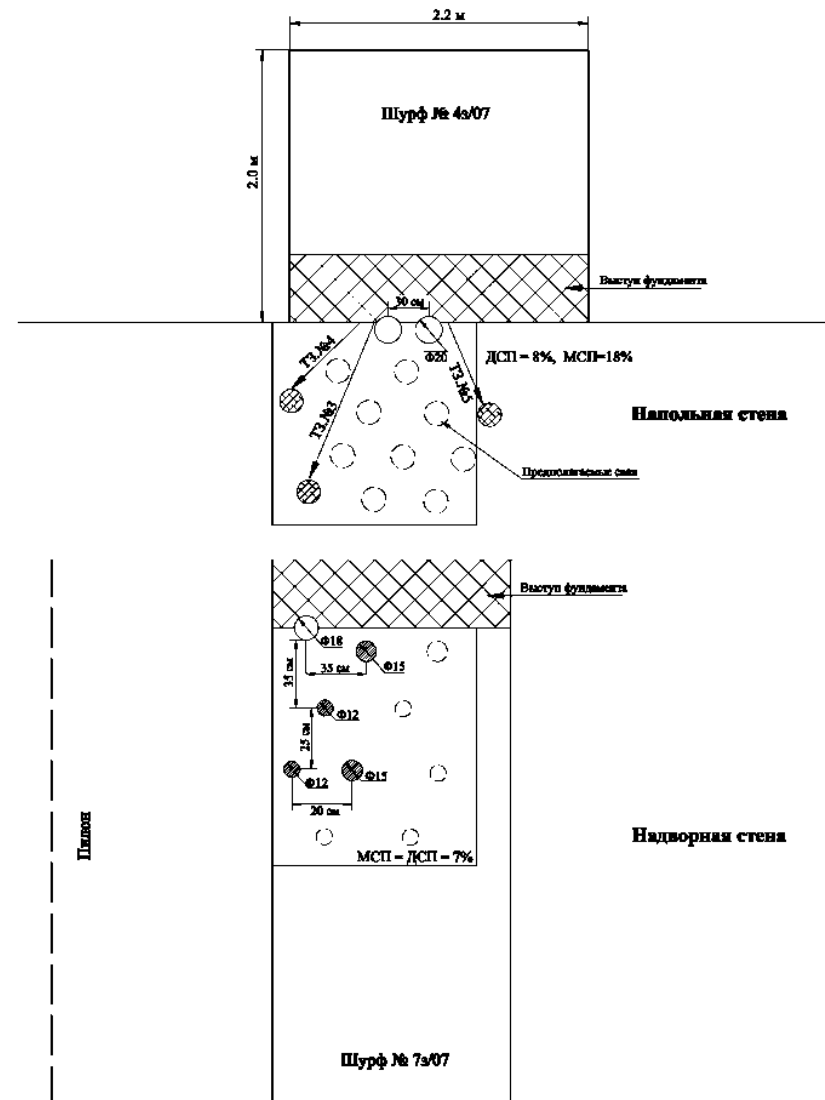
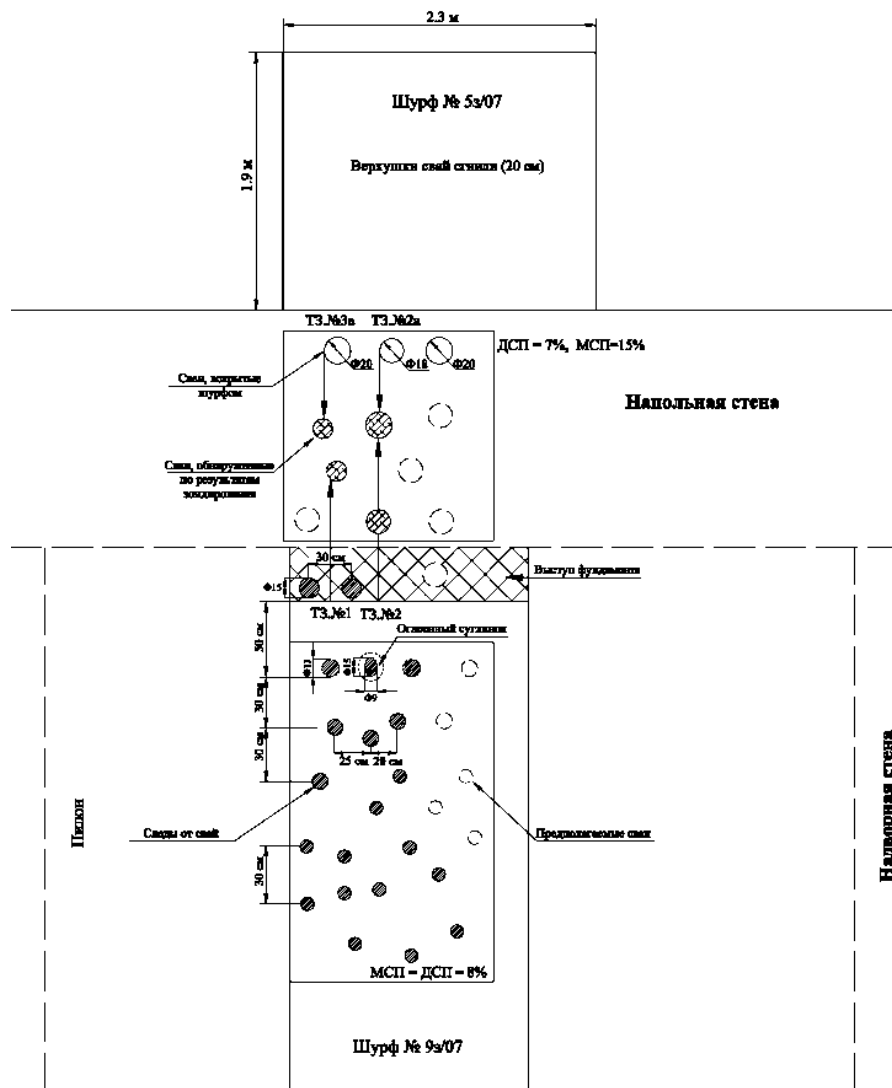


Рис. 64. Структура свайного поля в основании напольной и надворной частей Западной крепостной стены

1.5.5 Библиотечный корпус Московской Духовной Академии

Библиотечный корпус Московской Духовной Академии расположен вдоль восточной монастырской стены, к северу от Инспекторского корпуса и южнее Больничного корпуса МДА. Это большое двухэтажное здание с куполом на крыше было сооружено в 1874-1876 годах (рис. 65). В академической библиотеке в настоящее время хранится более двухсот тысяч книг, и фонды библиотеки постоянно пополняются.



Рис. 65. Библиотечный корпус МДА

Фундамент здания ленточный. В его пределах можно выделить три типа фундамента (рис. 66) [32]:

1. Валунный фундамент, представлен кладкой из бута, размером до 40 см в поперечнике, с проливкой из известкового раствора и битого кирпича, известковый раствор выщелочен, в некоторых местах межбутовое пространство заполнено суглинком. Вскрыт шурфами №№ 1б/08, 3б/08 и 4б/08. Глубина заложения фундамента составляет 2,0-2,5 м от поверхности земли. Ширина фундамента достигает 0,8-1,0 м. Снаружи в фундаменте наблюдаются выступы от основной стены на 0,5-0,8 м, поэтому ширина подошвы увеличивается до 1,20-1,50 м.
2. Кирпичный фундамент, представлен кладкой из красного глиняного кирпича на известково-цементном растворе. Вскрыт в шурфах №№ 5б/08, 6б/08. Глубина заложения фундамента составляет 2,2 м снаружи здания (абсолютная отметка 213,35 м) и 0,3 м (абсолютная отметка 212,90 м) внутри здания (подвал).
3. Валунный фундамент, облицованный с внутренней и внешней сторон кирпичной кладкой. Он встречен в шурфах №№ 2б/08 и 4б/08. Глубина заложения фундамента составляет 3,4 м

Фундаменты Библиотечного корпуса практически на всю свою глубину заложения (от 2,2 до 3,8 м) находятся в контакте с техногенными грунтами. В результате этого происходит пропитывание конструкций поровыми водами выше расположенного ниже поверхности земли на 0,4-0,6 м цоколя здания, которое приводит к разрушению как самой кладки, так и связывающих ее материалов [32].

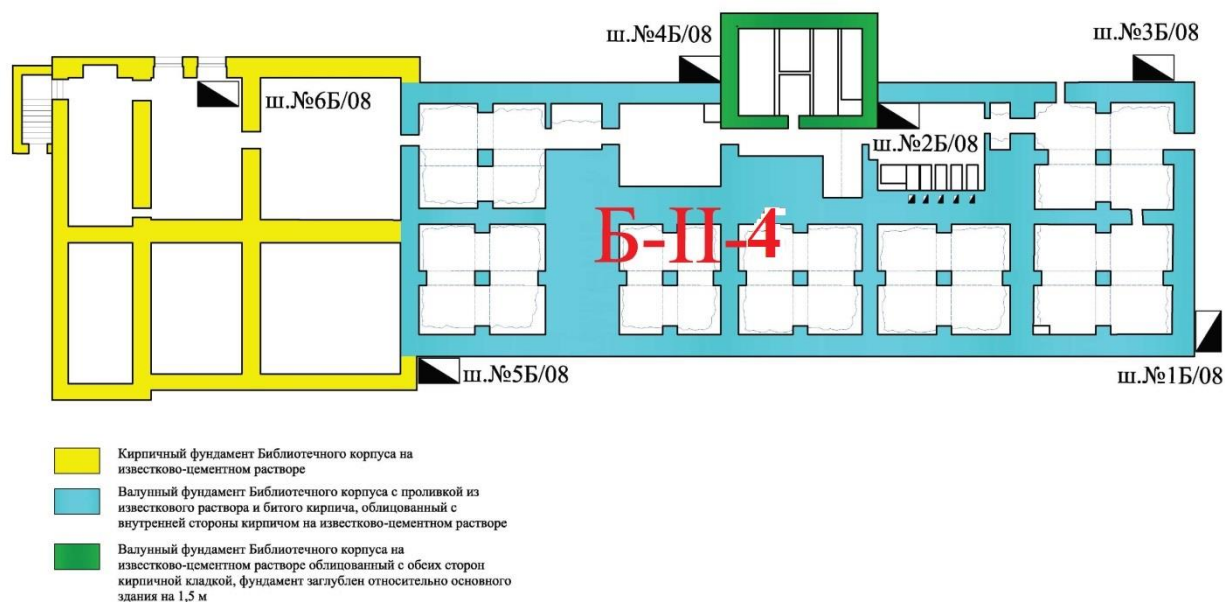


Рис. 66. Типизация основания Библиотечного корпуса МДА

Основанием фундаментов Библиотечного корпуса являются суглинки тяжелые пылеватые тугопластичные (ИГЭ-1.2.6) (рис. 67).

При инженерно-геологических изысканиях основания Библиотечного корпуса только в шурфе № 6б/08, расположенном в подвале корпуса, под фундаментом внешней продольной стены были встречены три деревянные сваи, диаметром 10 см, расстояние между сваями 25-30 см, сваи хорошо сохранились. В остальных шурфах свай встречено не было, поэтому утверждать, что грунты основания Библиотечного корпуса уплотнены деревянными сваями нельзя [32].

Необходимость в укреплении грунтов основания и фундаментов Библиотечного корпуса обусловлена увеличением объема книгохранилища и как следствие увеличение нагрузок на фундаменты и грунты основания.

Основание Библиотечного корпуса также было типизировано и выделен один тип основания.

Б-П-4 - основанием фундамента являются покровные суглинки. Мощность суглинков больше 2 м. Сваи не были обнаружены при инженерно-геологических изысканиях (рис. 66).

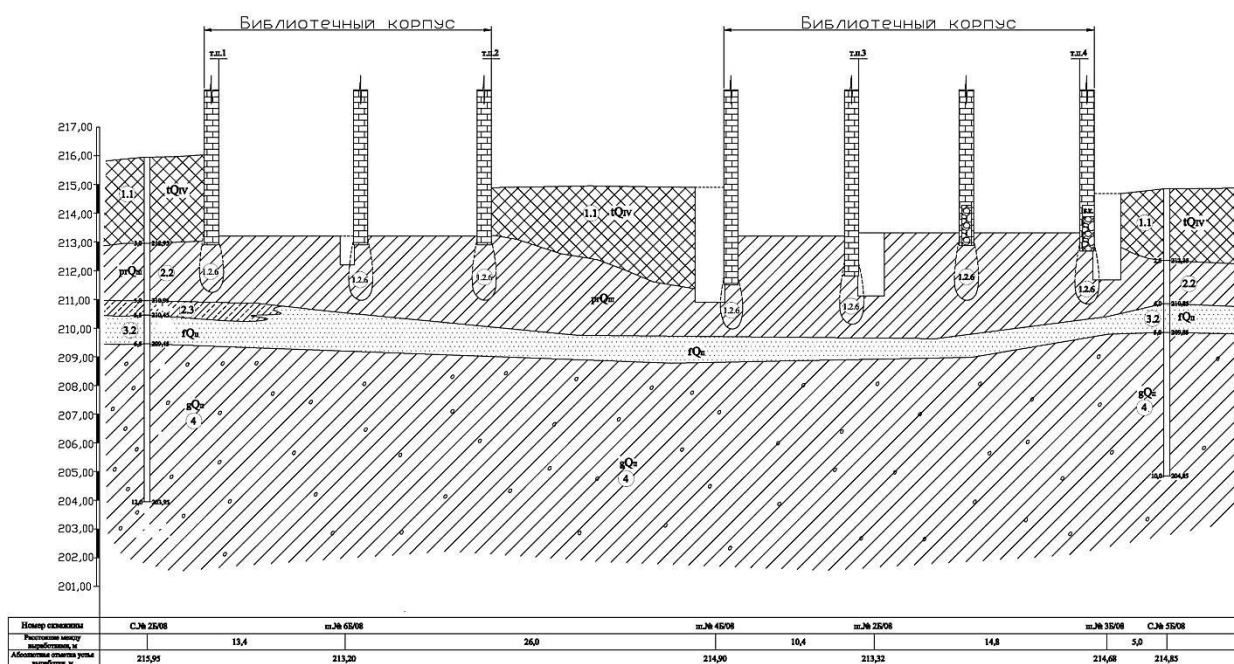


Рис.67. Инженерно-геологический разрез Библиотечного корпуса МДА

Основные характеристики грунтов основания Библиотечного корпуса МДА представлены в таблице 10.

Таблица 10

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Геологический индекс	Наименование грунта	Коэффициент пористости, e , д.е.	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести, I_L , д.е.	Нормативное значение			Модуль деформации, E , МПа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа (кгс/см ²)
						Расчетное значение при $\alpha = 0,95$				
						Плотность, ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения, φ , °	Сцепление, C , кПа		
1.1	tQ _{IV}	Насыпной грунт	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2.6	tQ _{IV}	Суглинок тяжелый пылеватый полутвердый	0,89	15,8	0,31	<u>1,81</u> 1,78	<u>21</u> 18	<u>20</u> 13	12	188,7 (1,9)
2.2	prQ _{III}	Суглинок тяжелый пылеватый тугопластичный	0,70	12,4	0,34	<u>1,98</u> 1,95	<u>21</u> 18	<u>25</u> 17	16	226,2 (2,3)
2.3	prQ _{III}	Супесь пылеватая твердая	0,39	4,3	-0,57	<u>2,15</u> 2,10	<u>30</u> 26	<u>13</u> 9	32	300 (3)
3.2	a-fQ _{III}	Песок средней крупности плотный	0,38			<u>2,08</u> 2,05	43 39	<u>2</u> 1,33	50	600 (6)
4	gQ _{II}	Суглинок легкий пылеватый твердый	0,46	9,2	-0,14	<u>2,10</u> 2,07	<u>26</u> 23	<u>23</u> 15	28	300 (3)

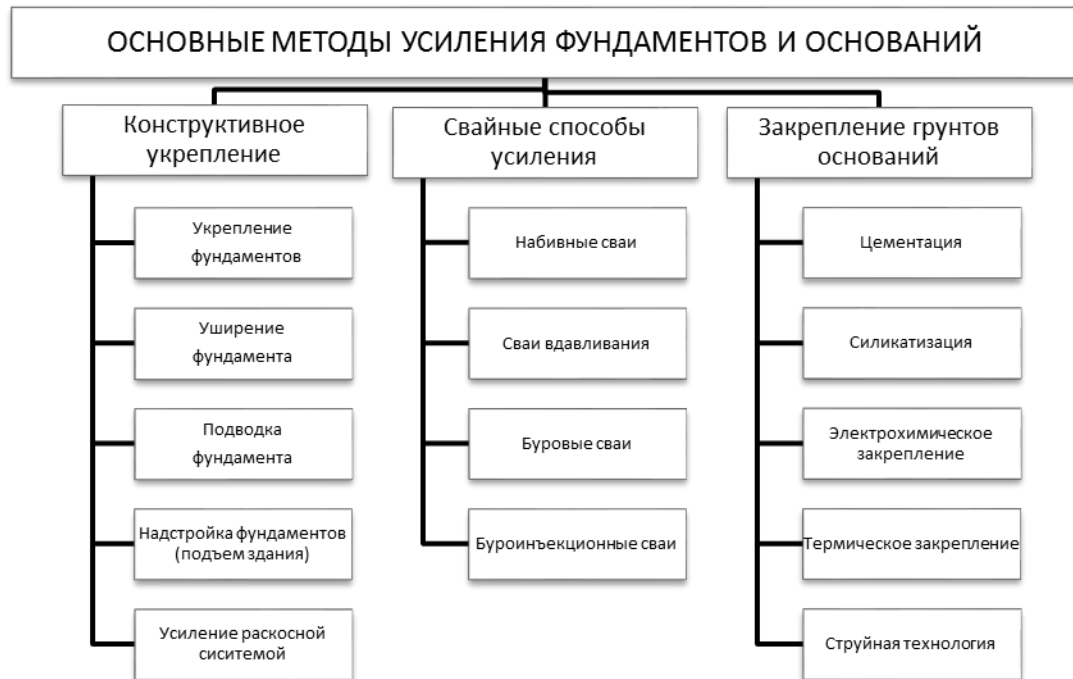
ГЛАВА 2. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ СВЯТО-ТРОИЦКОЙ СЕРГИЕВОЙ ЛАВРЫ

2.1 Методы закрепления грунтовых оснований и фундаментов исторических сооружений

Приемы усиления оснований и фундаментов сооружений в настоящее время концептуально разделяются на следующие направления [45, 66]:

- 1) упрочнение конструктивной системы фундаментов;
- 2) применение свай при усилении оснований и фундаментов;
- 3) закрепление грунтов оснований

Технологии реконструкции фундаментов и улучшения грунтов оснований представлены ниже на схеме.



Усиление конструктивной системы фундаментов выполняют с помощью либо инъекций специально подобранными растворами, либо различных по форме бетонных и железобетонных обойм. Наиболее эффективно и обоснованно инъецирование, однако в ряде случаев используются узкие двухветвевые или одинарные обоймы, замкнутые по ограниченному контуру [63, 66].

Уширение фундаментов с целью увеличения их опорной площади производят при недостаточной несущей способности грунтов основания и достигают с помощью устройства односторонних (при внецентренном приложении нагрузки) и двусторонних (при центральной нагрузке) банкет. Основным техническим условием при устройстве

банкет является их жесткое соединение с существующим фундаментом. Для этого их примыкание производят с помощью штраб, либо специальных металлических или железобетонных разгружающих балок [45, 63].

Углубление (подводка) фундаментов заключается в углублении глубины заложения и площади подошвы путем частичной замены старой фундаментной кладки на более прочные нижележащие слои грунта. Условия применимости этого способа ограничены: отсутствием сосредоточенной нагрузки; протяженностью (ленточный тип) укрепляемой конструкции; расчетным сопротивлением грунтов основания (R_0) – не менее 0,2 МПа. Эффективная величина подведения согласно Французской ассоциации стандартизации (AFNOR) не превышает 1,5 м. Разновидностью данной технологии является метод заглубления фундаментов с помощью бетонных профилей «Pynford», позволяющий более надежно обеспечивать соединение старого и нового фундаментов, а также равномернее распределять нагрузку на грунты основания. Максимальная величина заглубления при этом составляет 2-2,5 м, при увеличении глубины данной метод становится неэкономичным [66].

Более технологичным методом усиления фундаментов по сравнению с заглублением является их надстройка (подъем здания), особенно в тех случаях, когда цокольная часть памятника оказывается со временем заключенной в толще техногенных накоплений. В его основе лежит применение плоских гидравлических домкратов типа «Freyssinet» для подъема наземной конструкции на заданную высоту и затем возведение новой части фундамента с последующим выполнением их соединения. В процессе подъема осуществляется улучшение свойств грунтов основания за счет их дополнительного обжатия. Данный метод усиления фундаментов соответствует большинству реставрационных критериев и считается более перспективным по сравнению с прочими способами реконструкции фундаментов памятников архитектуры [66].

При необходимости передачи значительных нагрузок укрепляемого здания или сооружения используется пересадка фундамента на сваи, кардинально изменяющих условия передачи нагрузки от сооружения на грунт, свойства и структуру подземного пространства.

Среди различных видов свайных технологий наибольшее распространение в инженерной реставрации получили буровые (бурошнековые) и буроинъекционные сваи, а также разновидности свай, погружаемые с помощью вдавливающих устройств (сваи «вдавливания») [66].

При набивном способе устройстве свай обсадные трубы диаметром 250-375 мм погружают в основание с последующим извлечением из их внутренней полости грунта и

заполнением их бетоном. Затем в бетон вводят арматурные стержни. По способу уплотнения набивные сваи бывают:

- бетонируемыми с трамбованием (сваи Страуса) для необводненных оснований;
- пневмонабивными с уплотнение бетонной смеси сжатым воздухом, используют в любых гидрогеологических условиях.

Недостатком способа пересадки фундамента на набивные сваи является динамические воздействия на основания реконструируемых зданий, которые могут привести к развитию трещин в их конструкциях [45, 63].

Применение свай вдавливания позволяет исключить динамические воздействия, опасные вибрации. Составные железобетонные сваи круглого, квадратного и шестигранного сечения с различными стыками (штыревые, шестигранные, клиновидные) между элементами задавливаются гидравлическими домкратами [63, 66].

Лидерство среди свайных способов усиления фундаментов памятников архитектуры занимают буроинъекционные сваи с диаметром 80-250 мм. Ввиду малого диаметра их иногда называют «микросваями» или «иглосваями». Их популярность объясняется возможностью ведения работ в стесненных условиях, высокой технологичностью и экономичностью и практическим отсутствием дополнительной осадки [13].

Буроинъекционные сваи выполняют посредством устройства скважин с последующим погружением в них жесткой или гибкой арматуры и нагнетанием под давлением или без него цементного раствора. Сваи бывают вертикальные, наклонные, горизонтальные и комбинированные [13].

Широкое распространение получило закрепление грунтов оснований сооружений с целью увеличения их несущей способности. К основным способам закрепления грунтов оснований относятся: цементация, силикатизация, электрохимическое и термическое закрепление.

Данные способы основаны на введении (инъекции, нагнетании) под давлением различных приготовленных флюидов от грубых концентрированных суспензий до истинных растворов через предварительно пробуренные скважины и вставленные в них инъектора. Закрепление грунта происходит путем заполнения трещин и пустот, пропитыванием порового пространства без нарушения структуры грунта. Вводимые в грунт реагенты вступают в химические реакции между компонентами раствора, минеральной частью грунта и твердеют, тем самым омоноличивая грунты.

Инъекционные способы закрепления грунтов связывают с названием используемых

вяжущих.

При цементации, в качестве инъекционного раствора, используются цементные, цементно-песчаные, цементно-глинистые растворы с разным водоцементным отношением. Первоначально область применения данного метода ограничивалась только проницаемыми грунтами – трещиноватые скальные и полускальные с размером трещин более 0,1 мм [16], крупнообломочные и песчаные грунты с коэффициентом фильтрации более 80 м/сут [13, 16, 45]. Позднее разработанные технологии позволили выполнять как в связных, так и в песчаных грунтах разрывную инъекцию, которая укрепляет грунты независимо от их проницаемости [1, 9, 43, 61, 67].

Наибольший вклад в развитие метода цементации грунтов в разные годы внесли Адамович А.А., Аллас Э.Э., Безрук В.М., Веденеев Б.Е., Гончарова Л.В., Камбефор А., Ребиндер П.А. и многие другие.

Силикатизация грунтов основана на применении силикатных растворов и их производных, которые при соединении с коагулянтом образуют гель кремниевой кислоты, цементирующей частицы грунта. При двухрастворном способе (Ржаницин Б.А., 1931) закачивают поочередно растворы силиката натрия и коагулянт – хлористый кальций. Образующий в результате смешения гель кремниевой кислоты придает грунту прочность и водонепроницаемость. При однорастворном способе силикатизации (Соколович В.Е., 1939) в грунт закачивают один гелеобразующий раствор, приготовленный из смеси силиката натрия с коагулянтом – ортофосфорной кислотой или алюминатом натрия. Образование геля в грунте при смешении этих растворов происходит в заданное время, зависящее от количества коагулянта [45, 95].

Двухрастворный метод силикатизации применим для песков крупных и средней крупности, а для песков мелких и пылеватых – однорастворный метод.

Электрохимическое закрепление основано на сочетании воздействия постоянного электрического тока на грунты и вводимых в него химических добавок. Способ применим для повышения несущей способности и уменьшения деформируемости водонасыщенных глинистых, пылеватых и илистых грунтов с коэффициентом фильтрации (K_f) менее 0,1 м/сут. От того, какого рода добавки используются в этом процессе, зависит вид закрепления. Электросиликатизация грунтов основана на сочетании закрепления грунтов способом силикатизации и обработки их постоянным электрическим током. Электрический ток ускоряет и облегчает проникание химических растворов в грунт. Электроосмотическое уплотнение ведется без введения в грунт химических добавок. В электрическом поле связанная с грунтом вода переходит в свободную, и от стержней-анодов стремится к иглофильтрам катодам, откуда и откачивается, вследствие этого

происходит обезвоживание и уплотнение грунта [45].

Термическое закрепление основано на нагнетании в грунтовый массив теплового потока, который, проникая в поры, обжигает грунт, увеличивает его прочность и ликвидирует просадочные и пучинистые свойства. Обжиг грунтов производится через специальные герметизированные или открытые нагревательные скважины. В качестве источников тепла при обжиге с помощью нагревательных элементов используются все виды топлива, в том числе электроэнергия [45].

Также распространение при необходимости улучшения грунтов основания получила струйная технология (jet grouting). Выбор данного метода во многом предопределяется его высокой эффективностью в различных грунтовых условиях. В отличие от других способов улучшения грунтов основания струйная технология применима для тонкодисперсных гумусированных грунтов различной консистенции и плотности. Данный метод предусматривает использование высокой кинетической энергии впрыскиваемого флюида для разрушения грунта и его последующего смешивания с цементным раствором. В производственный цикл работ входят: разрушение грунта, удаление отдельных фракций на поверхность и введение связующего агента для формирования композита «грунтобетон». В настоящее время применяются одностадийная, двухстадийная и трехстадийная разновидности струйной технологии. Ограничением использования струйной технологии является наличие культовых археологических памятников (крипта, оссуарий и т.п.), формирующих с памятником архитектуры единый ансамбль [66].

2.2 Теоретическое обоснование метода инъецирования

Среди мероприятий, позволяющих реализовать концепцию по восстановлению несущей способности грунтов основания и уменьшению деформируемости грунтов в пределах зоны взаимодействия сооружения, общим признанием специалистов является инъекционный метод усиления грунтов оснований.

Инъекционный процесс как определенная технология воздействия на грунты была изобретена и впервые применена французским инженером Ш. Бериньи в 1802 г. Таким термином он определял напорное распространение глинистых и известковых растворов в целях "лечения" кирпичной или бутовой кладки и бетона различных частей сооружений ниже уровня подземных вод [13, 43].

Инъекционный метод усиления грунтов, в отличие от свайных технологий, наиболее адекватен реставрационной идеологии, минимально изменяет структуру и

свойства сферы взаимодействия сооружения с геологической средой, подземным пространством, которое так же, как и сооружение, является производной исторического развития его взаимодействия с геологической средой [24, 26, 54].

Применение водоцементного раствора при инъецировании грунтов является достаточно экономичным и не требует сложного оборудования, а также экологически безопасным для окружающей среды. Образующиеся после схватывания алюмосиликатные соединения, содержащиеся в портландцементе, аналогичны природным.

Теоретические и практические основы метода инъецирования цементным раствором отражены в трудах многих авторов: Абелева Ю.М., Адамовича А.А., Алласа Э.Э., Безрука В.М., Веденева Б.Е., Гончарова Л.В., Камбефора А., Лушникова В.В., Мельникова Б.Н., Осипова В.И., Ребиндера П.А., Филимонова С.Д. и многие другие.

В связи со сложностью процесс инъецирования до сих пор является предметом научных исследований [1, 15, 65, 80 и др.]

Исходя из общетеоретических представлений, на эффективность закрепления грунтового основания влияют [24, 26]:

- свойства инъецируемого водоцементного раствора (тонкость помола цемента, его химический и минеральный состав, размеры доз и состав добавок, плотность, вязкость раствора и др.);

- свойства закрепляемой среды (гранулометрический состав, пористость, структурные особенности и др.);

- технологические условия нагнетания (давление, скорость подачи раствора, последовательность нагнетаемых инъекторов, размеры пауз и др.).

Воронкевич С.Д. [13] отмечает, что инъекционный процесс как определенная технология воздействия на грунты реализуется в виде четырех модификаций: инъекция с однородной пропиткой грунта, разрывная, уплотнительная инъекция и струйная технология.

Результаты инъекционного укрепления грунтов основания сооружений СТСЛ показали, что в процессе инъецирования закрепление грунтов основания происходит в результате различных видов взаимодействия водоцементного раствора с грунтовым основанием сооружения и развивается по трем взаимно дополняющим друг друга схемам (модификациям): инъекция с пропиткой грунта раствором (фильтрационная инъекция), разрывная инъекция и уплотняющая инъекция. Различие схем воздействия весьма условно, поскольку не бывает только пропитывание или разрывы, или уплотнение. Обычно эти процессы реализуются избирательно самопроизвольно или принудительно посредством определенной комбинации технологических приемов. Они сочетаются с

преобладанием того (или тех) из них для развития которого (или которых) имеют место наиболее благоприятные условия, зависящие от типа грунта, его структуры, состояния, физико-механических свойств и др. [24, 26, 47].

В результате реализации того или иного механизма воздействия инъецируемого раствора на грунтовое основание наблюдается снижение водопроницаемости, увеличение прочности и несущей способности грунтов, изменение их физического состояния (плотности, влажности, распределения напряжений) [13].

Метод инъцирования позволяет создать под фундаментом сооружения уплотненный слой грунта, армированный металло-цементно-каменно-грунтовыми включениями, несмотря на различные инженерно-геологические условия и конструктивные особенности деформированных сооружений [54].

В таблице 11 приведены теоретические данные по реализации того или иного вида воздействия на грунты основания в зависимости от типа грунта.

Таблица 11

Тип грунта	Виды воздействия на грунт		
	Проницаемость	Уплотнение	Разрывы
Насыпной грунт	+	+	+
Грунт, измененный в условиях естественного залегания под весом сооружения (наличие полостей от сгнивших свай, суффозионных выносов и др.)	+	+	+
Валунный или бутовый фундамент исторического сооружения, возведенный «насухо» или с проливкой раствором	+	-	-
Крупнообломочный			
· валунный (глыбовый)	+	-	-
· галечниковый (щебенистый)	+	-	-
· гравийный (дресвяный)	+	+	-
Песчаный		средней плотности и рыхлый	
· гравелистый	+	+	+
· крупный	+	+	+
· средней крупности	+-	+	+
· мелкий	-	+	+
· пылеватый	-	+	+
Супесь (песчанистая и пылеватая)			
· твердая	-	-	+
· пластичная	-	+	- *
· текучая	-	+	- *
Глинистый (суглинки и глины)			
· твердые	-	-	+
· полутвердые	-	-	+
· тугопластичные	-	-	+
· мягкопластичные	-	+	+
· текучепластичные	-	+	- *
· текучие	-	+	- *

* Примечание: при $I_L > 0.75$ разрывная инъекция не применяется [61]

2.2.1 Разрывная инъекция

Разрывная инъекция представляет собой нагнетание суспензионного раствора с разрывом сплошности грунта [1, 13, 43, 67]. Режим разрыва реализуется при давлении инъекции раствора, превышающем прочность грунта.

В грунтовом массиве происходит образование искусственных трещин и рассечений грунта, в основном вдоль природных ослабленных зон: плоскостей напластования, слоев грунта в текучем и текучепластичном состоянии, песчаных и техногенных рыхлых грунтов, которые заполняются инъекционным раствором (рис.68).

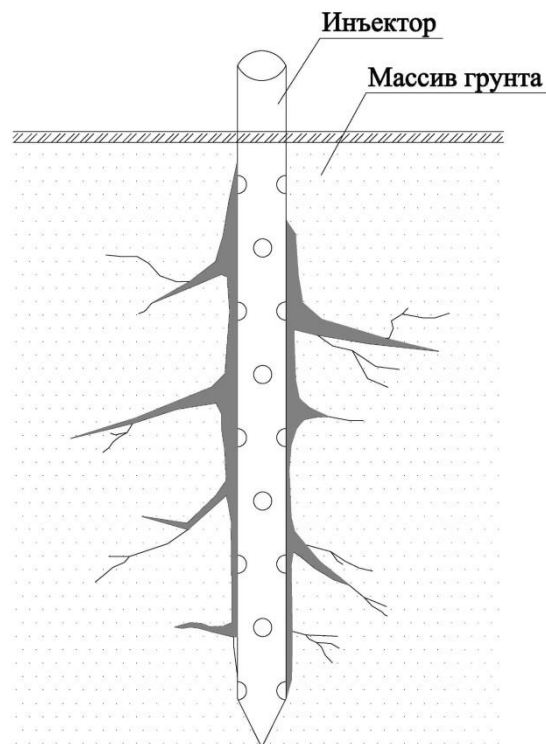


Рис. 68. Инъекция грунта разрывами [67, 68]

Раскрытие полости разрыва в песчаных грунтах возрастает с уменьшением коэффициента фильтрации [97]. Сечение разрыва зависит также от состава раствора, а плотность затвердевшего раствора – от водоотдачи раствора и давления нагнетания. При твердении раствора формируется армирующая система из многочисленных слоев и прослоев цементного камня мощностью от 10 до 400 мм [58], значительно повышающих прочностные и деформационные характеристики грунтового массива.

Разрушение грунта путем разрыва происходит под действием нормальных растягивающих напряжений при малых деформациях, близким по величине к упругим.

Для оценки прочности грунта пользуются теориями предельных напряженных состояний. В качестве критериев прочности для грунтов принимают:

- условие Мора-Кулона, согласно которому разрушение путем сдвига произойдет при определенном соотношении касательного и нормального напряжений, действующих на одной площадке;
- условие Мизеса-Шлейхера-Боткина, согласно которому прочность материала исчерпывается при определенном соотношении интенсивности касательных напряжений и среднего нормального напряжения;
- теорию наибольших деформаций, согласно которой опасное состояние материала наступит в результате того, что его линейные или угловые деформации достигнут некоторого опасного, критического значения;
- теорию прочности Гриффитса, по которой разрушение хрупкого тела в результате развития в нем трещины происходит при определенном критическом напряжении.

Прочность на разрыв дисперсных грунтов характеризуется низкими величинами, не превышающими сотых долей МПа, величина прочности зависит от исходной пористости и влажности и с их уменьшением возрастает. Разрыв происходит при небольших деформациях. Сопротивление разрыву зависит также от минерального состава и дисперсности грунта. Наиболее низкими значениями прочности на разрыв обладает капиллярно-влажный песок [101].

В случае прочных кристаллизационных связей между частицами, обусловленных наличием геля кремневой кислоты или карбонатами кальция, прочность на разрыв глин может достигать 0,3 МПа, а в случае капиллярных сил сцепление, как у песка, будет снижаться до тысячных долей мегапаскаля [101].

Ориентация трещин разрыва, их конфигурация и давление разрыва определяются сложной конфигурацией путей наименьшего сопротивления и наименьшей прочности грунтов, зависящих от геолого-литологических условий и напряженного состояния.

Ориентация плоскостей разрывных нарушений определяется соотношением главных напряжений в точке инъекции. На рисунке 69 и 70 показаны характер распределения главных напряжений в зоне инъекции и ориентация разрывных нарушений для равнинных районов.

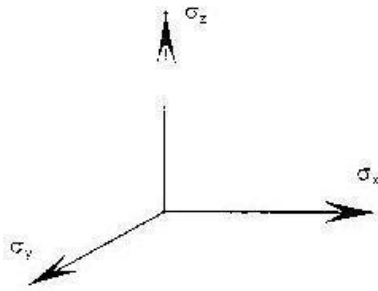


Рис. 69. Распределение главных напряжений

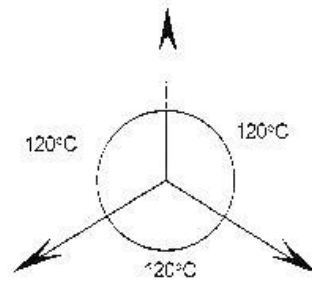


Рис. 70. Ориентация вертикальных разрывных нарушений в горизонтальной плоскости зоны иньекции

При условии, что главные напряжения в горизонтальной плоскости равны ($\sigma_x = \sigma_y$), при разрыве будут возникать три плоскости вертикальных разрывных нарушений, ориентированных под углом около 120° . Когда главные напряжения в горизонтальной плоскости не равны ($\sigma_x \neq \sigma_y$), формируется одна плоскость разрыва, которая ориентирована перпендикулярно минимально главному напряжению (табл. 12) [98].

Таблица 12

Характер распространения раствора в зависимости от соотношения главных напряжений и давления иньекции		
Соотношение главных напряжений в горизонтальной плоскости и давления иньекции ($P_{ин}$)	Характер распространения раствора	Схема
$\sigma_x = \sigma_y$ $P_{ин} = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H + C < 0,4\gamma H$	Радиальное распространение	
$\sigma_x = \sigma_y$ $P_{ин} = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H + C > 0,4\gamma H$	Разрывная иньекция (три плоскости разрыва под углом 120°)	
$\sigma_x \neq \sigma_y$ $P_{ин} = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H + C > 0,4\gamma H$	Разрывная иньекция (одна плоскость разрыва, перпендикулярная минимальному главному напряжению)	

Разрывная иньекция не рекомендуется к применению при превышении показателя текучести (I_L) грунта 0,75 д.е. [66].

Для определения возможности образования разрывов рассматривают напряжения, возникающие при выполнении скважины. Камбефором А. [43]

произведены расчеты радиальных и тангенциальных напряжений на стенках вертикальной скважины, пересекающей несвязный горизонт с углом внутреннего трения φ , либо пластичный грунт с величиной сцепления C .

В глинистых грунтах под действием собственного веса массива с удельным весом γ возникают следующие главные напряжения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\mu \cdot \gamma \cdot H}{1 - \mu} + C \cdot \left(2 \ln \frac{r_{скв}}{r} - 1 \right); \\ \sigma_t &= \frac{\mu \cdot \gamma \cdot H}{1 - \mu} + C \cdot \left(2 \ln \frac{r_{скв}}{r} + 1 \right); \\ \sigma_z &= \gamma \cdot H, \end{aligned} \right\} (1)$$

где γ – удельный вес грунта, Кн/м^3 ; H – глубина рассматриваемого сечения, м; C – сцепление, кПа ; μ – коэффициент Пуассона; $r_{скв}$ – радиус скважины, м; r – радиус зоны разуплотнения, м.

Давление P , установившееся в скважине, вызывает напряжения радиального сжатия и тангенциального растяжения, равные P , и нулевое вертикальное напряжение. Радиальное напряжение не влияет на образование разрыва, и учитывают только тангенциальное напряжение. Следовательно, давление разрыва:

$$P = \frac{\mu \cdot \gamma \cdot H}{1 - \mu} + C. (2)$$

Таким образом, радиус скважины, водопроницаемость грунта и свойства раствора влияние на давление разрыва не оказывают.

Камбефор А. [43] отмечает, величина давления разрыва, получаемая из (2), является приближенной и ниже действительной.

В несвязных грунтах главные напряжения, вызванные собственным весом грунта, на стенке скважины имеют следующие значения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\mu \cdot \gamma \cdot H}{1 - \mu} \cdot (1 - \sin \varphi); \\ \sigma_t &= \frac{\mu \cdot \gamma \cdot H}{1 - \mu} \cdot (1 + \sin \varphi); \\ \sigma_z &= \gamma \cdot H, \end{aligned} \right\} (3)$$

где φ – угол внутреннего трения, град.

При инъекции раствора в скважину под давлением P в грунте возникают деформации, распространяющиеся на расстояние R , и появляются главные напряжения, определяемые по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{P}{2 \cdot (1 - \mu)} \cdot \left[-\frac{r_{скв}^2}{r^2} + \frac{\ln \frac{R}{r}}{\ln \frac{R}{r_{скв}}} - \frac{\frac{1}{\nu} - 2}{\frac{2}{\nu} \cdot \ln \frac{R}{r_{скв}}} \cdot \left(1 - \frac{r_{скв}^2}{r^2} \right) \right]; \\ \sigma_r &= \frac{P}{2 \cdot (1 - \mu)} \cdot \left[\frac{r_{скв}^2}{r^2} + \frac{\ln \frac{R}{r}}{\ln \frac{R}{r_{скв}}} - \frac{\frac{1}{\nu} - 2}{\frac{2}{\nu} \cdot \ln \frac{R}{r_{скв}}} \cdot \left(1 - \frac{r_{скв}^2}{r^2} \right) \right]; \\ \sigma_z &= \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot P \cdot \frac{\ln \frac{R}{r}}{\ln \frac{R}{r_{скв}}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

На стенке скважины, следовательно:

$$\sigma_r = 0; \quad \sigma_t = \frac{1}{1 - \mu} \cdot P; \quad \sigma_z = \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot P. \quad (5)$$

Разрыв грунта произойдет при условии, когда напряжения от давления инъекции будут выше или равны напряжениям, вызванным собственным весом грунта. Давление разрыва определяется из уравнения:

$$P = \gamma \cdot H \cdot \mu \cdot (1 + \sin \varphi) \quad (6)$$

$$\text{или } P = \frac{\gamma \cdot H \cdot (1 - \mu)}{\mu}. \quad (7)$$

При нормальных величинах μ и φ уравнение (6) дает минимальное значение разрывающего давления P , поэтому первичные разрывы происходят в радиальных плоскостях, проходящих через ось скважины. Это теоретическое давление, вызывающее разрывы, оказывается в 2-3 раза ниже, чем измеренное на практике [43].

Давление разрыва в уравнениях (6) и (7) зависит лишь от механических свойств грунта и глубины инъецируемой зоны. Оно не зависит от проницаемости среды, вязкости раствора, диаметра скважины и радиуса действия инъекции [43]. Ибрагимов М.Н. [41] приводит аналогичное уравнение для определения давления P , при котором происходит разрыв грунта:

$$P = 0,01 \cdot \rho \cdot H \quad (\text{МПа}), \quad (8)$$

где ρ – средневзвешенная плотность толщи грунтов, т/м³; H – глубина инъекции от дневной поверхности, м.

При закреплении грунтов, залегающих в основании сооружений на глубине 10 м, разрывы, как правило, происходят при давлении не более 0,5-1,0 МПа [41]. Разрывы грунта всегда образуются перпендикулярно наименьшему главному напряжению [36, 40, 95].

Если учитывать параметры инъекции, то применяют формулу Дюпюи [43, 102]:

$$P = \frac{Q \cdot \rho_p \cdot g \cdot \eta}{2\pi \cdot K_\phi \cdot \eta_0 \cdot e} \cdot \ln\left(\frac{R}{r_{\text{квс}}}\right), \quad (9)$$

где Q – скорость нагнетания, л/с; ρ_p – плотность раствора, т/м³; e – мощность инъецируемого слоя, м; η и η_0 – вязкость раствора и воды соответственно, сПз; K_ϕ – коэффициент фильтрации, м/с.

Уравнение (9) связывает при разрыве расход Q и коэффициент фильтрации грунта K_ϕ , когда известны вязкость раствора, его удельный вес и мощность инъецируемого слоя. В диапазоне используемых дебитов инъекции (0,3 -1,0 л/с), возможно определить, при какой проницаемости грунта произойдет его разрыв при нагнетании раствора различной вязкости.

По мнению Ибрагимова М.Н. [41] разрывы возникают в слабопроницаемом грунте при нагнетании раствора вязкой консистенции и грубодисперсного состава.

В статье Малинина А.Г., Малинина П.А. [58] выполнена аналитическая оценка уровня давления, при котором происходит разрыв грунта инъекционным раствором. Для этого используются критерии, описывающие сдвиговой характер процесса разрушения грунтового массива - критерии Кулона-Мора $\tau_n = C + \sigma_n \cdot \text{tg}\varphi$ и Мизеса - Шлейхера - Боткина $\tau_i \geq C_M + f_M \cdot \sigma$ (где τ_i - интенсивность касательных напряжений; σ - среднее гидростатическое давление; C_M и f_M – прочностные параметры, $C_M \approx 1.15C$; $f_M = \sqrt{3} \cdot \text{tg}\varphi$).

После преобразований вышеуказанных критериев получены значения давления гидроразрыва и приводится их сопоставление с формулами для определения критического давления по данным Камбефора А. [43] (табл. 13).

Таблица 13

Грунт	Давление гидроразрыва $P_{\text{кр}}$, кПа		
	Камбефор А.	Критерий Кулона-Мора	Критерий Мизеса – Шлейхера - Боткина
Текучий $\varphi=0, C \neq 0$	$\gamma \cdot H + C$	$\gamma \cdot H + C$	$\gamma \cdot H + 1.15 \cdot C$
Несвязный $\varphi \neq 0, C=0$	$\gamma \cdot H(1 + \sin \varphi) / 2$	$\gamma \cdot H(1 + \sin \varphi)$	$\gamma \cdot H(1 + \sqrt{3} \cdot \text{tg}\varphi)$

где γ – удельный вес грунта, Кн/м^3 ; H – глубина рассматриваемого сечения, м; C – сцепление, кПа ; φ – угол внутреннего трения, град.

По мнению Малинина А.Г., Малинина П.А. [58], приведенные ими исследования показывают, что критерий Мизеса – Шлейхера – Боткина наиболее правильно предсказывает реальный уровень давления гидроразрыва грунта. Этот критерий рекомендуют применять при предварительном прогнозе давления с целью выбора необходимого технологического оборудования.

В таблице 14 приводятся значения временных сопротивлений глинистых грунтов на прорыв их водой, полученные путем лабораторных исследований и расчетов [100].

Таблица 14

Временные сопротивления глинистых пород на прорыв

Разновидности глинистых грунтов	Средняя естественная влажность, %	σ , МПа
Песчаные и углистые разности глин неплотного сложения	17-19	0,08-0,09
Углистые и песчаные глины средней плотности	19-21	0,12-0,15
Пластичные глины средней плотности	20-21	0,19-0,20
Полусухарные глины (без микротрещиноватости)	18-20	0,16-0,17
Слабопесчаные и пластичные уплотненные глины	19-20	0,22-0,25
Глины очень плотного сложения твердой и полутвердой консистенции	18-20	0,25-0,30

Сергеев В.И. [97] исследовал разрывные нарушения в аллювиальных грунтах. Анализ кернового материала показал, что в начальный момент инъекции полости разрыва в аллювиальных отложениях имеют в основном вертикальное или близкое к нему направление. В ходе инъекции появляются полости, имеющие горизонтальное направление. При этом распределение их в грунте весьма неравномерно.

Таким образом, в начальной стадии инъекции аллювиальной толщи, не испытывающей орогенетических напряжений, разрыв происходит в направлении, перпендикулярном боковому давлению, разрыв имеет вертикальное направление. Вертикальность направления сохраняется и в том случае, когда полость разрыва пересекает слоистую толщу. В ходе инъекции, в результате разрывных нарушений и переуплотнения инъецируемого грунта, происходит перераспределение напряжений. Последствием такого перераспределения на поздних стадиях сооружения может быть снижение вертикального давления до величин, меньших бокового давления. В этом случае полости разрыва, развиваясь по линии наименьшего сопротивления, принимают горизонтальное направление. Развитие горизонтальных полостей в слоистой толще идет в основном по границе раздела прослоев различного гранулометрического состава.

Вертикальные разрывы, распространяющиеся до поверхности грунта с выходами или без выходов раствора, легко обнаруживаются. В основном эти разрывы не опасны, так как вызывают небольшие горизонтальные деформации грунтов. Направление вертикальных разрывов подчинено закону случайности.

Горизонтальные разрывы, возникающие после вертикальных, обнаружить сложнее, и они могут быть опасными для сооружения, вследствие того, что работая как домкраты, способны приподнять его [39, 43, 102]. Считают, что поднятие поверхности грунта связано с образованием горизонтальных разрывов. Чаще всего это ошибочно, поднятие грунта происходит и без разрывов, когда раствор пропитывает горизонт, насыщая его. В этом случае поднятие поверхности свидетельствует о хорошей проработке грунта.

При повторной инъекции в обрабатываемую зону нагнетаемый раствор имеет тенденцию распространяться по уже существующим разрывам. Чаще всего он наслаивается на ранее введенный и уже схватившийся раствор [102].

Как вертикальные, так и горизонтальные разрывы сжимают грунт, переводя его в предварительно-напряженное состояние, что благоприятно сказывается на его свойствах. Снижается проницаемость обжатого грунта, если пористость n изменяется, например от 0,30 до 0,25, то коэффициент фильтрации уменьшается при этом вдвое, а также увеличивается угол внутреннего трения, если при $n=0,30$ угол $\varphi=35^\circ$, то при $n=0,25$ он становится равным 42° [43, 102].

В песчаных грунтах, только разрывы способны сжать мелкозернистые горизонты, которые не удается пропитать раствором. Такое сжатие приводит к снижению пористости формации.

По мнению Камбефора А. [43] затруднительно классифицировать разрывы как благоприятные (вертикальные) и неблагоприятные (горизонтальные). При изучении эффективности инъекционных работ вскрытием котлованов отмечается, что такая классификация не всегда подтверждается: в некоторых случаях разрывы просто ближе к вертикали, в других – к горизонтали. Это происходит в связи с неоднородностью грунта (как физической, так и механической), имеющей преобладающее влияние, воздействие которого всегда неизвестно.

Разрывные нарушения армируют грунт. Сечения разрывов зависят от состава раствора, а плотность затвердевшего раствора от его водоотдачи и давления инъекции. С уменьшением коэффициента фильтрации грунта возрастает раскрытие полости разрыва, а также увеличивается плотность одного и того же раствора в полости разрыва.

По вышеизложенным критериям выполнена сравнительная характеристика разрывных нарушений в песчаных и глинистых грунтах на разных глубинах инъецирования (H = 3, 5, 10 м). В таблице 15 представлены исходные данные для расчета.

Таблица 15

Разновидность грунтов	Критерии разрывных нарушений		
	Камбефор А.	Кулона-Мора	Мизеса – Шлейхера - Боткина
	$P_{кр} = \mu \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \sin \varphi)$	$P_{кр} = \gamma \cdot H \cdot (1 + \sin \varphi) + C \cdot \cos \varphi$	$P_{кр} = \gamma \cdot H \cdot (1 + \sqrt{3} \tan \varphi) + 1,15 \cdot C$
Крупнообломочный			
Валунный (глыбовый)	Не рассматривается, т.к. преобладает механизм пропитывания грунта		
Галечниковый (щебенистый)			
Гравийный (дресвяный)			
Песок			
Гравелистый	$\mu=0,3; \gamma=2,65 \text{ г/см}^3$ Нормативные значения удельного сцепления C, кПа и угла внутреннего трения φ , град. (СП 50-101-2004, таблица Г.1)		
Крупный			
Средней крупности			
Мелкий			
Пылеватый			
Супесь	$\mu=0,30; \gamma=2,70 \text{ г/см}^3$	Нормативные значения удельного сцепления C, кПа и угла внутреннего трения φ , град. (СП 50-101-2004, таблица Г.2)	
Суглинок	$\mu=0,35; \gamma=2,71 \text{ г/см}^3$		
Глина	$\mu=0,42; \gamma=2,74 \text{ г/см}^3$		

Анализ полученных данных показал (рис. 71, 72, табл.16), что значения давления разрыва для всех грунтов получаются наибольшими при использовании критерия Мизеса-Шлейхера-Боткина, а наименьшие по критерию, предложенному Камбефором А. Результаты, полученные по критерию Кулона-Мора, занимают промежуточное значение.

В песчаных грунтах примененные критерии показали, что давление разрыва для заданных глубин не зависит от вида песчаного грунта, а только от глубины инъецирования. Небольшая по величине зависимость прослеживается для глубины 10 м по критерию Мизеса-Шлейхера-Боткина.

Для глинистых грунтов давление разрыва по критерию Камбефора А. не зависит от консистенции грунта, а только от глубины инъецирования. Применение критериев Кулона-Мора и Мизеса-Шлейхера-Боткина показало, что на глубине 10 м прослеживается небольшая по величине зависимость давление разрыва от консистенции грунта.

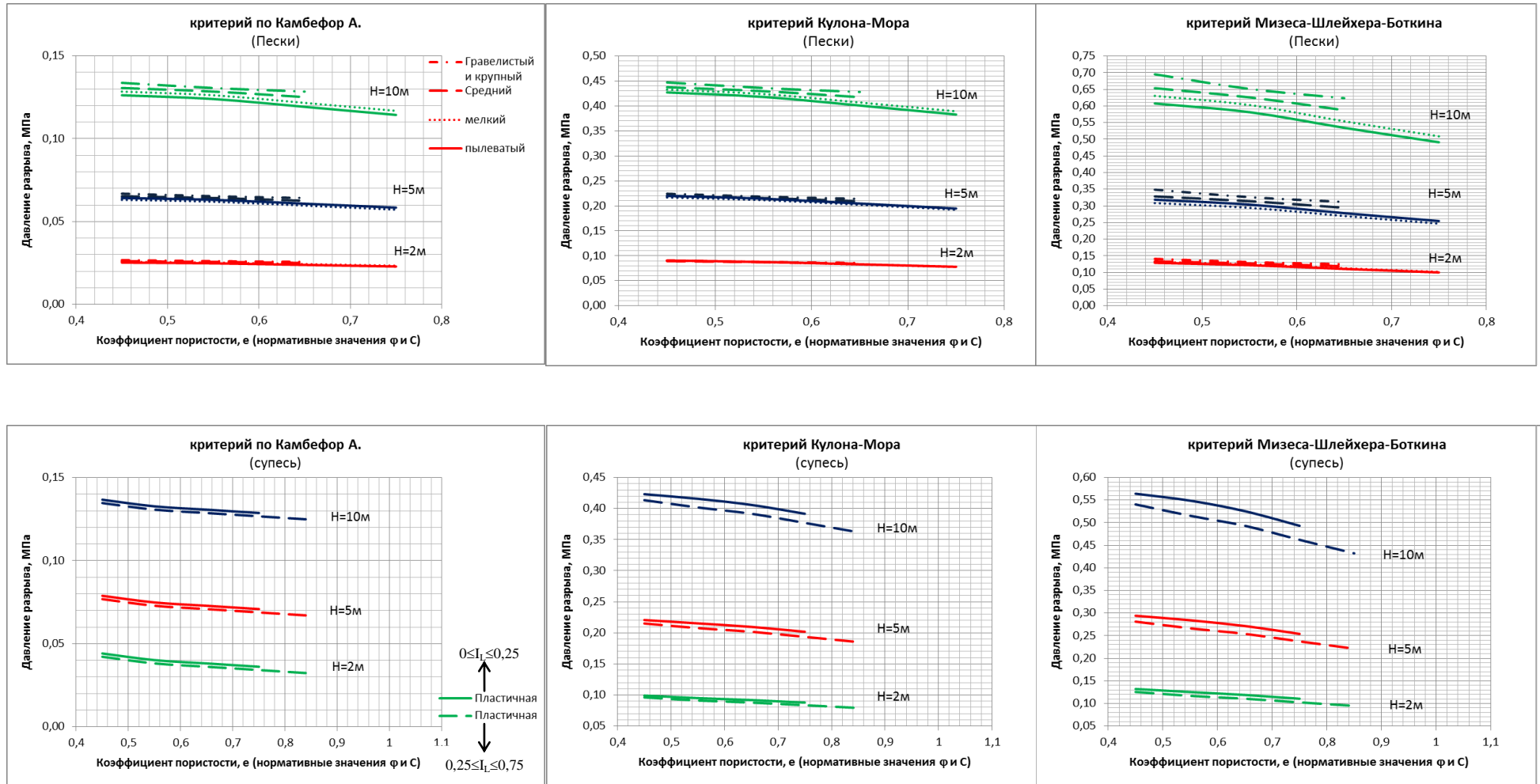


Рис. 71. Графики зависимости давления разрыва от типа грунта и глубины иъецирования

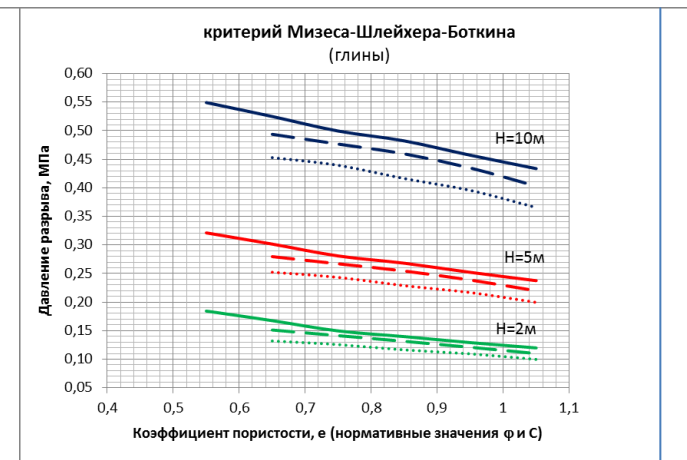
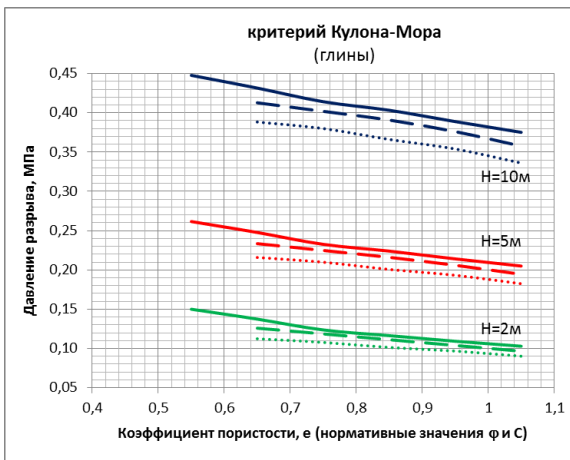
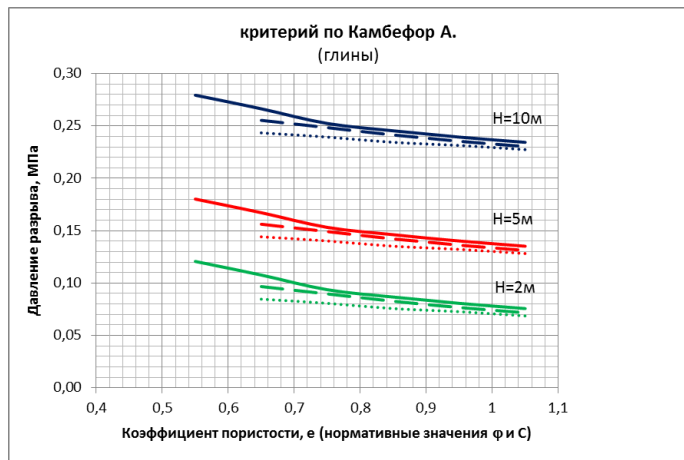
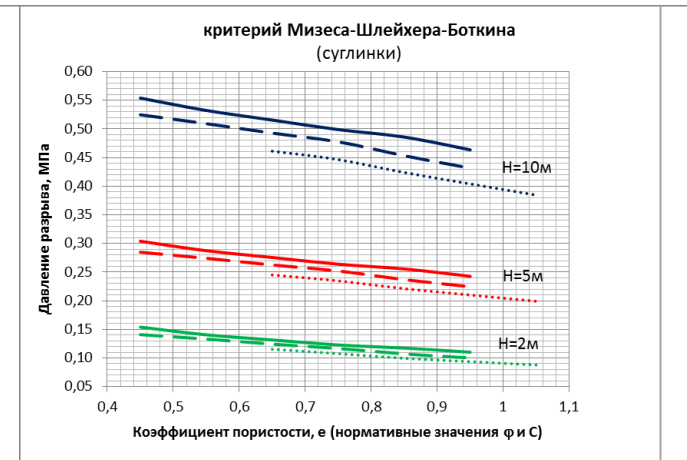
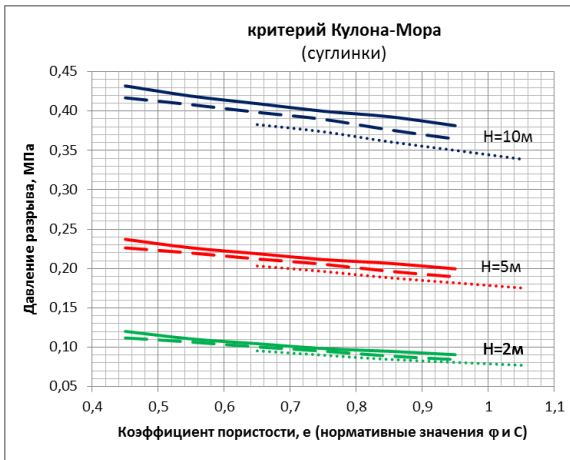
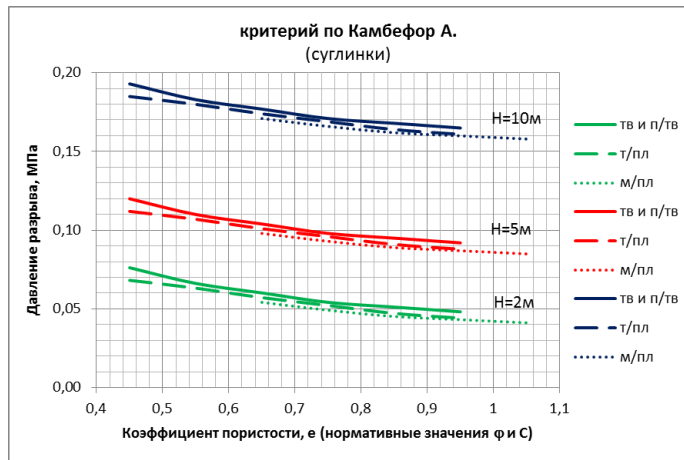


Рис. 72. Графики зависимости давления разрыва от типа грунта и глубины иъецирования

В таблице 16 представлены расчетные значения давления разрыва грунта по вышеуказанным критериям. Нормативные значения φ и C , в качестве примера, взяты для коэффициента пористости равном 0,65.

Таблица 16

Разновидность грунтов	Критерии разрывных нарушений								
	Камбефор А.			Кулона-Мора			Мизеса – Шлейхера - Боткина		
	$P_{кр} = \mu \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \sin \varphi)$			$P_{кр} = \gamma \cdot H \cdot (1 + \sin \varphi) + C \cdot \cos \varphi$			$P_{кр} = \gamma \cdot H \cdot (1 + \sqrt{3} \tan \varphi) + 1,15 \cdot C$		
	2 м	5 м	10 м	2 м	5 м	10 м	2 м	5 м	10 м
Песок									
Гравелистый Крупный	0,03	0,06	0,13	0,09	0,21	0,43	0,12	0,31	0,62
Средней крупности	0,03	0,06	0,13	0,08	0,21	0,42	0,12	0,29	0,59
Мелкий	0,02	0,06	0,12	0,08	0,20	0,41	0,11	0,28	0,55
Пылеватый	0,02	0,06	0,12	0,08	0,20	0,40	0,11	0,27	0,53
Супесь									
$0 \leq I_L \leq 0,25$	0,04	0,07	0,13	0,09	0,21	0,41	0,12	0,27	0,53
$0,25 < I_L \leq 0,75$	0,04	0,07	0,13	0,09	0,20	0,39	0,11	0,25	0,49
Суглинок									
$0 \leq I_L \leq 0,25$	0,06	0,10	0,18	0,10	0,22	0,41	0,13	0,28	0,52
$0,25 < I_L \leq 0,5$	0,06	0,10	0,17	0,10	0,21	0,40	0,12	0,26	0,49
$0,5 < I_L \leq 0,75$	0,05	0,10	0,17	0,10	0,20	0,38	0,12	0,25	0,46
Глина									
$0 \leq I_L \leq 0,25$	0,11	0,17	0,27	0,14	0,25	0,43	0,17	0,30	0,52
$0,25 < I_L \leq 0,5$	0,10	0,16	0,26	0,13	0,23	0,41	0,15	0,28	0,49
$0,5 < I_L \leq 0,75$	0,08	0,14	0,24	0,11	0,22	0,39	0,13	0,25	0,45

2.2.2 Инъекция пропиткой грунта

Инъекция с пропиткой грунта представляет собой радиально-сплошную пропитку инъецируемого грунта водоцементным раствором без разрушения структуры грунта. При таком виде взаимодействия раствора с грунтом заполняются пустоты, трещины и макропоры грунта (рис.73) [1, 2, 3, 39, 43].

В практике инъекционных работ, основным критерием, определяющим возможность реализации механизма пропитки грунта цементным раствором для дисперсных разностей, служит проницаемость грунта, зависящая от: гранулометрического состава и добавок, включенных в состав инъецируемого раствора и гранулометрического состава закрепляемого грунта, а также коэффициентом фильтрации K_f . Большинство исследователей на основе экспериментальных и производственных опытов избрали в качестве критерия, характеризующего эффективность инъецирования, гранулометрический состав инъецируемого грунта и раствора, и соотношения составляющих их фракций. Однако такой критерий не учитывает естественную плотность

сложения грунта. Грунт с данным гранулометрическим составом может иметь пустоты больших или меньших размеров в зависимости от структурных особенностей.

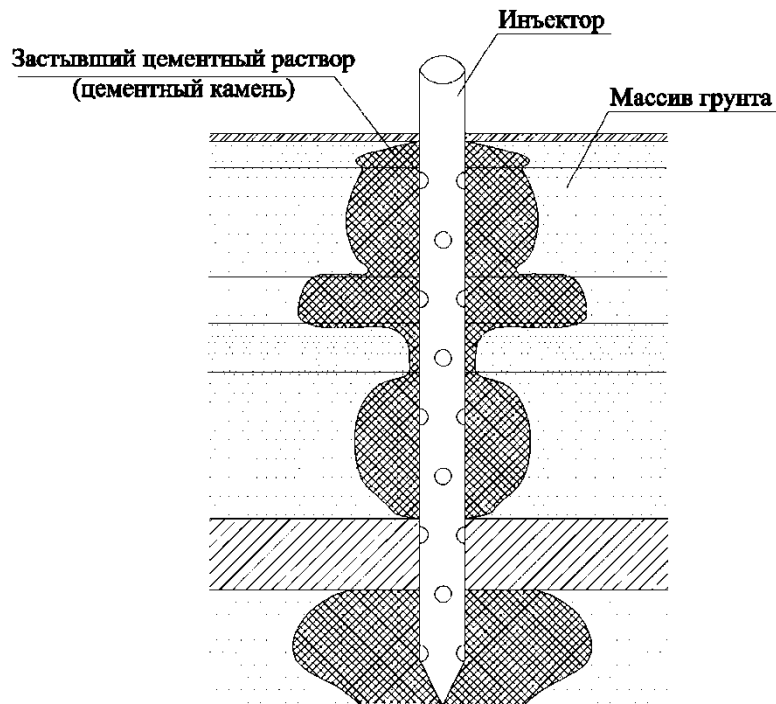


Рис. 73. Инъекция пропиткой грунта. Проникание раствора в пески различной крупности [43]

Адамовичем А.Н. [2], Арабаджяном И.Р. [3], Гончаровой Л.В. [16], J.K. Mitchell [108] предложены различные показатели эффективности использования цементных растворов, основанные на результатах анализа гранулометрического состава и пористости инъецируемого грунта. Однако, эти показатели хотя и характеризуют инъецируемость песчаного грунта, но сами по себе недостаточны для суждения о достигаемой эффективности инъекции и для выбора оптимального режима инъецирования. Не менее важное значение имеют правильный выбор водоцементного отношения в нагнетаемом растворе и обеспечение стабильности (нерасслаиваемости) раствора или подбор рационального способа стабилизации и пластификации раствора [2].

По мнению А. Камбефора [43], более точен и удобен критерий, основанный на коэффициенте фильтрации грунта, учитывающий плотность его сложения. Пределом инъецируемости цементным раствором является грунт с $K_{\phi} 1 \cdot 10^{-2}$ м/с, но в результате проведенных экспериментальных работ А. Камбефор отметил, что проницаемость грунта в месте отбора выше величин, получаемых в лабораторных условиях, что объясняется деформацией образцов грунта и неоднородностью гранулометрического состава. В природных условиях четвертичные песчаные отложения состоят из переслаивающихся

песка и гравия весьма различной проницаемости. Нагнетаемый раствор всегда устремляется сначала в более проницаемый слой и лишь после достижения кольматажа и создания более высоких давлений нагнетания раствор поступает в слой с меньшей проницаемостью. В этом и заключается сложность в проведении инъекции.

По данным С.Д. Воронкевича [13], М.Н. Ибрагимова [41], цементный раствор с удельной поверхностью 2500–3000 см²/г содержит частицы > 100 мкм – 6÷10%. Такой раствор способен закреплять грунт с коэффициентом фильтрации > 80-100 м/сут. При этом размер пор грунта должен быть более 0,1 мм, а преобладающий размер частиц около 0,9 мм. Этим требованиям соответствуют гравелистые или крупнозернистые пески с незначительным содержанием мелких фракций. В среднезернистые и мелкие пески, как показывает опыт, цементный раствор проходит на глубину не более нескольких сантиметров. Происходит кольматаж (закупорка) пор песка и распространение раствора прекращается. На кольматацию песка влияет ряд дополнительных факторов, таких как, наличие в грунте связанной воды, значительно снижающей его проницаемость, отжим воды из нагнетаемого раствора в окружающий грунт, адсорбция частиц на поверхности песчинок и т.д.

А. Камбефором также оценивалась эффективность использования нестабильных растворов на основе цемента при инъецировании аллювиальных грунтов. Цементная суспензия состоит из агрегатов различной величины, а не из изолированных частиц. Следовательно, нельзя считать, что частицы цемента совершенно не связаны между собой. По данным А. Камбефора [43], многочисленные экспериментальные исследования состава фильтров показали, что цемент не может проникать в песок, в котором самые крупные частицы имеют размер ≈ 1 мм, а средний размер пустот – 0,1 мм. Для того чтобы цемент проник в пустоты, в лабораторных условиях следует взять песок с частицами размером от 2 до 3 мм. Опыт показывает, если цемент проходит в песок, то всегда неглубоко, не более нескольких сантиметров.

Вследствие применения разжиженных водой растворов удается улучшить проницаемость цементного раствора. Вода облегчает продвижение частиц или агрегатов цемента. Однако цементные растворы с очень высоким водоцементным отношением (В/Ц) могут не набрать требуемой прочности. После затворения цемента для завершения химических реакций требуется относительно малое количество воды В/Ц = 0,35 [4]. По данным А. Камбефора [43], цементный раствор с В/Ц 0,43÷0,50 находится на границе инъецируемости.

Таким образом, для проведения инъекции недостаточно, чтобы размер частиц суспензии был меньше минимальных пустот песка. Следует еще иметь ввиду возможность

образования агрегатов из частиц цемента, размеры которых неизвестны, но, безусловно, слишком велики по сравнению с частицами грунта.

Цементные растворы являются неустойчивыми суспензиями. Частицы цемента находятся во взвешенном состоянии только во время перемешивания. Как только прекращается перемешивание, частицы оседают. То же происходит и в потоке. Это явление седиментации препятствует инъекции даже для тех песков, наименьшие пустоты которых пропускают частицы цемента. Как только раствор проникает через небольшой проход и достигает более крупного, его скорость снижается. Если это снижение таково, что вызывает осаждение частиц цемента, крупная пустота частично заполняется цементом или полностью закупоривается. Такие отложения перемещаются вниз по течению под воздействием давления потока и перекрывают расположенные далее небольшие проходы. Инъекция прекращается. Для того, чтобы цементная суспензия могла проходить дальше, не вызывая закупорки пор, необходимо, чтобы их размеры были достаточно велики для прохода суспензии без образования сводов. Это предполагает наличие скелета грунта из частиц с минимальным размером порядка 5–10 мм. Несмотря на то, что частицы или агрегаты цемента могут проходить в пустоты крупнозернистых песков, цементные суспензии в стандартных условиях закрепления оснований сооружений можно применять только для инъекции мелкого гравия [43].

Критерий, основанный на коэффициенте фильтрации грунта, не учитывает вязкость инъецируемого раствора, зависящую от водоцементного отношения. Жидкости при движении придают различные коэффициенты фильтрации одному и тому же грунту. Для более правильной оценки грунта следует использовать коэффициент проницаемости $K_{\text{п}}$, учитывающий вязкость и плотность нагнетаемого раствора. Соотношение между коэффициентами фильтрации и проницаемости следует из выражения:

$$K_{\text{ф}} = K_{\text{п}} \cdot \frac{\rho_w}{\eta},$$

где $K_{\text{ф}}$ – коэффициент фильтрации грунта, м/сут; $K_{\text{п}}$ – коэффициент проницаемости, дарси; η – вязкость воды, сПз; ρ – плотность воды, г/см³.

Рассчитанные значения коэффициента фильтрации грунта в зависимости от разных значений водоцементного отношения раствора и коэффициента проницаемости грунта приведены в таблице 17 [51].

Зависимость коэффициента фильтрации K_f грунта (м/сут) от водоцементного отношения (В/Ц) раствора и коэффициента проницаемости K_n (дарси)								
	Галечники и гравий с крупным песком		Галечники и гравий с мелким песком, крупный песок, чистый среднезернистый песок			В/Ц	ρ , г/см ³	η , сПз
	K_n , дарси							
	1160	580	116	58	11,6			
K_f , м/сут	8,39	4,19	0,84	0,42	0,08	0,45	1,95	233
	9,92	4,96	0,99	0,50	0,10	0,5	1,94	196
	11,12	5,56	1,11	0,56	0,11	0,55	1,92	173
	12,63	6,31	1,26	0,63	0,13	0,6	1,89	150
	17,01	8,51	1,70	0,85	0,17	0,65	1,85	109
	26,93	13,46	2,69	1,35	0,27	0,7	1,80	67
	36,61	18,31	3,66	1,83	0,37	0,75	1,79	49
	57,22	28,61	5,72	2,86	0,57	0,8	1,77	31
	70,56	35,28	7,06	3,53	0,71	0,85	1,76	25
	91,78	45,89	9,18	4,59	0,92	0,9	1,74	19
	105,39	52,69	10,54	5,27	1,05	0,95	1,735	16,5
	123,85	61,92	12,38	6,19	1,24	1,0	1,73	14

Примечание: Значения вязкости η и плотности ρ раствора приведены по графическим данным [7, 39].

Как видно из таблицы 17, значения коэффициента фильтрации грунта увеличиваются с ростом значений водоцементного отношения раствора.

Приведенные значения коэффициента фильтрации вычислены при гидравлическом градиенте, равном 1. Поскольку нагнетание цементного раствора выполняется при давлениях больших, чем градиент напора, равный 1, то значения K_f , допускающие использование инъекирования нагнетанием, исходя из формулы Дарси, существенно уменьшатся. Например, при закреплении грунтов Трапезного Сергиевского храма использовалось давление нагнетания в пределах 0,5–0,6 МПа, а K_f , позволяющий применять инъекирование, составил 25 м/сут. Таким образом, увеличение давления нагнетания способствует расширению границ применимости цементного раствора для закрепления мелких фракций песчаного грунта.

Исследования зависимости объемов закачиваемого раствора в инъекторы, расположенные в песчаных грунтах основании сооружения, от длины инъектора увеличиваются положительно, линейно и имеет коэффициент корреляции $\approx 0,6$ при ошибке 0,096 (рис. 74). При пористости 40% цементный раствор распространяется в среднем на 30 см от инъектора, заполняя при этом близко расположенные полости, оставшиеся от сгнивших свай и пустоты в теле фундамента [51].

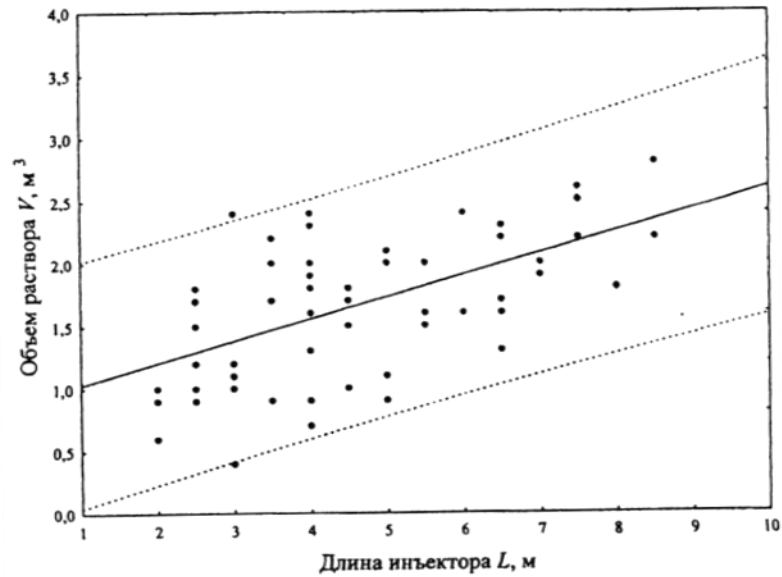


Рис. 74. Зависимость объема раствора, инъецируемого в песчаные грунты, от длины инъектора (на примере Трапезного Сергиевского храма): $r = 0,56$, $m_r = 0,10$, $V = 0,86 + 0,17L$

Для определения радиуса инъекции использовались также известные зависимости, предложенные различными авторами, такими как, А. Магг, Т.С. Каранфилов, А.Н. Адамович [8, 13] и другие. По результатам расчетов, значения радиуса распространения нагнетаемого раствора в грунте 28–33 см.

Инъецирование грунтов в режиме пропитывания цементным раствором может осуществляться в гравелистых, крупнозернистых и в меньшей степени среднезернистых песках. Механизм пропитывания особенно эффективен при инъецировании цементным раствором насыпных грунтов, заполнении полостей от сгнивших свай в грунтах оснований исторических сооружений и пустот в их фундаментах.

В таблице 18 приведена сравнительная характеристика критериев механизма пропитывания грунта цементным раствором разных авторов.

Таблица 18

СРАВНИТЕЛЬНАЯ ТАБЛИЦА КРИТЕРИЕВ МЕХАНИЗМА ПРОПИТЫВАНИЯ ГРУНТА ЦЕМЕНТНЫМ РАСТВОРОМ

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Автор	Критерий применения	Вид грунта	Коэффициент фильтрации, K_f , м/сут	Радиус закрепления грунта R , м	Давление нагнетания, P , МПа	В/Ц	Кол-во раствора	Прочее
<i>Камбефор А. [43].</i>	K_f	цемент не может проникать в песок, в котором самые крупные частицы имеют размер ≈ 1 мм, а средний размер пустот – 0,1 мм. Для того чтобы цемент проник в пустоты, в лабораторных условиях следует взять песок с частицами размером от 2 до 3 мм.	$>10^{-2}$ м/сек			цементный раствор с В/Ц 0,43÷0,50 находится на границе инъецируемости.		В природных условиях проницаемость грунта выше, получаемой в лаборатории.
<i>Гончарова Л.В. [16]</i>	$D_n > 5,5 D_c$ D_n - диаметр пор грунта; D_c – диаметр наиболее крупных частиц цемента.	песок гравелистый, крупный						
<i>Клейн Г.К. [44]</i>	$D_n > 4 D_c$ D_n - диаметр пор грунта; D_c – диаметр частиц цемента.	трещиноватые скальные; крупнообломочный; песок крупный и средней крупности		трещиноватые скальные 1,2-1,5м крупнообл. 0,75-1,0м песок: крупный 0,5-0,75м средний 0,3-0,5м мелкий 0,1-0,3м	\approx на 1 м погружения иньектора: для скальных и крупнообломочных – 0,25 атм; для крупных песков – 0,5 атм; для средних и мелких – 1 атм	0,4 ÷ 10	15-40% от объема закрепляемого грунта	Перед нагнетанием в грунт раствора скважины промывают водой под напором, чтобы вынести тонкие частицы грунта и очистить поры, а также для того, чтобы на смачивание частиц грунта уже не расходовалась вода из раствора. Расстояние между скважинами 1-3м.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Основание и фундаменты. [69]</i>	K_{Φ}	скальные обломочные; галечниковый; рыхлый средней крупности и крупный песок; карстовые полости	> 80 м/сут	0,3-1,0м трещиноватые – значительно больше		0,4 ÷ 10		Перед нагнетанием раствора скважину промывают, нагнетая воду, для лучшего соединения раствора и частиц грунта
<i>Коновалов П.А. [45]</i>	K_{Φ}	крупнообломочный; песок гравелистый, крупный и средней крупности	80-500 м/сут	трещиноватые скальные 1,2-2м галечниковый 0,75-1,0м песок: крупный 0,5-0,75м средний 0,3-0,5м	0,3-0,6 МПа	0,4 ÷ 20	на 1 м ³ укрепленного объема грунта – 0,15-0,4 м ³ раствора	Нагнетание раствора в грунт продолжается до «отказа» в поглощении раствора, под кот. понимается снижение расхода раствора до 5-10 л/мин при избыточном давлении раствора у устья скважины (при 0,1-0,5 МПа)
<i>Чураков А.И. [107]</i>	$\frac{D_{15}}{D_{85}} \geq 8 \div 10$	песок крупный	> 120 м/сут					
<i>СП 50-101-2004 [99]</i>		трещиноватые скальные; крупнообломочный; карстовые полости	≥ 40 м/сут		Давление, при котором исключена возможность разрывас плосности закрепляемого грунта			
<i>Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов к СНиП 3.02.01-83 [85]</i>		скальные и полускальные, крупные пустоты в этих грунтах; крупнообломочный; песок гравелистый; пустоты в грунтах оснований под подошвой фундаментов сооружений и в самих фундаментах	> 50 м/сут					Нагнетание раствора должно продолжаться непрерывно до появления «отказа». (см. у Коновалова П.А.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Адамович А.Н.</i> [2]	$\frac{D_{15}}{D_{85}} \geq 17;$ $\frac{D_{10}}{D_{90}} \geq 8$	крупнообломочный; песок гравелистый,	> 80 м/сут или >10 ⁻³ м/сек	Приведены формулы для расчета R				
<i>Арабаджян И.Р.</i> [3]	$\frac{D_{15}}{D_{85}} > 10$ $d_{пр} \leq 0,77d_{\phi}$ <p>d_{пр} – максималь- ный размер проникающих частиц; d_φ – расчетный диаметр фильтрационного хода в грунте.</p>	песчано-гравийный	Из опытов: 50-60 м/сут 70-90 м/сут	Из опытов: Без домола цемента -30-50 см; Домолотые цементы R=125 см (K _φ = 50-60 м/ сут); R=180 см (K _φ = 70-90 м/ сут)				Заводские цементы надо подвергать вибродомолу, радиус закрепления грунта при этом увеличивается
<i>Mitchell J.K.</i> [108]	$N = \frac{D_{15}}{D_{85}}$ <p>N>24 – ньецирова- ние возможно; N<11 – невозможно.</p> $N = \frac{D_{10}}{D_{95}}$ <p>N>11 ньецирова- ние возможно; N<6 невозможно.</p>							

1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Никофоров А.А. [66]</i>	$N = \frac{D_{10}}{D_{95}}$ N>11 – инъецирование возможно; 6<N<11 – затруднительно; N<6 – невозможно.		Теоретический предел применения $K_{\phi} = 10^{-3}$ м/сек (при этом цементация возможна при $K_{\phi} \geq 10$ м/сут)					
<i>Рейтер Ф. [94]</i>			$> 10^{-3} - 10^{-4}$ м/сек					
<i>Воронкевич С.Д. [13]</i>	$N = \frac{D_{15}}{D_{85}}$ N>24 – нъецирование возможно; N<11 – невозможно. $N = \frac{D_{10}}{D_{95}}$ N>11 – инъецирование возможно; N<6 – невозможно.		> 80 м/сут при этом размер пор грунта должен быть более 0,1 мм, а преобладающий размер частиц около 0,9 мм					
<i>Ибрагимов М.Н. [41]</i>	Критерий Кинга и Буша $D_{95} \leq 0,125 \cdot D_{10}$	песок гравелистый или крупнозернистый с незначительным содержанием мелких фракций	> 80-100 м/сут при этом размер пор грунта должен быть более 0,1 мм, а преобладающий размер частиц около 0,9 мм					

Примечание:

D_{15} или D_{10} – размер частиц песка, мельче которых в его составе содержится 15 или 10% по массе;

D_{85} , D_{90} или D_{95} – размер твердых частиц в нъеccionном растворе, мельче которых в его составе содержится 85, 90 или 95%;

2.2.3 Уплотнительная инъекция

Уплотнительная инъекция основана на принципе смещения грунта радиально от точки инъекции за счет внедрения некоторого объема твердеющего раствора и уплотнения окружающего грунта (рис. 75). При этом происходит перераспределение плотности в активной зоне и снижение показателя пористости [66].

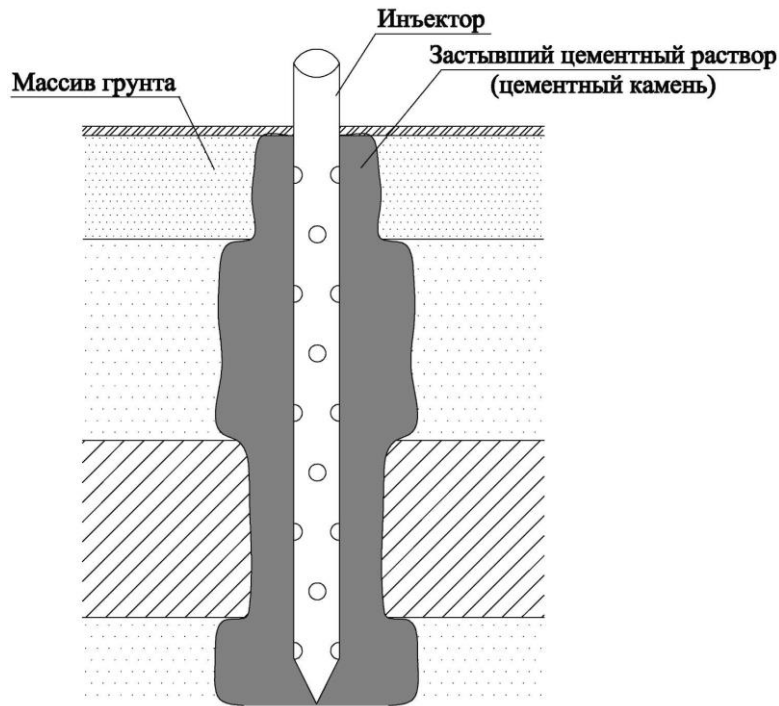


Рис. 75. Уплотнительная инъекция

Применение уплотнительной инъекции эффективно для грунтов, обладающих низкой плотностью. В результате уплотнения грунтов основания сооружения их плотность увеличивается, а пористость уменьшается.

Сжатие песчаных грунтов происходит в основном за счет уплотнения их зернистой структуры и частичного дробления наиболее крупных зерен [17]. Среди факторов, влияющих на уплотнение песчаных грунтов, основными также являются: форма частиц и гранулометрический состав грунта, число и распределение пылевато-глинистых частиц [66].

Деформация пылеватых и глинистых грунтов осуществляется в основном за счет изменения структуры и текстуры грунта: разрушения части структурных связей и микроагрегатов, смыкания крупных пор, переориентации частиц при одновременном уменьшении пористости грунта, отжатия из пор воды и воздуха [17].

С увеличением числа пластичности I_p (при $I_L \geq 0$) уплотняемость грунтов уменьшается [17]. У супесей уплотнение выше, чем у суглинков, и тем более глин.

Уплотнению и сопутствующей деформации под воздействием раствора подвергаются в первую очередь наиболее слабые грунты. Уплотнение в квазиоднородных грунтах происходит «цилиндрически», в то время как в неоднородных грунтах форма уплотняемого объема грунта не имеет правильного контура.

В зависимости от величины давления фактический диаметр «цилиндра» из застывшего раствора изменяется при различных типах грунта, влагосодержании и относительных уплотнениях.

Общее количество инъецируемого раствора зависит от интенсивности нагнетания, причем, грунт примет больше раствора при меньшей интенсивности нагнетания. Механизм смещения поверхности зависит от того, как по мере распространения раствора в грунте уплотненный грунт оказывает возрастающее сопротивление, каким образом будет меняться поровое давление. Величина деформации будет определяться соотношением упругой и пластической деформации, временем релаксации напряжений в грунте.

Плотность грунта за счет обжатия «цилиндров» из застывшего цементного раствора вокруг инъекторов увеличивается до величины ρ_{ds} [14]. Можно определить ρ_{ds} , зная расстояние между инъекторами и диаметр получившегося «цилиндра» из застывшего цементного раствора вокруг инъектора:

$$\rho_{ds} = \rho_d \cdot \frac{1 - 0.907 \cdot d^2 / L^2}{1 - 0.907 \cdot D_u^2 / L^2}, \quad (10)$$

где ρ_d - плотность скелета грунта, г/см³; d - диаметр скважины, см; D_u - диаметр образовавшегося цементного «цилиндра», см; L - расстояние между скважинами, см.

Также можно из этой формулы определить расстояние между скважинами (L), чтобы получить нужную плотность грунта после закрепления.

$$L = 0,952 \cdot \left[\frac{D_u^2 \cdot \rho_{ds} - d^2 \cdot \rho_d}{\rho_{ds} - \rho_d} \right]^{0.5} \quad (11)$$

При уплотнении грунтов в основном обращают внимание на среднее значение плотности скелета грунта в межсквайном пространстве. Но важно также знать, как изменяется напряженно-деформированное состояние вокруг закаченного инъектора, как изменяется уплотненность грунта с удалением от инъектора.

Напряжения в грунте, возникающие при нагнетании цементного раствора в скважину, идентичны напряжениям, возникающим вокруг камеры прессиометра при создании в ней избыточного давления [64]. Поэтому процесс уплотнения грунта при

инъекции можно представить, используя теоретические разработки, выполненные для прессиометрических испытаний грунтов.

В начале процесса обжатия грунта прессиометром в стенках скважины между давлением на грунт и его деформацией существует линейная зависимость (обратимая деформация). По мере увеличения давления на грунт вокруг прессиометра образуется зона пластических деформаций, переходящая в зону упругих деформаций.

Аналогичная ситуация складывается при нагнетании раствора в грунт под давлением. Выходя из инжектора, водоцементный раствор обжимает стенки скважины, в которую забит инжектор. При увеличении давления вокруг инжектора образуется зона пластических деформаций, определяемая радиусом R_{nl} . Она увеличивается до того момента, когда давление на грунт достигает предельной величины. За пределами зоны радиусом R_{nl} грунт находится в зоне упругой деформации.

В имеющихся теоретических решениях, связывающих давление и деформации, грунт в пределах зоны пластических деформаций рассматривается как подчиняющийся закону прочности Кулона-Мора и характеризуется углом внутреннего трения φ и удельным сцеплением C . За пределами зоны радиусом R_{nl} грунт рассматривается как линейно-деформируемое тело и характеризуется модулем деформации E и коэффициентом Пуассона μ .

В диапазоне нагрузок, при которых не разрушается природная структура грунта, последний деформируется как сплошной упругий массив, и напряженно-деформированное состояние его описывается с помощью теории упругости. Разрушение грунта происходит различно. Возможно разрушение по схеме сдвигов, вызванных касательными напряжениями, но этот процесс не обязательно сопровождается образованием непрерывных поверхностей скольжения. При сжатии грунта в условиях, исключая боковое расширение, разрушение структуры происходит в результате раздавливания под действием нормальных сжимающих напряжений. При возникновении в грунте растягивающих напряжений структура может быть разрушена в результате разрывов [59].

В диапазоне нагрузок разрушающих структуру грунта, в зоне разрушения происходят необратимые деформации уплотнения (подобные деформациям в компрессионном приборе). Остальной массив грунта – за пределами указанной зоны – деформируется при этом как сплошной упругий массив. Принимаемая расчетная схема показана на рисунке 76.

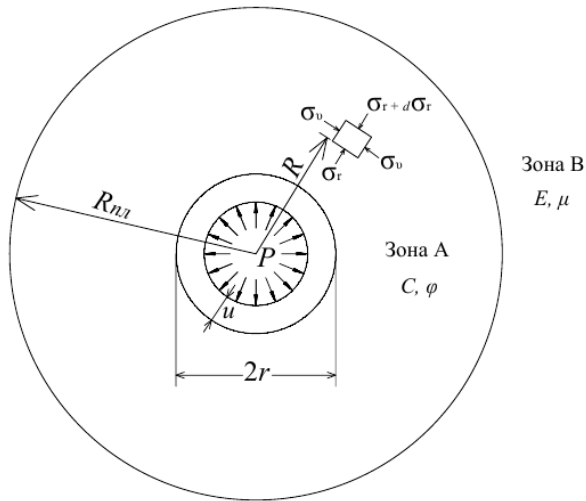


Рис. 76. Расчетная схема деформирования грунта при прессиометрических испытаниях

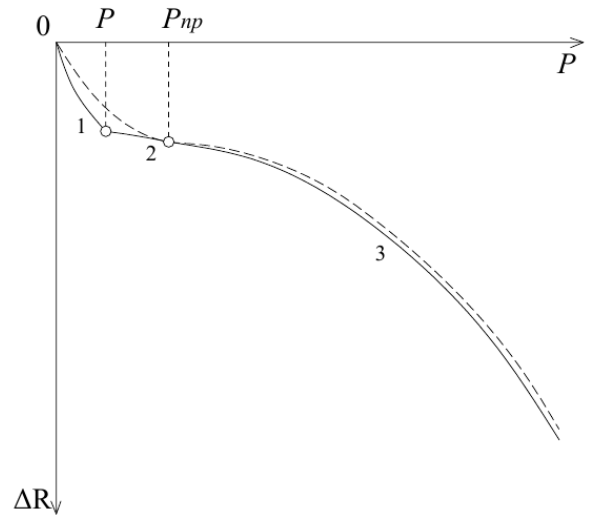


Рис. 77. График зависимости между давлением и деформациями грунта при прессиометрических испытаниях

Если прикладываемое по контуру цилиндрической полости (скважины) давление возрастает от значения P , уравнивающего боковое давление от собственного веса грунта $\xi_0 \gamma h$, до некоторого предельного значения P_{np} , то распределение напряжений в названном диапазоне соответствует соотношениям теории упругости:

$$\sigma_r = (P - \xi_0 \gamma h) \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^2 + \xi_0 \gamma h, \quad (12)$$

$$\sigma_\vartheta = -(P - \xi_0 \gamma h) \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^2 + \xi_0 \gamma h, \quad (13)$$

где σ_r и σ_ϑ – радиальное и кольцевое напряжения, МПа; P – давление, действующее по контуру полости, МПа; r – радиус полости при давлении P , см.; R – расстояние от оси скважины до точки, где определяются напряжения.

При давлении, превышающем P_{np} , напряженное состояние массива грунта изменится, так как в части массива, прилегающего к контуру полости, где напряжение $\sigma_r > P_{np}$, произойдет разрушение первоначальной структуры грунта и перегруппировка его частиц. В рассматриваемом случае, учитывая слабое сопротивление грунта растягивающим напряжениям, из трех указанных видов разрушения структуры (сдвига, раздавливания и разрыва) наиболее вероятным следует считать разрушение под действием растягивающих напряжений σ_ϑ . В соответствии с этим предполагается, что разрушение структуры начнется в тот момент, когда максимальное растягивающее напряжение σ_ϑ , определяемое формулой (13), достигнет значения предельного сопротивления грунта разрыву C_p . Соответствующее давление P_{np} определится из выражения (13):

$$P_{np} = C_p + 2\xi_0 \gamma h \quad (14)$$

Из изложенного следует, что при давлениях $P > P_{np}$ в зоне A (рис.76), непосредственно примыкающей к контуру загружаемой полости, грунт, потеряв сплошность в результате разрывов, уже не может воспринимать растягивающие напряжения, т.е. действующие в этой зоне нормальные напряжения могут быть только сжимающими. Учитывая это, можно предположить, что благодаря осевой симметрии условия деформирования грунта в зоне A в кольцевом направлении аналогичны условиям деформирования грунта в компрессионном приборе в радиальном направлении и что напряжения σ_r и σ_θ связаны зависимостью $\sigma_\theta = \xi \cdot \sigma_r$, где ξ – коэффициент бокового давления грунта при компрессионном сжатии.

При компрессионном сжатии грунтов после нарушения их структурной прочности коэффициент бокового давления принимает практически постоянную, независимую от уплотняющего давления величину, причем последняя может существенно отличаться от величины начального коэффициента бокового давления грунта ξ_0 .

Исходя из принятой зависимости $\sigma_\theta = \xi \cdot \sigma_r$ и дифференциального уравнения равновесия, определяем распределение напряжений в зоне A (компрессионной):

$$\sigma_r = P \cdot \left(\frac{r}{R} \right)^{1-\xi} \quad (15)$$

$$\sigma_\theta = \xi \cdot P \cdot \left(\frac{r}{R} \right)^{1-\xi} \quad (16)$$

Предполагая, что на границе между компрессионной A и упругой B зонами напряжения σ_θ претерпевают разрыв, а напряжения σ_r соответствуют величине P_{np} , находим радиус границы R_{nl} :

$$R_{nl} = r \cdot \left(\frac{P}{P_{np}} \right)^{\frac{1}{1-\xi}} \quad (17)$$

При этом распределение напряжений в зоне B будет определяться выражениями (12) и (13), если в них вместо P подставить P_{np} , а вместо r – радиус R_{nl} .

Радиальное перемещение стенки полости в пределах чисто упругой стадии, т.е. когда давление на стенку не превышает P_{np} , можно определить из известного равенства:

$$u = \frac{1 + \mu_y}{E_y} \cdot (P - \xi_0 \mathcal{M}) \cdot r, \quad (18)$$

где E_y – модуль упругости грунта; μ_y – коэффициент бокового расширения грунта в упругой стадии.

При $P > P_{np}$ радиальное перемещение стенки полости следует рассматривать как сумму деформации уплотнения в зоне A и упругой деформации в остальной части массива.

Упругую деформацию в зоне B можно найти из выражения (18) при подстановке в него вместо r радиуса R_{nl} и вместо P давления P_{np} . Что же касается деформации уплотнения в компрессионной зоне, то она должна определяться существующей зависимостью между деформациями и напряжениями в этой зоне.

Согласно изложенному о физической сущности явлений, происходящих при нагружении грунта по схеме плоской осесимметричной задачи, графики зависимости между давлением на грунт и его деформациями, должны состоять из трех участков (рис. 77). При возрастании давления от нуля до P , соответствующего боковому давлению грунта $\xi_{o\gamma h}$ (участок 1), должны иметь место такие перемещения стенок скважины, в результате которых восстанавливается первоначальное напряженное состояние в грунтовом массиве, существовавшее до проходки скважины. В интервале изменения давления от P до P_{np} (участок 2) развиваются чисто упругие перемещения стенок скважины. При давлениях, превышающих P_{np} (участок 3), перемещение стенок скважины происходит в основном за счет необратимых деформаций уплотнения (уменьшения пористости) грунта и частично за счет упругих деформаций в зоне, где напряжения σ_r меньше P_{np} .

Однако разделить участки 1 и 2 на получаемых кривых при прессиометрических испытаниях не представляется возможным, т.к. они имеют форму, показанную на рис.3 пунктиром. Это вызывается, тем, что давление в процессе испытаний увеличивается, как правило, слишком большими ступенями и затруднительно найти границу между участками 1 и 2. Таким образом, практически предельное давление P_{np} можно принимать равным абсциссе точки перегиба прессиометрической кривой.

Деформация грунта u стенки скважины в зависимости от приложенного на стенку давления P определяется на стадии упругопластической деформации грунта следующей формулой [106]:

$$u = \frac{1 + \mu}{E} \cdot r \cdot \sin \varphi \cdot (p_0 + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \cdot \left[\frac{P + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{(1 + \sin \varphi) \cdot (p_0 + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi)} \right]^{\frac{1 + \sin \varphi}{\sin \varphi}}, \quad (19)$$

где r – радиус скважины, см; p_0 – бытовое горизонтальное давление на определяемой глубине, МПа; P – давление нагнетания, МПа.

Для определения радиальных σ_R и тангенциальных σ_θ напряжений в массиве грунта, возникающих после его уплотнения при расширении скважины от начального диаметра d до диаметра D_u , используются теоретические решения Драновского А.Н. [30], Мишакова В.А. и Раюка [64], полученные при учете больших пластических деформаций.

Радиальные «технологические» напряжения на контакте скважина – уплотняемый грунт в пластической зоне $\sigma_{R_{nl}}$ при $R \leq R_{nl}$, в упругой зоне $\sigma_{R_{yn}}$ при $R > R_{nl}$ и сам радиус пластической зоны R_{nl} определяются по формулам:

$$\sigma_{R_{nl}} = (P_u + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \cdot (D_u / 2R)^{2\beta} - C \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \text{ если } R \leq R_{nl} \quad (20)$$

$$\sigma_{R_{yn}} = [\sigma_0 \cdot (1 + \sin \varphi) + C \cdot \cos \varphi] \cdot (R_{nl} / R)^2, \text{ если } R > R_{nl} \quad (21)$$

Радиус пластической зоны R_{nl} вычисляется по формуле:

$$R_{nl} = 0,5 \cdot D_u \cdot \left[\frac{P_u + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{(1 + \sin \varphi) \cdot (\sigma_0 + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi)} \right]^{1/2\beta} \quad (22)$$

$$P_u = (1 + \sin \varphi) \cdot (\sigma_0 + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \cdot \left[\frac{1,01 - (d / D_u)^2}{1,01 - A^2 / (1 - A)^2} \right]^\beta - C \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (23)$$

$$\beta = \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}; \quad (24)$$

$$\sigma_0 = 0,5 \cdot (q + \gamma \cdot h) \cdot (\xi_0 + \sqrt{\cos^2 \alpha + \xi_0^2 \cdot \sin^2 \alpha}); \quad (25)$$

$$A = E / (1 + \mu) \cdot (\sigma_0 + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \cdot \sin \varphi \quad (26)$$

где R – расстояние от оси скважины до точки, где определяются напряжения; R_{nl} – расстояние от оси скважины до внешней границы пластической области; φ , C , E , μ – средневзвешенные значения прочностных и деформационных характеристик грунта; P_u – давление грунта на цементное тело, МПа; σ_0 – природное давление грунта на уровне середины скважины, МПа; q – равномерно распределенная нагрузка на поверхности грунта, МПа; γ – удельный вес грунта, лежащий в зоне расположения скважины, г/см³; h – глубина расположения центра скважины, см; ξ_0 – коэффициент бокового давления грунта в условиях естественного залегания; α – угол наклона скважины к горизонту.

При нагнетании цементного раствора в основаниях исторических сооружений, раствор под давлением заполняет полости от сгнивших свай и смещает разуплотненные стенки полости до первоначального диаметра свай, которые были забиты в процессе строительства. В результате такого укрепления изменяется напряженно-деформированное состояние вокруг цементной сваи, изменяется уплотненность грунта с удалением от

такой сваи в основании сооружения, которое возможно определить по вышеуказанным расчетам.

При подаче цементного раствора в грунт под давлением происходит отжатие воды из раствора и образование цементного тела, форма которого близка к цилиндрической. Количество раствора V_u , которое необходимо закачать, чтобы в грунте образовалось цементное тело диаметром D_u , определяется по формуле [64]:

$$V_u = 0.5 \cdot (D_u^2 - d^2) \cdot (1 + 3.1 \cdot n) \cdot l, \quad (27)$$

где n – весовое водоцементное отношение, d – диаметр пробуренной скважины под иньектор, l – длина иньектора, м.

Так, например, при $n = 0,57$ ($B/C = 642\text{л} / 1127\text{кг} = 0,57$), $d = 6$ см, то получим следующие значения V_u (табл. 19).

Таблица 19

	D_u , см					l , м
	10	20	30	40	50	
V_u , м ³	0,01	0,05	0,12	0,22	0,34	1
	0,02	0,10	0,24	0,43	0,68	2
	0,03	0,15	0,36	0,65	1,02	3
	0,04	0,20	0,48	0,87	1,36	4
	0,04	0,25	0,60	1,08	1,70	5
	0,05	0,30	0,72	1,30	2,05	6
	0,06	0,35	0,84	1,51	2,39	7
	0,07	0,40	0,96	1,73	2,73	8
	0,08	0,45	1,08	1,95	3,07	9
	0,09	0,50	1,20	2,16	3,41	10

2.2 Технология укрепления методом иньецирования

На основе метода «Геокомпозит» была разработана методика укрепления оснований зданий и сооружений Лавры [50, 62, 68]. Проектирование работ по укреплению Трапезного Сергиевского храма и Казначейского корпуса выполнялась ООО ПИ «ГОРПРОЕКТ-1» совместно с ПАРЦ СТСЛ. Проекты укрепления остальных сооружений разрабатывались ПАРЦ СТСЛ.

Закрепление грунтов основания и фундаментов сооружений проводится из специально оборудованных шурфов, пройденных вдоль фундамента сооружения до его основания, где выполняется иньецирование в горизонтальном направлении под подошвой фундамента веерным и параллельным способом с применением не извлекаемых иньекторов (рис. 78). При необходимости горизонтальное иньецирование комбинируется с вертикальным и (или) наклонным (рис. 79).

Вертикальное инъецирование выполняется с поверхности земли или пола по периметру внутренних и внешних стен сооружений. Это позволяет обжечь фундамент с двух сторон и тем самым увеличить площадь опоры фундамента на грунты основания и их несущую способность (рис. 79).

Наклонное инъецирование применяется для укрепления сильно разрушенных фундаментов, имеющих большие полости, в результате выщелачивания и вымывания межвалунного заполнителя. Наклонные скважины бурятся через тело фундамента с поверхности земли (рис. 80).

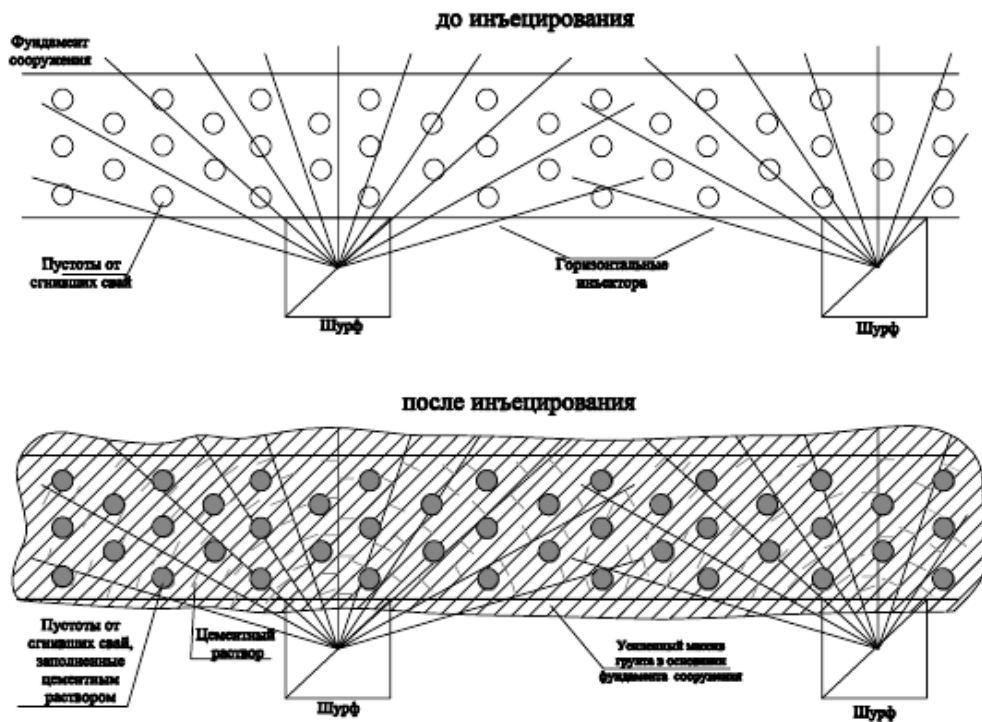


Рис. 78. Технологическая схема расположения горизонтальных инъекторов веерным способом

Технология горизонтального инъецирования позволяет, в зависимости от структуры свайного поля и состояния свай, располагать инъекторы требуемой длины в один или два уровня на любой глубине под фундаментом сооружения.

В результате применения горизонтального инъецирования полости от сгнивших деревянных свай заменяются цементно-каменными фрагментами, заполняются цементным раствором снизу вверх трещины и полости в фундаментах, уплотняются грунты основания и увеличивается площадь опоры фундаментов; замедляются биохимические процессы разрушения свай (рис.79) [21, 48, 53].

Эффективность горизонтально погружаемых инъекторов была подтверждена в результате опытно-производственных работ, произведенных на площадке Трапезного

Сергиевского Храма. Использовали три опытных участка с разными инженерно-геологическими условиями, на которых отработали конфигурацию расположения и количество инъекторов, длину, расстояние между инъекторами, давление нагнетания.

Эти исследования производились в соответствии с разрешением Министерства культуры Московской области от 4.01.03 г. № 427-ОП. Целью работ являлась проверка эффективности закрепления грунтов основания Трапезного Сергиевского Храма по проекту, разработанному ООО ПИ «ГОРПРОЕКТ-1», в инженерно-геологических условиях сооружения с помощью горизонтального динамического и статического зондирования.

На основе полученных материалов сотрудники ПАРЦ СТСЛ предложили ряд технологических изменений в процессе инъектирования. Их использование позволило существенно повысить эффективность закрепления основания Трапезного Сергиевского Храма.

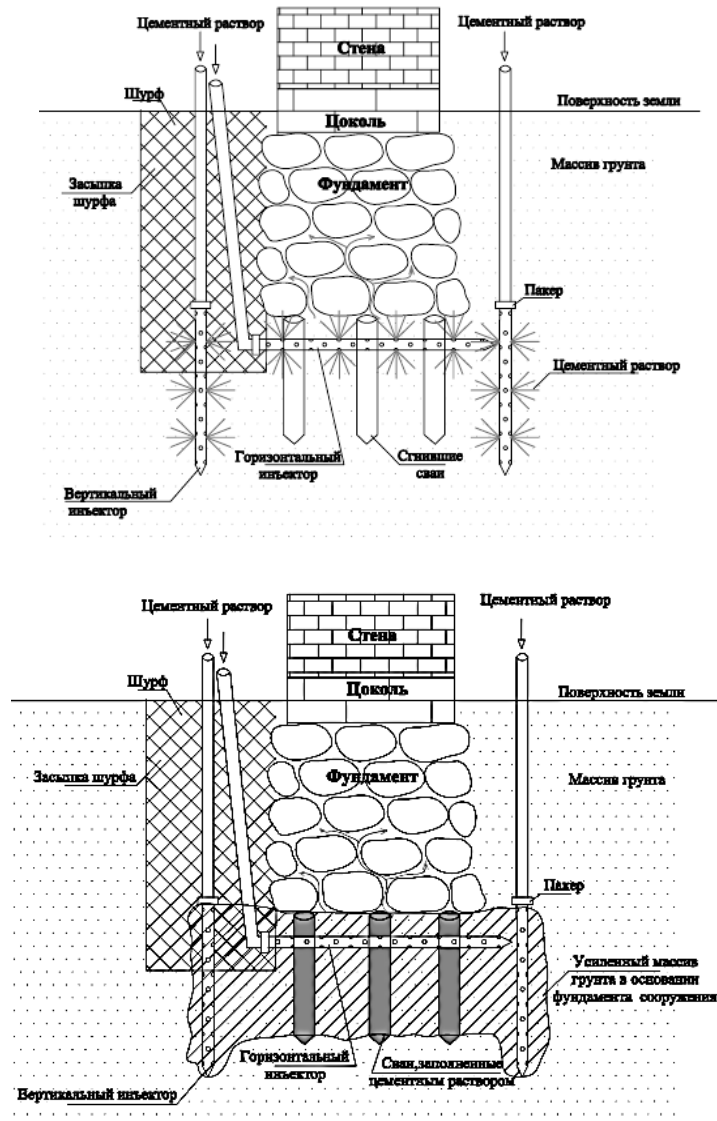


Рис. 79. Технологическая схема инъектирования цементного раствора в грунтовое основание исторических сооружений

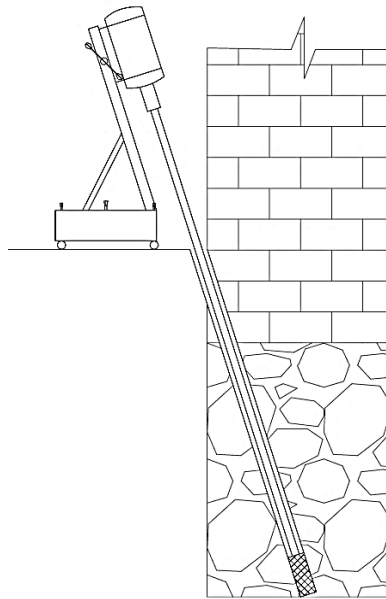


Рис. 80. Бурение наклонных скважин сквозь тело фундамента сооружения

Укрепление грунтов выполняется цементным раствором с водоцементным отношением (В/Ц), равным 0,8 [85].

В состав входит портландцемент М500 (ГОСТ 10178-85) в количестве – 890 кг и вода – 710 л (ГОСТа 23732-79). При инъецировании древнетехногенных грунтов в раствор добавляют жидкое стекло в количестве 1-2% (от веса сухого цемента) для сокращения времени схватывания раствора [8, 31, 42]. При инъецировании песчаных грунтов в качестве пластифицирующей добавки применяют бентонит в количестве 2-5 % от массы цемента [42].

Для приготовления раствора применяется растворомешалка РМ-750 или аналог. Приготовление водоцементного раствора производится непосредственно перед нагнетанием в грунт. Раствор непрерывно перемешивается до момента его поступления в скважину.

Нагнетание водоцементного раствора в грунт осуществляется насосом НБЗ-120/40 или аналогичным, через перфорированные инъекторы, изготавливаемые из труб диаметром 32 мм, с толщиной стенок 3,5 мм. Отверстия в перфорированной части инъекторов круглые, располагаются в четырех направлениях под углом 90° (рис. 81).

Оборудование для нагнетания цементного раствора оснащается манометром ценой деления 0,1 МПа и предельным давлением 1,0 МПа, а также расходомером.

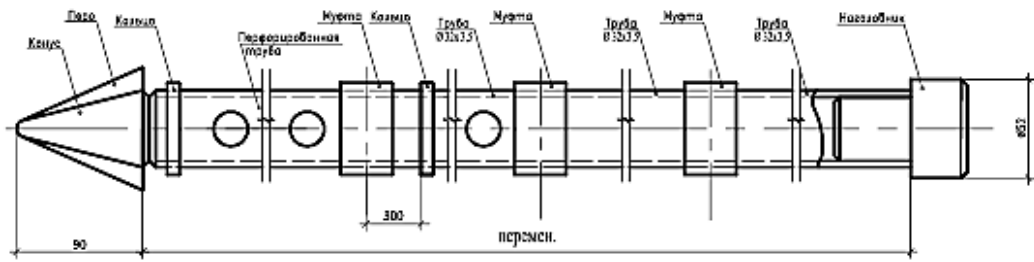


Рис. 81. Конструкция перфорированного иньектора

Погружение иньекторов в грунтовое основание производится с помощью электроперфораторов в предварительно пробуренные скважины диаметром 60 мм. Бурение выполняется с помощью буровых установок УКБ-12/25 и модернизированной ПБС-5 с применением шнеков и лопастных, а также кольцевых колонковых алмазных коронок. Допускается выполнять буровые работы станками с безударным и вибрационным действием.

Бурение вертикальных скважин, а также погружение иньекторов осуществляются на проектную глубину с шагом 0,6 -1,5 м. Расположение скважин уточняется по месту производства работ в зависимости от расположения подземных коммуникаций.

Нагнетание раствора по иньекторам выполняется через один иньектор. Затем производятся иньекционные работы по оставшимся иньекторам вышеуказанной зоны при сохранении той же последовательности.

Нагнетание раствора производят под давлением 0,5 МПа (5 атм) при минимальной скорости подачи раствора до условного отказа. Согласно п. 5.100 Пособия по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) [85] рабочее давление уточняется в ходе производства работ и обычно не превышает 0,2-0,3 МПа. Исходя из опыта работ по укреплению грунтов оснований для исторических сооружений и расчетов, основанных на критериях прочности грунта (Кулона-Мора, Мизеса-Шлейхера-Боткина), а также рекомендациям литературных источников, полученных при данных геологических условиях давление нагнетания закрепляемого раствора нужно увеличивать до 0,5 МПа.

За отказ следует принимать снижение расхода иньекционного раствора до 5-10 л/мин при избыточном давлении раствора у устья скважины, назначаемом проектом. Как правило, избыточное давление у устья скважины при отказе принимается в размере 1-5 кгс/см² [85].

В случае если возникают затруднения с нагнетанием проектного количества раствора в заданную скважину, допускается приостановка нагнетания раствора в интервале до 30 мин с последующим возобновлением работ по нагнетанию в ту же

скважину. В период приостановки работ по нагнетанию раствора в данной скважине допускается выполнение работ по нагнетанию в последующие скважины.

Средний расчетный объем нагнетаемого уплотняющего цементного раствора на 1 п.м. перфорированной части погружаемого иньектора составляет $0,50 \text{ м}^3$.

Если нагнетание проектного количества раствора производится при давлении меньше $0,5 \text{ МПа}$, необходимо продолжать нагнетание до достижения давления $0,5 \text{ МПа}$. При этом объем нагнетаемого раствора не должен превышать проектный более чем в два раза, после чего нагнетание раствора в иньектор прекращается.

Если в процессе нагнетания произойдет прорыв раствора в одну из смежных пробуренных скважин, устье этой скважины тампонируется с помощью инвентарного пакера. Нагнетание раствора в рабочую скважину продолжается до проектного количества, после чего следует сразу же приступить к производству работ по нагнетанию раствора в скважину, в которой произошел прорыв раствора.

После окончания нагнетания раствора в иньектор шаровый кран, установленный на иньекторе, перекрывается и выдерживается в течение 3-х часов, а технологический трубопровод (с креплением к иньектору через быстроразъемное соединение) отсоединяется от иньектора. Затем шаровый кран отсоединяется от иньектора, а оголовок иньектора срезается и тампонируется цементным раствором (рис. 82).

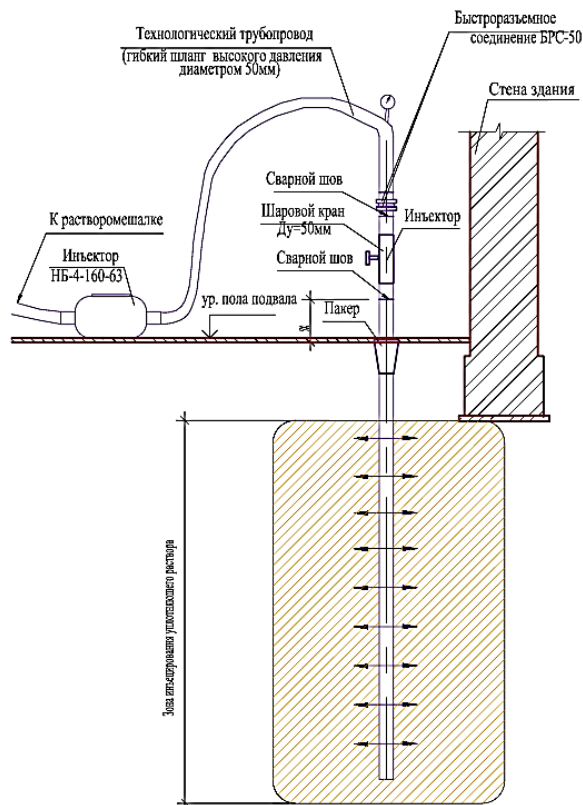


Рис. 82. Технологическая схема нагнетания раствора

Укрепление фундаментов выполняется через наклонные скважины, пробуренные в теле фундамента. Нагнетание инъекционного раствора производится через обтюратор в пробуренную скважину. Работы выполняются с поверхности земли. Расположение скважин, их глубина и угол забуривания уточняется по месту производства работ в зависимости от конструкции фундамента и расположения подземных коммуникаций. Инъекция ведется известково-водоцементным раствором В/Ц+И = 0,8, средний шаг скважин составляет около 1 м, давление нагнетания 0,5 МПа. Диаметр рабочей части скважин – 82 мм.

Инъекция выполняется до практического отказа в поглощении при давлении 0,5 МПа. Если скважина принимает 5 м³ раствора без уменьшения расхода при постоянном давлении, не превышающем давление отказа, равное 0,5 МПа, то она становится на отстой. Через сутки производится перебуривание цементного камня и повторная нагнетание раствора до отказа.

Наличие сведений и теоретических расчетов применимости различных видов инъекции позволяет разработать оптимальную схему инъекции грунтов оснований исторических зданий и сооружений (табл. 20).

Таблица 20

УСЛОВИЯ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ИСТОРИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ						
Разновидность грунта в основании сооружения	Мощность слоя грунта в основании сооружения	Наличие, состояние свай	Вид инъекции	Давление нагнетания, МПа	В/Ц	Добавка к раствору
А - песчаный	II - > 2м	2 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, образование открытых полостей);	<i>Фильтрационная</i> (заполнение раствором полостей от сгнивших свай) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение грунта вокруг инъектора и стенок полостей при заполнении их раствором)	0,4-0,5	0,8-1	Бентонит (2-5% от веса сухого цемента)
		3 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, полости заполнены грунтом и инфлювием)	<i>Фильтрационная</i> (проникание раствора в проницаемые для раствора слои песка) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение грунта вокруг инъектора)			
Б - глинистый	I - < 2м	1 – деревянные сваи, сгнившие < 50% (разложение оголовков и по периметру на остаточной длине свай);	<i>Фильтрационная</i> (заполнение раствором полостей от сгнивших свай) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение стенок полостей при заполнении их раствором) <i>Разрывная</i> (вдоль природных ослабленных зон)	0,5-0,6	0,5-0,6	Без добавок
		2 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, образование открытых полостей);	<i>Фильтрационная</i> (заполнение раствором полостей от сгнивших свай) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение стенок полостей при заполнении их раствором) <i>Разрывная</i> (вдоль природных ослабленных зон)			
		3 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, полости заполнены грунтом и инфлювием)	<i>Разрывная</i> (вдоль природных ослабленных зон)			
	II - > 2м	1 – деревянные сваи, сгнившие < 50% (разложение оголовков и по периметру на остаточной длине свай);	<i>Фильтрационная</i> (заполнение раствором полостей от сгнивших свай) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение стенок полостей при заполнении их раствором) <i>Разрывная</i> (вдоль природных ослабленных зон)			
		4 – свай нет	<i>Разрывная</i> (вдоль природных ослабленных зон)			
В – древнетехногенный грунт	I - < 2м	2 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, образование открытых полостей);	<i>Фильтрационная</i> (заполнение раствором полостей от сгнивших свай, проникание раствора в проницаемые для раствора слои грунта) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение грунта вокруг инъектора и стенок полостей при их заполнении раствором) <i>Разрывная</i> (вдоль ослабленных зон)	0,3-0,4	0,6-0,8	Жидкое стекло (1-2% от веса сухого цемента)
		3 – деревянные сваи, сгнившие >50%, (разложение свай, полости заполнены грунтом и инфлювием)	<i>Фильтрационная</i> (проникание раствора в проницаемые для раствора слои грунта) <i>Уплотнительная</i> (уплотнение грунта вокруг инъектора) <i>Разрывная</i> (вдоль ослабленных зон)			

В Казначейском корпусе прошли 26 шурфов, в них было пробурено 451 горизонтальную скважину длиной от 1,5 м до 10,0 м. Инъекторы в каждом шурфе располагали по веерной схеме (рис. 84). Общий объем закаченного цементного раствора составил 432,9 м³ [91].

Горизонтальные скважины были дополнены вертикальными и наклонными. Вертикальные скважины бурились по периметру внутренних и внешних стен сооружений. Пробурено 365 скважин, объем закаченного раствора составил 451,8 м³. Наклонно погружаемые инъекторы в количестве 24 штук пробурены вдоль северо-западной стены здания и проходящие через наиболее разрушенную часть фундамента в грунты основания.

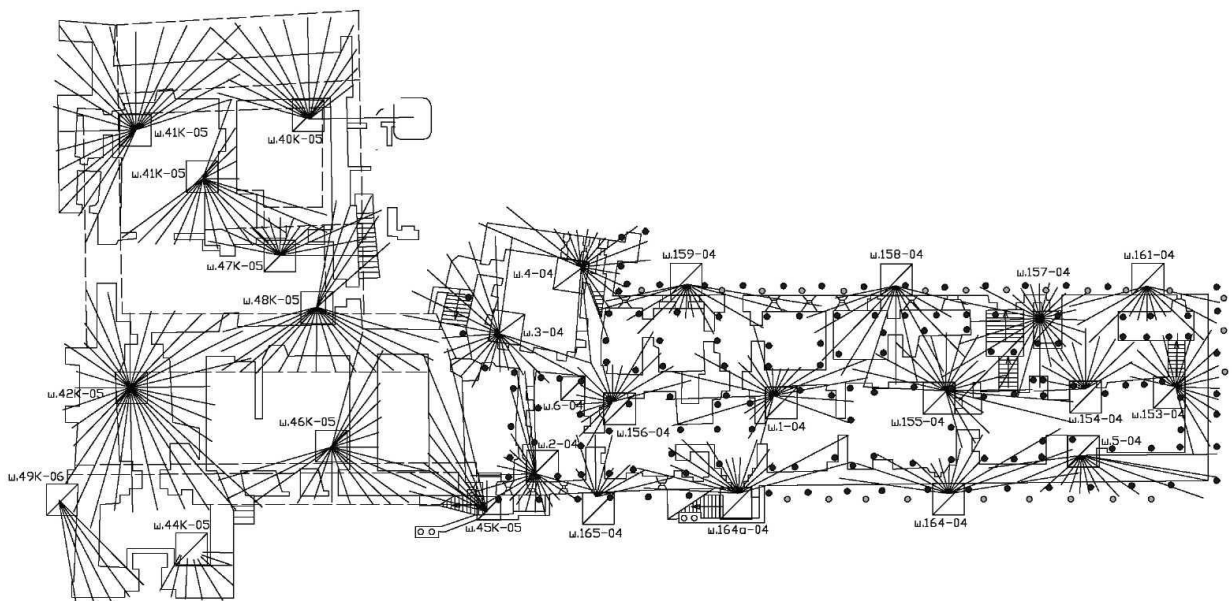


Рис. 84. Схема расположения горизонтальных, вертикальных и наклонных инъекторов в основании Казначейского корпуса

Основание Успенского собора было закреплено горизонтальным инъектированием в два яруса (рис. 85, 86). Первый ярус инъекторов располагался непосредственно под подошвой фундамента, второй – в нижележащих песчаных грунтах. Использование такой технологии объясняется тем, что в основании выявлено неравномерное разрушение свай. Разрушению подверглись оголовки свай и нижняя часть свай в песчаных грунтах. В процессе уплотнения грунтов основания строители пробивали слой покровных суглинков и забивали сваи в аллювиально-флювиогляциальные пески. Попав в зону активного воздушного и водного обмена, нижняя часть сваи быстро подверглась разрушению.

Инъекторы в каждом ярусе располагались по веерной схеме длиной от 3 до 10 м. Общее количество инъекторов составило 530 шт. и пройдено 13 шурфов [93].

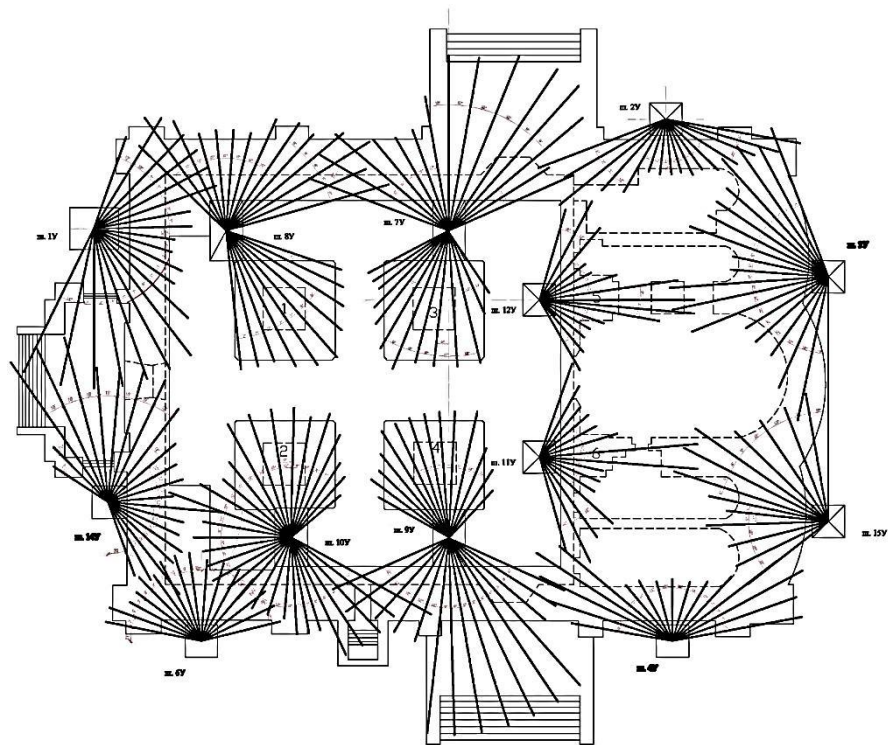


Рис. 85. Схема расположения горизонтальных инъекторов в основании Успенского собора (план)

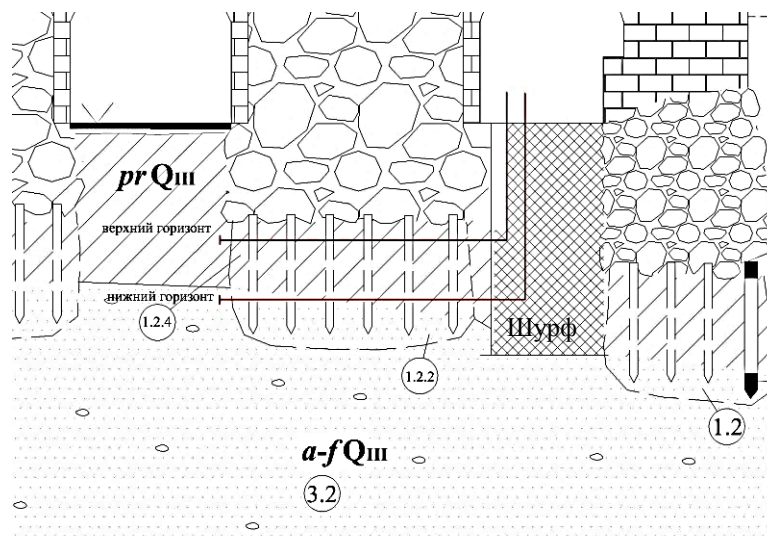


Рис.86. Схема расположения горизонтальных инъекторов в основании Успенского собора (разрез)

Работы по укреплению фундаментов и грунтов оснований оборонительных Южной, Западной и Северной стен выполнялись с применением вертикального и горизонтального инъецирования. Вертикальное инъецирование выполнялось вдоль внешней и внутренней стороны стен, горизонтальное инъецирование выполнялось из шурфов, пройденных вдоль оборонительных стен с внешней стороны, так как с внутренней стороны залегают техногенные насыпные грунты мощностью 3-7 м (рис.87,

88). Наклонное инъецирование было применено для части Западной стены от Келларской до Плотничьей башни. Для данной части стены выявили наличие опрокидывающего момента в сторону склона. Проектным решением было предложено наклонное бурение и последующее инъецирование сквозь тело фундамента с внедрением в нижезалегающие грунты [88].

На Южной крепостной стене для укрепления фундаментов и грунтов оснований было пробурено 298 вертикальных и 220 горизонтальных скважин. На Западной стене – 361 вертикальных, 337 горизонтальных и 410 наклонных скважин. На Северной стене – 215 вертикальных и 172 горизонтальных скважин [89].

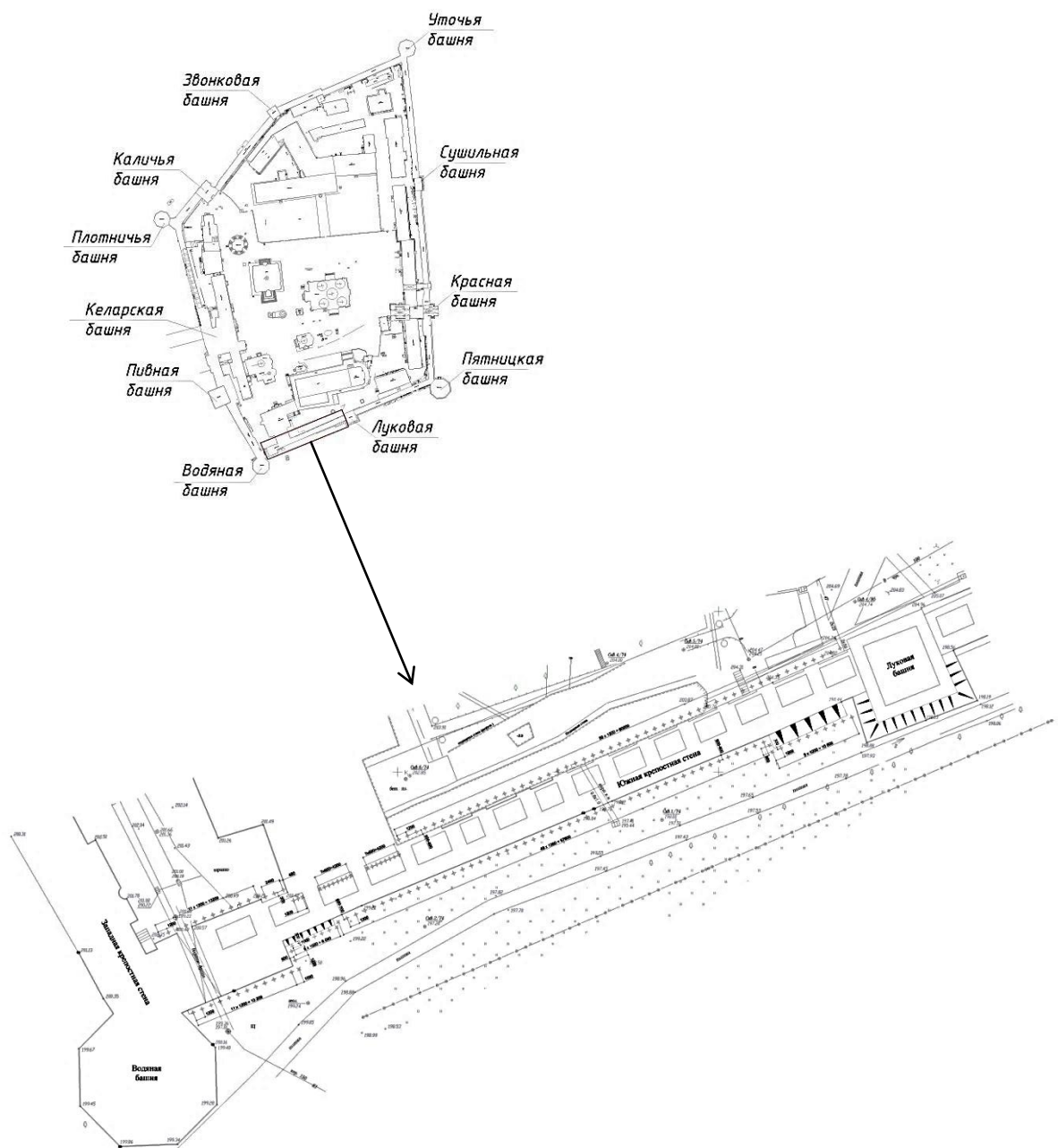


Рис. 87. Схема расположения вертикальных инъекторов в основании Южной стены по пряслу от Водяной башни до Луковой башни

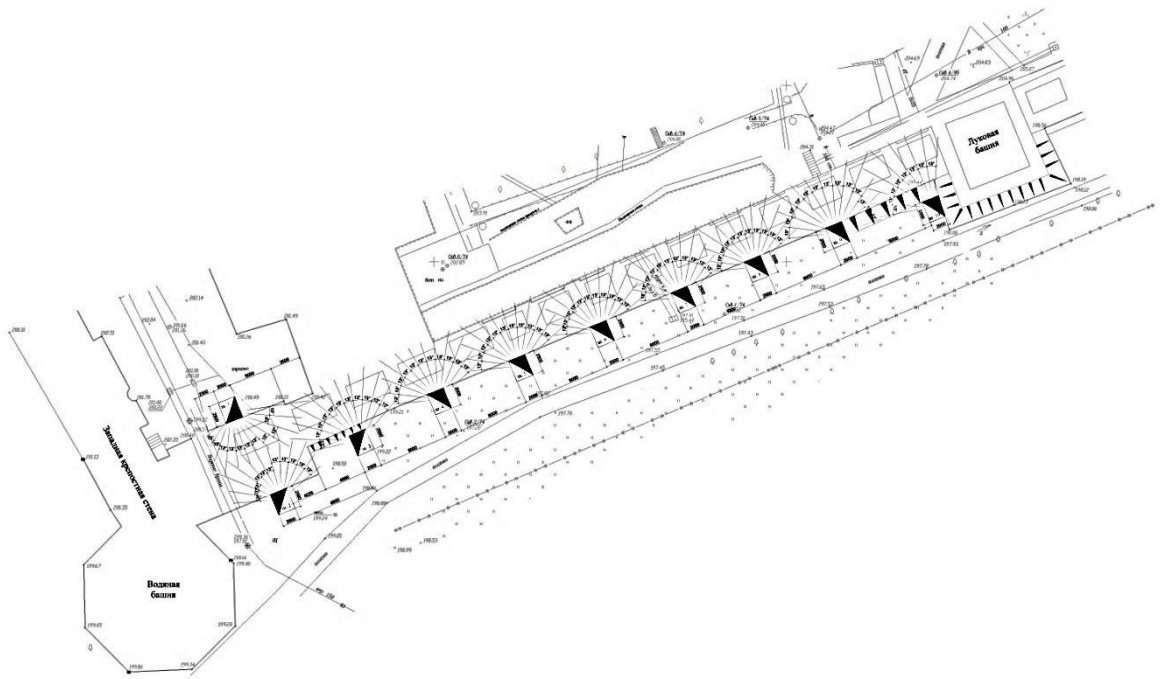


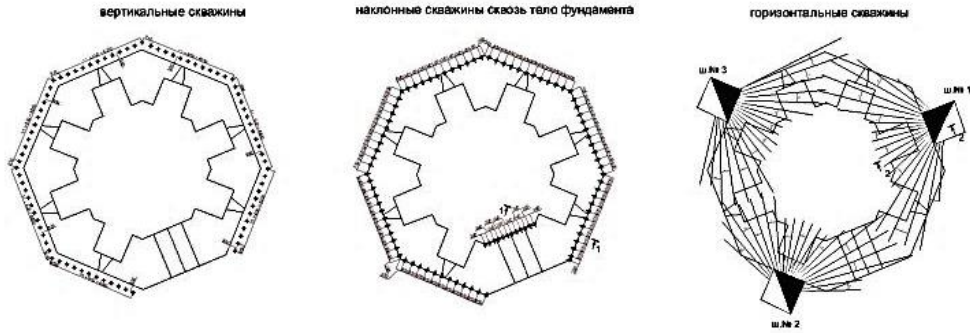
Рис. 88. Схема расположения горизонтальных инъекторов в основании Южной стены по пряслу от Водяной башни до Луковой башни

Укрепление грунтов оснований Водяной, Пятницкой и Плотничьей башен выполнялось с применением горизонтального, вертикального и наклонного инъецирования. Необходимость в использовании наклонного инъецирования связано с тем, что в фундаментах башен имеются большие полости в результате выщелачивания и вымывания межвалунного заполнителя и фундамент имеют большую глубину заложения.

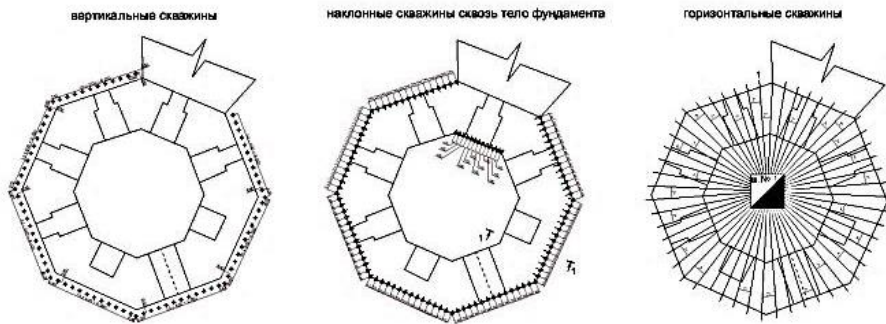
Вертикальное инъецирование выполнялось через вертикальные скважины, пробуренные по внешнему периметру башен (рис. 89). Наклонное инъецирование, также выполнялось по внешнему периметру стен через скважины пробуренные сквозь тело фундамента (рис. 89, 90). Расположение проектных шурфов для выполнения горизонтального инъецирования для каждой башни индивидуально и связано с конструктивными особенностями фундаментов стен. Для Водяной и Пятницкой башен горизонтальное инъецирование осуществлялось из шурфов, пройденных по внешнему периметру стен. Для Плотничьей башни горизонтальное инъецирование основания выполнялось из одного шурфа, расположенного внутри башни (рис. 89).

В Водяной башне было пробурено 83 вертикальных, 93 наклонных и 58 горизонтальных скважин. В Плотничьей - 83 вертикальных, 93 наклонных и 52 горизонтальных скважин. В Пятницкой башне – 101 вертикальных, 112 наклонных и 80 горизонтальных скважин [87].

Водяная башня



Плотничья башня



Пятницкая башня

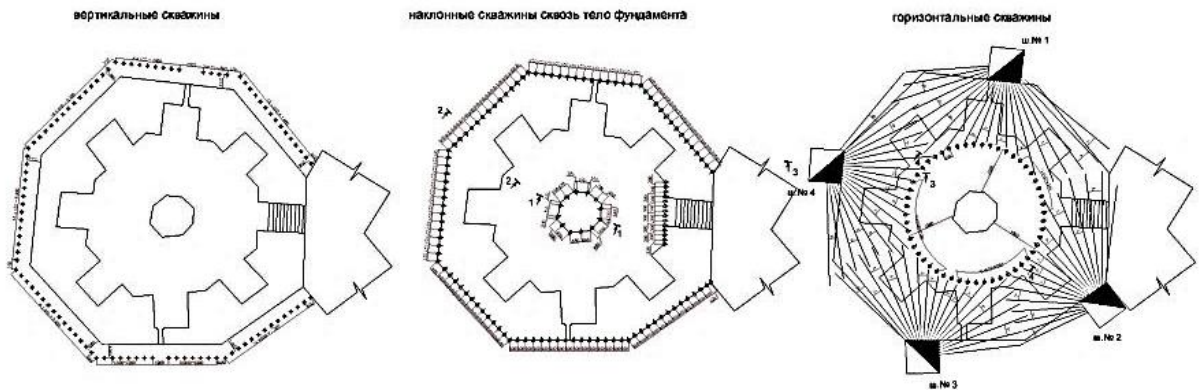


Рис. 89. Схема расположения вертикальных, наклонных и горизонтальных скважин для башен

Водяная башня

Пятницкая башня

Пятницкая башня

Плотничья башня

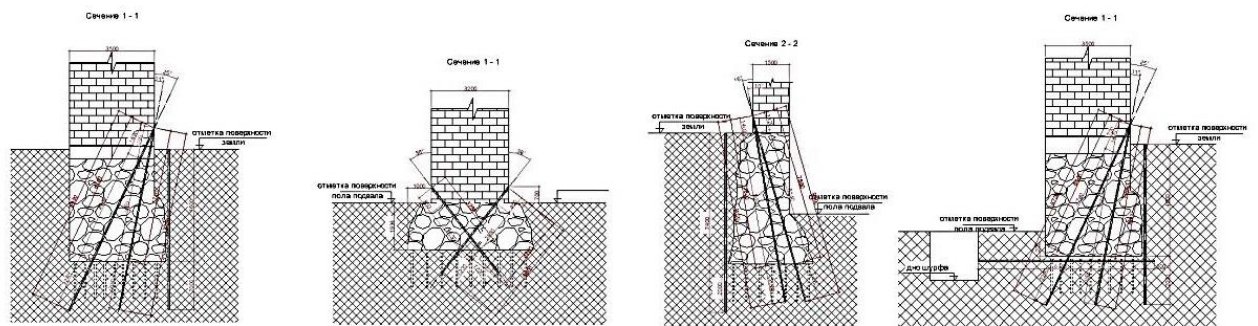


Рис. 90. Схема расположения наклонных скважин сквозь тело фундамента для Водяной, Пятницкой и Плотничьей башен

Укрепление основания библиотечного корпуса МДА проведено с целью повышения несущей способности грунтов основания в связи с увеличением нагрузки на фундаменты и грунты основания здания, вследствие планируемого расширения объема книгохранилища. Проектом предусматривалось создание усиленного массива непосредственно под подошвой фундамента с использованием двух уровней горизонтально погружаемых инъекторов. Первый ярус скважин располагался ниже на 0,3 м подошвы фундамента сооружения, второй ярус ниже на 0,6 м первого яруса скважин (рис. 91, 92). Пройдено 29 шурфов, в которых пробурено 887 скважин длиной от 1 до 8 м и закачено 513 м³ цементного раствора [90].

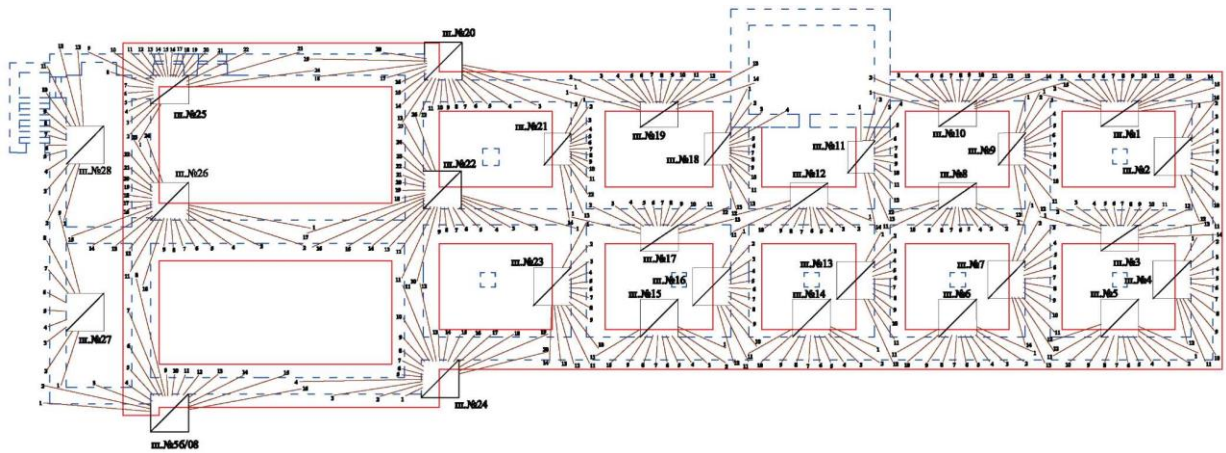


Рис. 91. Схема расположения горизонтальных инъекторов в плане в основании Библиотечного корпуса МДА

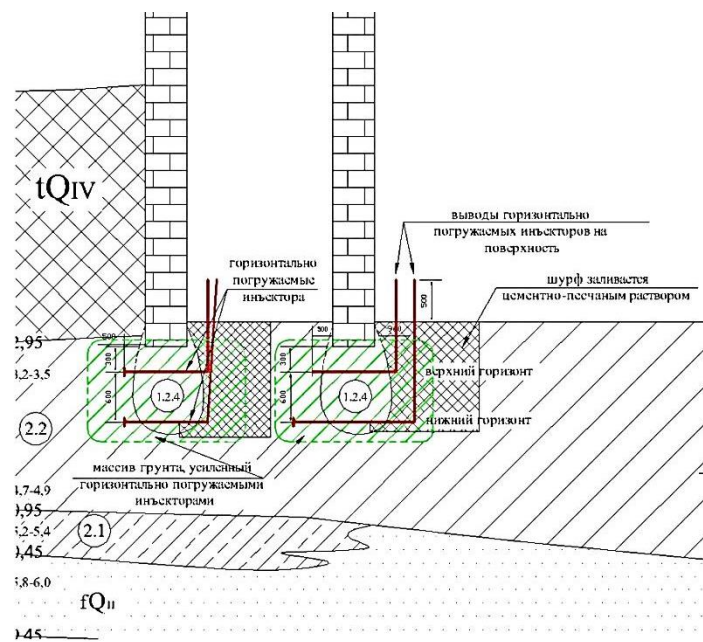


Рис. 92. Схема расположения горизонтальных инъекторов в разрезе в основании Библиотечного корпуса МДА

ГЛАВА 3. КОНТРОЛЬ И ОЦЕНКА КАЧЕСТВА ЗАКРЕПЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ СВЯТО-ТРОИЦКОЙ СЕРГИЕВОЙ ЛАВРЫ

Контроль состояния и эффективности закрепления оснований зданий и сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры выполнялся путем целенаправленной обработки результатов мониторинга природно-технического состояния сооружений Лавры. Обобщали и анализировали результаты геодезических измерений высотного положения ственных реперов, стационарных наблюдений за развитием трещин по стенным маякам, визуального обследования фундаментов и грунтов основания в шурфах, горизонтального и вертикального зондирования.

Анализ полученных данных позволил оценить состояние сооружений, оптимизировать проектные решения, направленные на их закрепление, и сделать выводы о качестве и эффективности выполненного закрепления грунтов оснований исторических сооружений Лавры.

В результате выполненных работ по укреплению оснований, осадки сооружений стабилизировались, воссоздана в основании сооружений первооснова путем заполнения полостей от сгнивших свай и замены их на цементно-каменные, укреплены фундаменты путем заполнения раствором межвалунного пространства, нагрузки от фундаментов переведены на уплотненные грунты основания, воссоздан свайный каркас и увеличена площадь опоры.

3.1 Геодезические наблюдения

Инженерно-геодезические наблюдения обеспечивают информацией, на основе которой можно своевременно выявить начало опасного деформационного процесса, что позволяет оперативно разработать мероприятия по устранению нежелательных явлений.

Для получения информации о деформациях зданий и сооружений Троице-Сергиевой Лавры были установлены ственные репера, грунтовые репера, трещинные маяки.

Наблюдения за осадками сооружений ТСЛ проводятся с 1996 г. Сеть ственных и грунтовых реперов постепенно расширяется.

Нивелирование в различные периоды выполнялось нивелирами Ni-007 (Карл Цейсс, Йена), ЗН2КЛ (УОМЗ), Н05 (ИОМЗ) с использованием двушкальных инварных нивелирных реек длиной 2,1 м [62].

В период с января 1996 по апрель 2009 гг. мониторинг деформаций сооружений на территории Свято-Троицкой Сергиевой Лавры осуществлялся ООО «КИПС-2». Всего

«КИПС-2» было выполнено 32 общих (по всей территории монастыря) и локальных (по отдельным сооружениям) цикла геодезических наблюдений (с 1 по 32 цикл) [62].

С июня 2010 г. и по настоящее время работы проводятся силами проектно-изыскательского отдела Патриаршего Архитектурно-Реставрационного Центра Свято-Троицкой Сергиевой Лавры.

Нивелировка производилась электронным высокоточным нивелиром SDL 30 в комплекте с рейкой кодовой BGS 40. Допустимый температурный диапазон применения прибора от +40С до -20С. Все приборы прошли метрологическую экспертизу и имеют свидетельства о поверках.

Система мониторинга центральной части Свято-Троицкой Сергиевой Лавры включает 3 глубинных репера, заложенных в коренных породах на 13 м ниже дневной поверхности и деформационных марок установленных на стенах сооружений.

Геодезические наблюдения за осадочными марками, установленными на стенах Трапезного Храма, Успенского собора, Казначейского корпуса и других сооружений позволили осуществить контроль за вертикальными перемещениями конструктивных элементов этих сооружений до, в процессе и после укрепления их оснований. Для каждого сооружения были построены схемы величин и скоростей их высотных смещений.

Выполненные работы показали, что скорости деформаций рассматриваемых сооружений после закрепления их оснований существенно уменьшились. Деформации различных частей сооружений стали равномерными или прекратились.

Так, скорости осадок Трапезного Сергиевского Храма до закрепления основания (1996-2004 гг.) изменялись от 0,1-0,4 мм/год в северо-восточной части до 2,9 мм/год в юго-западной части (рис. 93) [72]. После закрепления грунтов основания в установившийся период основная часть сооружения испытывает осадку менее 0,5 мм/год (рис. 94).

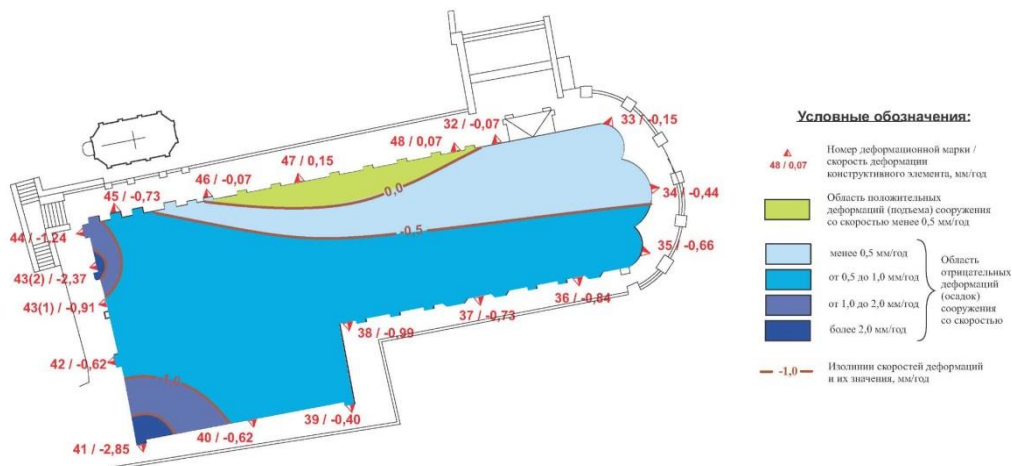


Рис. 93. Схема деформаций конструктивных элементов Трапезного Сергиевского Храма до закрепления основания



Рис. 94. Схема деформаций конструктивных элементов Трапезного Храма в установившийся период после закрепления основания

Скорости деформаций Успенского Собора до закрепления основания (1996-2010 гг.) составляли от 0,5 мм/год в северной до 2 мм/год в южной части сооружения (рис. 95) [72]. После закрепления грунтов основания в установившийся период на основной части сооружения деформации не наблюдаются, за исключением небольших участков, где ее величина составляет менее 0,5 мм/год (рис. 96).

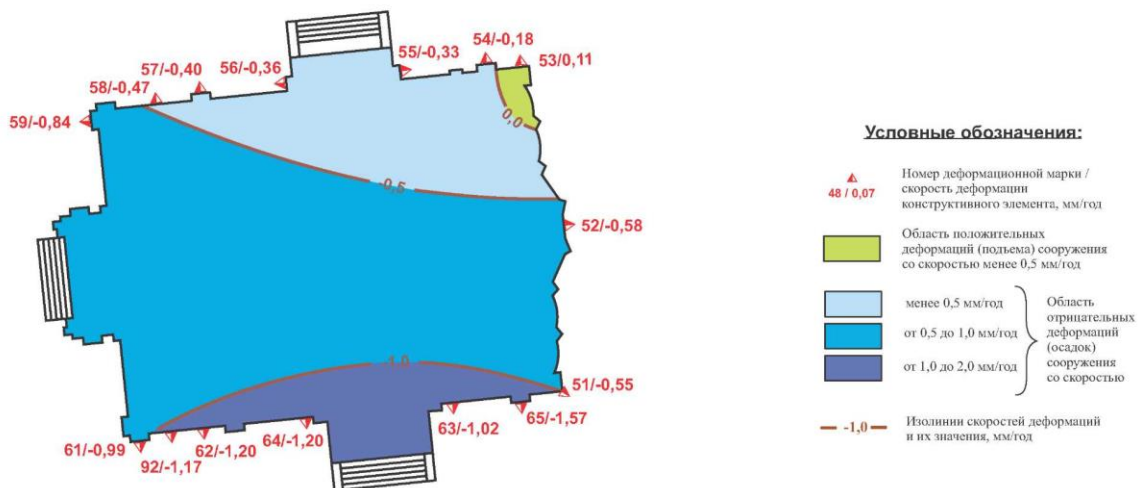


Рис. 95. Схема деформаций конструктивных элементов Успенского собора до укрепления основания

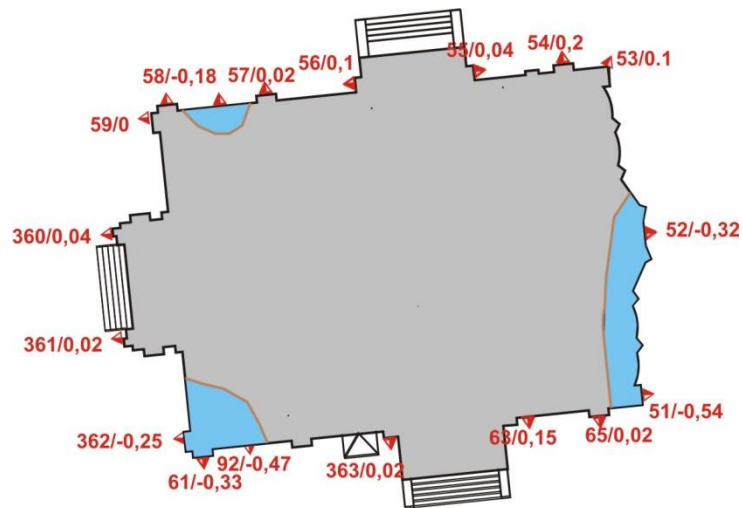


Рис.96. Схема деформаций конструктивных элементов Успенского собора после укрепления основания

Деформации Казначейского корпуса до укрепления его основания (1996-2005 гг.) были неравномерными. Максимальные осадки (1,0-3,2 мм/год) развивались в центральной части сооружения. Скорости деформаций в северной и южной частях Казначейского корпуса составляли от 0,1 до 0,7 мм/год (рис. 97) [72]. Скорости деформаций Казначейского корпуса после закрепления грунтов основания в установившийся период уменьшились, на основной части сооружения составляют менее 0,5 мм/год (рис. 98).

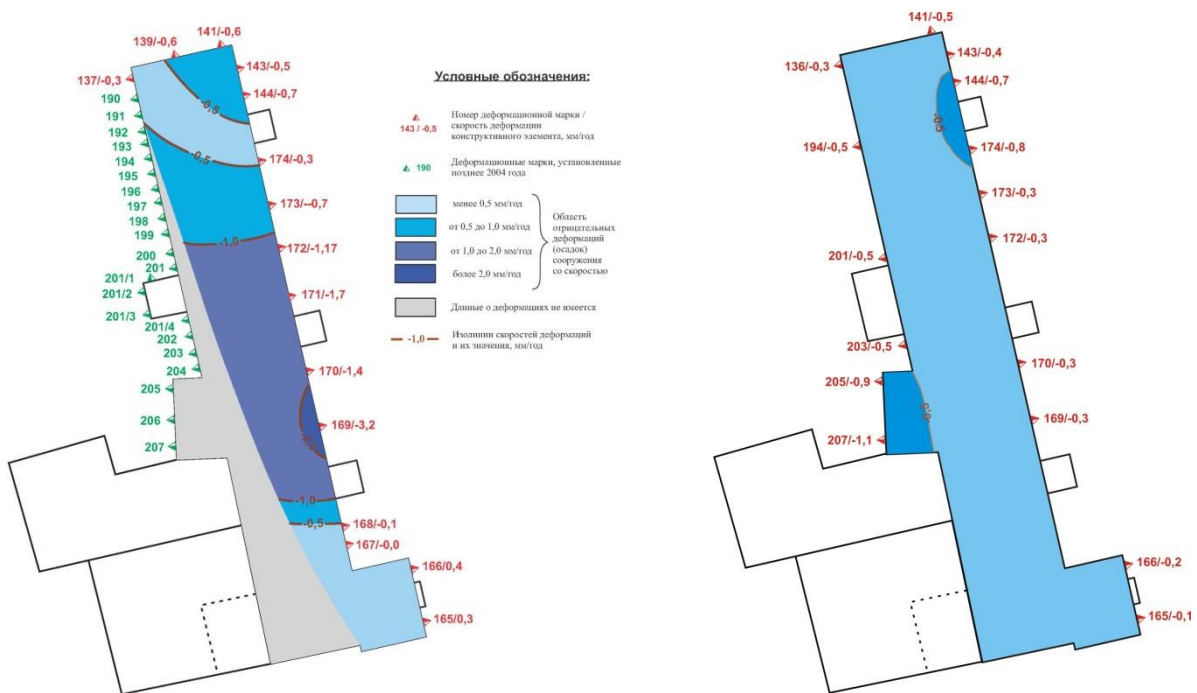


Рис. 97. Схема деформаций конструктивных элементов Казначейского корпуса до закрепления основания

Рис. 98. Схема деформаций конструктивных элементов Казначейского корпуса после закрепления основания

3.2 Стационарные наблюдения за развитием трещин

Для наблюдения за горизонтальными и вертикальными смещениями конструкций сооружений устанавливаются раздвижные стенные маяки на трещины в соответствии с ГОСТ 24846-2012, СТО СРО-С 60542960 00043-2015 (рис. 99). Измерения проводятся с частотой один раз в месяц. Во время проведения работ по укреплению грунтов основания замеры проводятся ежедневно для выявления деформаций конструкций.



Рис. 99. Стенной маяк, установленный на трещину

3.3 Визуальное обследование в шурфах

Проходка проверочных шурфов после закрепления грунтов основания и визуальное обследование в них является наиболее эффективным методом изучения состава и состояния грунтов основания, фундаментов, степень и качества заполнения полостей от сгнивших свай цементным раствором, их размеров. Проверочные шурфы проходят на глубину не менее 1,0 м ниже подошвы фундамента. С помощью подкопа под подошву фундамента исследуют структуру свайного поля [60].

Визуальный осмотр шурфов в Трапезном Сергиевском храме показал, что цементным раствором заполнились пустоты, полости и трещины в валунном фундаменте. Зацементированные полости от сгнивших свай начиная от подошвы фундамента образовали непрерывное соединение между фундаментом и грунтом основания. В песчаных грунтах было пройдено 2 шурфа: в одном вскрыли 3 «цементные» сваи видимой длиной 0,6 м и диаметром 0,2 м, расстояние между сваями - 0,2-0,3 м (рис. 100). Во втором шурфе вскрыли сваю длиной 0,9 м, диаметром в верхней части - 0,20 м, в нижней

– 0,12 м. С двух сторон от данной сваи, на расстоянии примерно 0,25-0,30 м, вскрыли два горизонтальный инъектора (рис. 101). Горизонтальные инъектора и свая связаны между собой «языками» цементного камня. Под соседней стеной вскрыли 3 горизонтальных инъектора. Вокруг инъекторов образовались «цилиндры» из цементного камня. Диаметры инъекторов составили соответственно 17 см, 12 см и 15 см. Вблизи инъекторов прожилков цементного камня обнаружено не было [25, 52].

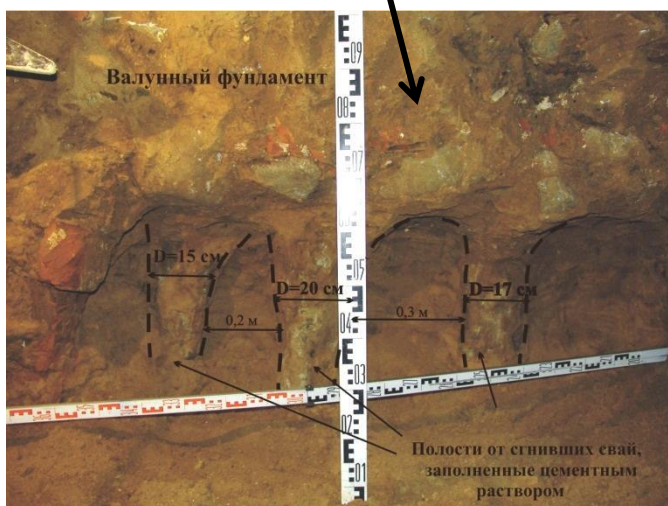
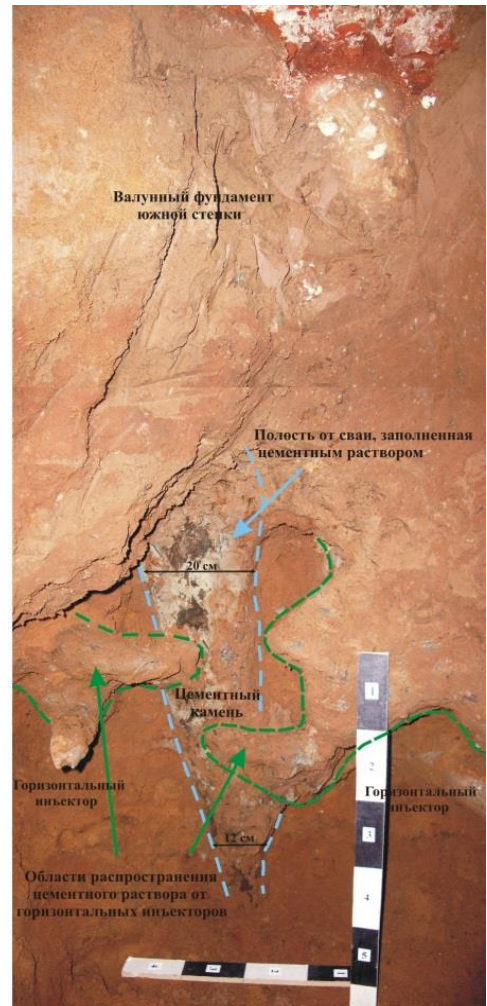
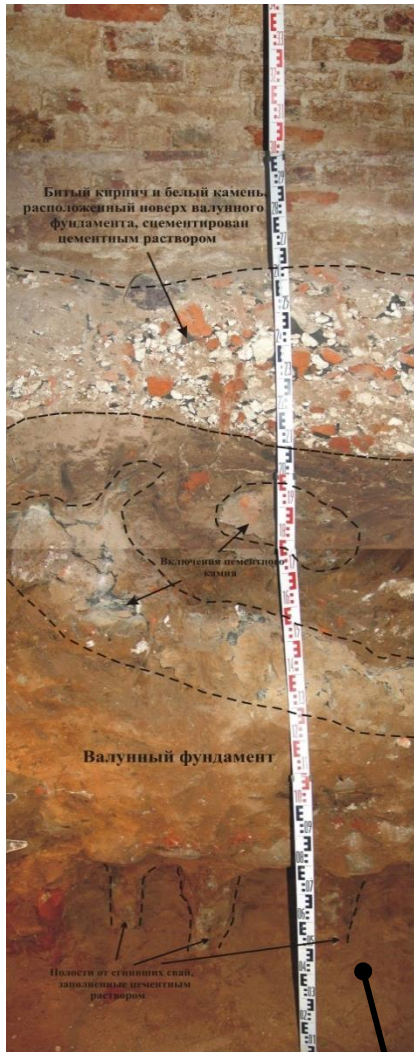


Рис. 101. Полость от сгнившей сваи в песчаных грунтах, заполненная цементным раствором

Рис. 100. Проверочный шурф, пройденный в песчаных грунтах в Трапезном Сергиевском храме

В суглинках вскрыли сваю видимой длиной 0,65 м, диаметром в верхней части – 0,20 м, в нижней 0,12 м, прожилки цементного камня и включения цементного камня размером 15 см (рис. 102). При зачистке одного из горизонтальных инъекторов вскрыли две изломанные ветви цементного камня исходящие от инъектора. Ширина ветвей составляет около 10 мм. Первая ветвь расположена слева от инъектора, имеет длину 45 см, вторая ветвь расположена справа и отходит от инъектора на расстояние 20 см. Также в суглинистом грунте наблюдались вертикальные «линзы» цементного камня длиной около 1 м и шириной 3-4 см (рис. 103) [25, 52].

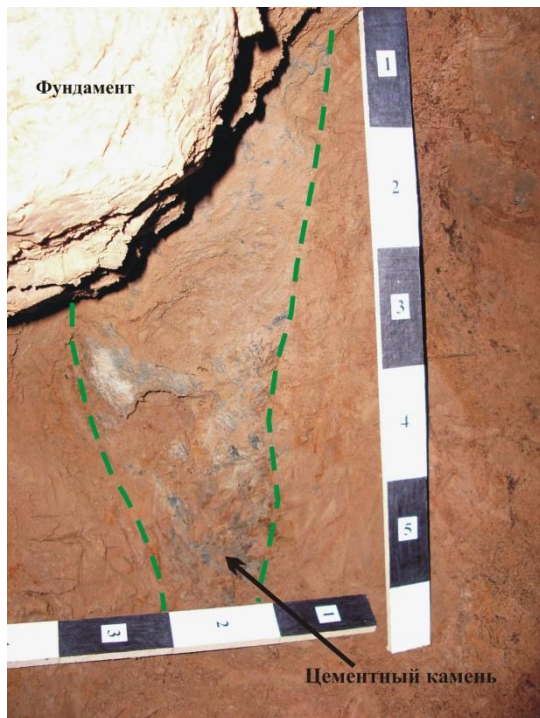


Рис. 102. Полость от сгнившей сваи в суглинках, заполненная цементным раствором

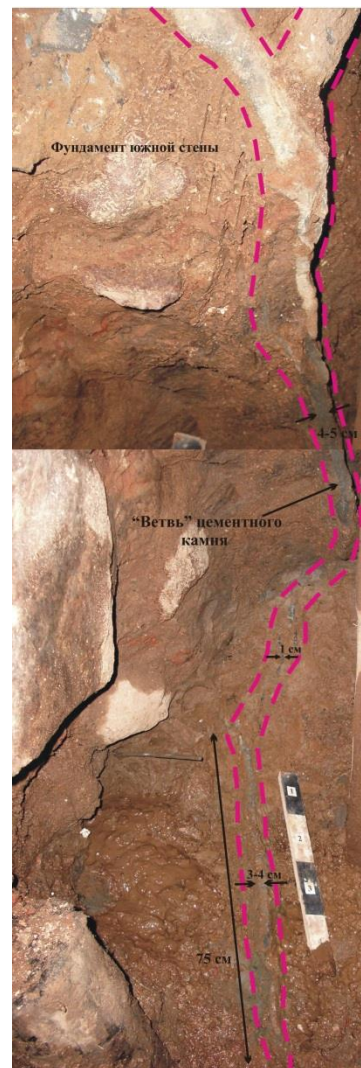


Рис. 103. «Линза» цементного камня в проверочном шурфе

В результате обследования Казначейского корпуса после работ по закреплению выяснилось, что цементный раствор после нагнетания через горизонтальные инъектора закрепил битый кирпич и валуны фундамента, а также заполнил полости от сгнивших свай. Обследование шурфа в суглинках выявило наличие образовавшейся после нагнетания через вертикальную скважину линзы затвердевшего цементного раствора длиной 50 см, шириной 5 см. В техногенном грунте, представленном супесью пластичной, слабозаторфованной, с примесью органических веществ, осмотр шурфа показал цементацию отдельных прослоев супеси, образование цилиндра из цементного камня толщиной от 2 до 10 см вокруг горизонтального инъектора [25, 52].

3.4 Зондирование

Изучение структуры свайного поля, свойств и состояния грунтов основания исторического сооружения до и после инъекционного закрепления производится с помощью ручных зондов РЗГ-2, РЗГНС, РЗГД-3, для глубокого горизонтального или наклонного статического и динамического зондирования грунтов [60].

Ручной зонд в соответствии с ГОСТ 19912-81, СП 11-105-97 и МДС 11-17.2004 предназначен для определения угла внутреннего трения, сцепления, модуля деформации грунта, показателя текучести глинистого грунта.

Из шурфов, пройденных ниже подошвы фундамента сооружения, выполняется веерное или параллельное горизонтальное статическое или динамическое зондирование грунтов основания с отбором или без отбора исследуемого материала (грунт, дерево, цементный камень) [27].

Изменяя углы наклона зондирования и прокладывая их «веерообразно», исследуемый объем грунтового основания можно расширить до необходимых пределов.

Для динамического и статического зондирования используется зонд диаметром 14 мм с углом при вершине 60 градусов. Статическое горизонтальное зондирование выполняется с помощью установки РЗГНС, где зонд винтовым домкратом задавливается в грунт (рис. 104). Давление измеряется манометром МТК на 10 атм. В процессе вертикального динамического зондирования установкой РЗГД-3 забивка зонда выполняется вручную молотом массой 2,0 кг, сбрасываемый с высоты 1 м, при горизонтальном динамическом зондировании – молотом в 4 кг (рис. 105) [40].

Результаты зондирования обрабатываются по прилагаемым соответствующим разработанным методикам.

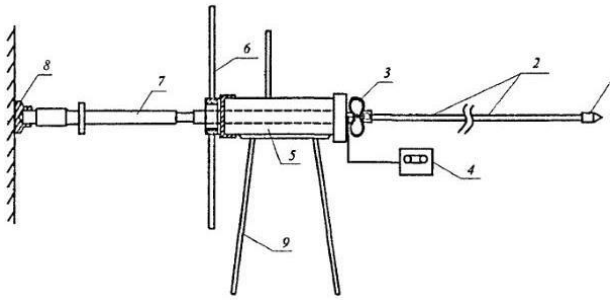


Рис. 104. Схема устройства для горизонтального и наклонного статического зондирования грунтов РЗГНС: 1 – конический наконечник, 2 – штанга, 3 – пружинный динамометр, 4 – записывающее устройство, 5 – винтовой домкрат, 6 – рукоятка вращения винтового домкрата, 7 – раздвижной телескопический упор, 8 – пята, 9 – опорная часть.

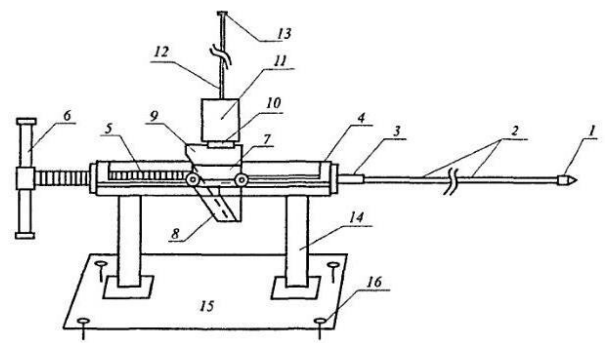


Рис. 105. Схема устройства для горизонтального динамического зондирования грунтов РЗГД-3: 1 – конический наконечник, 2 – штанга, 3 – направляющая муфта, 4 – корпус, 5 – винтовой домкрат, 6 – рукоятка вращения домкрата, 7 – каретка, 8 – обойма каретки, 9 – клин, 10 – наковальня, 11 – гиря, 12 – штанга-стойка, 13 – гайка ограничитель, 14 – опора, 15 – платформа, 16 – анкер.

По графикам, построенным по результатам испытаний грунтов выполненных до закрепления грунтов основания, хорошо просматриваются участки, свидетельствующие о наличии ослабленных зон, пустот от частично или полностью сгнивших деревянных свай. Проекция на план сооружения трас зондирования выявляют параметры свайного поля, схему забивки, средний диаметр свай, расстояния между ними.

Зондирование, выполненное после инъекционного закрепления в проверочных шурфах, позволяет оценить свойства закрепленного основания сооружения, выявить, заполнились ли пустоты от сгнивших свай цементным раствором, отследить распространение цементного камня в грунтах основания, а также сравнить полученные результаты зондирования с данными, собранными до закрепления грунтов.

Результаты зондирования выполненные после закрепления показали, что сопротивление зондированию грунтов основания значительно возросло, и во многих случаях зонд на разных глубинах упирался в образовавшиеся при инъекции включения цементного камня.

По графикам зондирования было установлено, что сопротивление грунтов в Казначейском корпусе в среднем возросло в 2-2,5 раза (рис. 106) [52].

В Трапезном Сергиевском храме проведенное динамическое зондирование в песчаных грунтах показало, что полости от сгнивших свай, которые удалось подсесть зондами, заполнены цементным раствором полностью, начиная от подошвы фундамента. [52, 55, 75].

Сопоставление графиков первоначального и повторного зондирования выявило увеличение сопротивления зондированию суглинков, подстилающих фундамент, в

среднем в 1,5 раза. Сопротивление грунтов резко возрастает и достигает 8 МПа (рис. 107).

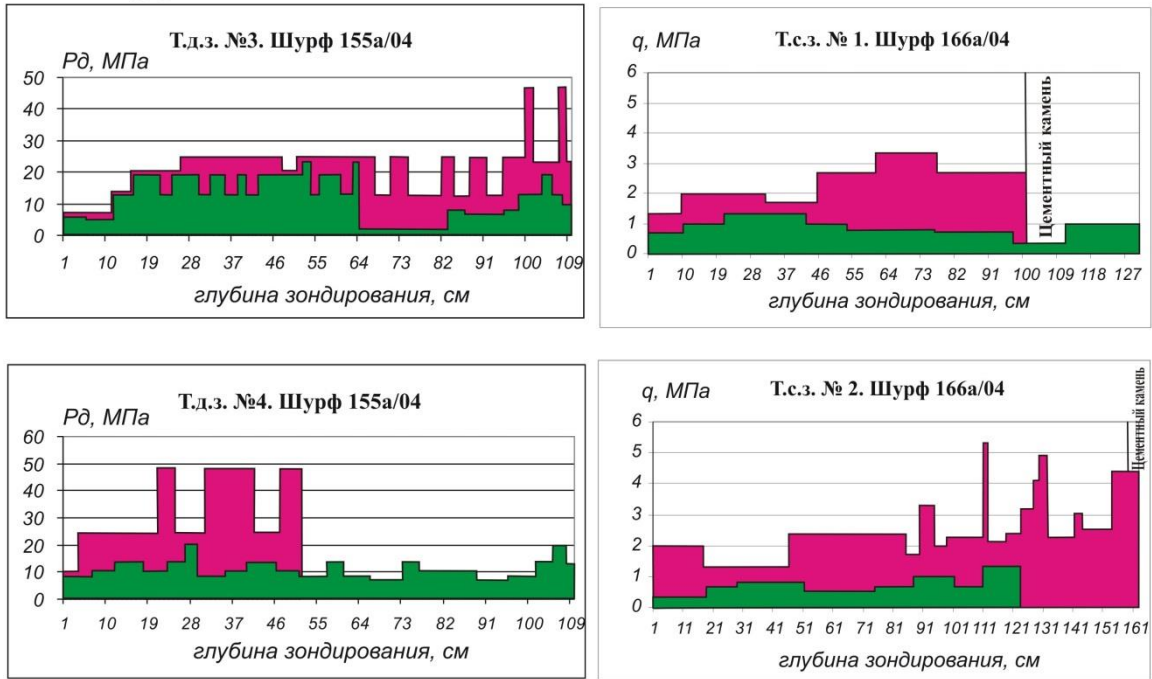


Рис.106. Графики горизонтального динамического и статического зондирования до и после укрепления грунтов основания Казначейского корпуса

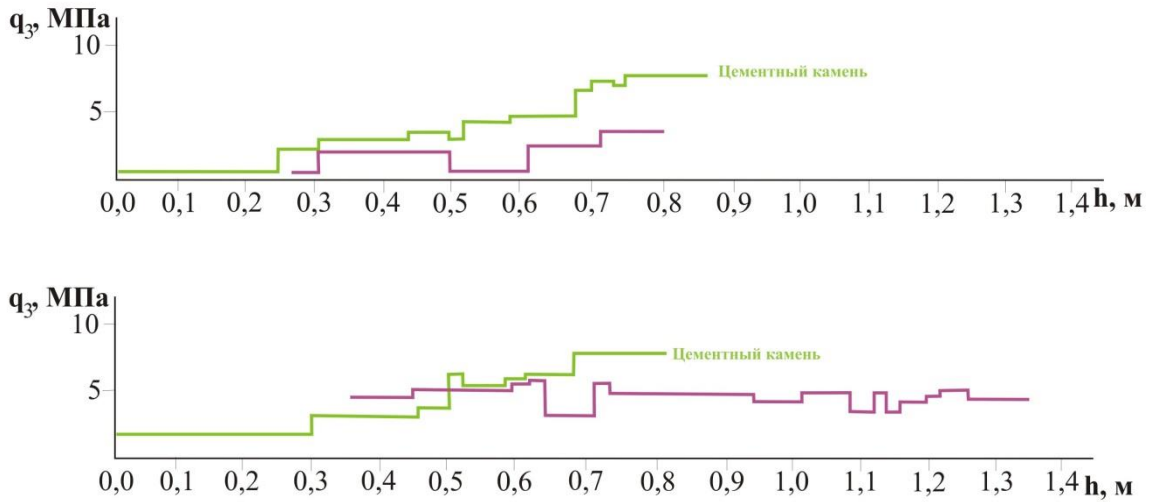


Рис. 107. Графики горизонтального статического зондирования в суглинках до и после укрепления грунтов основания Трапезного Сергиевского храма

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные научные и практические результаты диссертационной работы позволили следующее.

1. Дополнить и обобщить сведения об инженерно-геологических условиях Свято-Троицкой Сергиевой Лавры, в частности:
 - построить карту фактического материала, полученного для Лавры и прилегающих территорий;
 - выполнить палеогеографическую реконструкцию части территории Лавры с построением карты первоначального рельефа;
 - построить карту изолиний высот современного рельефа Лавры;
 - уточнить особенности литологического состава и условий залегания различных генетических типов отложений;
 - построить основные инженерно-геологические разрезы через территорию Лавры, характеризующие условия залегания грунтов;
 - построить карту мощности техногенных отложений и оценить их влияние на состояние сооружений;
 - построить карту мощности покровных отложений и оценить влияние мощности слоя на сохранность деревянных свай в основании сооружений Лавры;
 - определить значения показателей свойств грунтов и выделить в разрезе геологических отложений Лавры 25 инженерно-геологических элементов;
 - построить карту глубин распространения вод верховодки на территории Лавры;
 - исследовать режим грунтовых вод, а также нижележащих аллювиально-флювиогляциального и мелового водоносных горизонтов;
 - для отдельных исторических сооружений определить структуры и состояния свайных полей в грунтах оснований сооружений.
2. Исследовать направления и величины деформаций многих исторических сооружений Лавры.
3. Определить причины деформаций ряда исторических сооружений Лавры.
4. Используя методы горизонтального и вертикального зондирования грунтов выявить структуру свайных полей в основании ряда сооружений Лавры и состояние деревянных свай.
5. Рассчитать для ряда оснований сооружений Лавры величины потенциальной и фактической свайной пустотности.

6. Определить свойства межсвайных целиков грунта и их пространственную изменчивость.
7. Выполнить типизацию инженерно-геологических условий ряда оснований исторических сооружений Лавры, обеспечивающую их эффективное укрепление.
8. Провести анализ методов укрепления оснований и фундаментов исторических сооружений и определить оптимальный вариант метода.
9. Выполнить анализ особенностей фильтрационного, разрывного и уплотняющего типов воздействия инъекционного метода укрепления грунтов оснований сооружений Лавры.
10. Рассчитать графики зависимости давления разрыва от типа грунта и глубины инъектирования.
11. Рассчитать зависимости коэффициента фильтрации K_f грунта (м/сут) от водоцементного отношения (В/Ц) раствора и коэффициента проницаемости K_p (дарси).
12. Рассчитать зависимость объема раствора, инъектируемого в песчаные грунты, от длины инъектора (на примере Трапезного Сергиевского Храма).
13. Разработать и реализовать технологические схемы укрепления грунтов оснований ряда исторических сооружений Лавры.
14. Выполнить контроль качества укрепления оснований исторических сооружений методом инъектирования с помощью ручных зондов РЗГ-2, РЗГНС, РЗГД-3 для глубокого горизонтального или наклонного статического и динамического зондирования грунтов.
15. Разработать структуру системы пунктов получения информации о деформациях исторических сооружений лавры.
16. Организовать и использовать мониторинг деформаций сооружений лавры для оценки качества реализованных управляющих решений, обеспечивающих закрепление грунтов оснований исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры, и дальнейшее совершенствование методов закрепления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аббуд М. Геотехническое обоснование стабилизации осадок фундаментов с помощью инъекционного закрепления грунтов: дис. канд. тех. наук: 05.23.02 / Аббуд Мухаммед. – СПб, 2000. - 163 с.
2. Адамович А.Н. Закрепление грунтов и противодиффузионные завесы. - М.: Энергия, 1980. - 319 с.
3. Арабаджян И.Р. Оптимальная крупность составляющих инъекционных растворов при цементации песчаных грунтов и раздельном бетонировании // Гидротехническое строительство. - 1969. - №11. - С. 21–25.
4. Баженов Ю.М. Высокопрочный мелкозернистый бетон для армирования конструкций. - М.: Стройиздат, 1963. - 127 с.
5. Балдин В. И., Манушина Т.Н. Троице-Сергиева Лавра. Архитектурный ансамбль и художественные коллекции древнерусского искусства XIV-XVII вв. - М.: Наука, 1996. – 552 с.
6. Балдин В.И. «Пояснительная записка к материалам обследования Успенского Собора 1952 года. Деформации собора. Стенопись». – М, 1952.
7. Балдин В.И., Троице-Сергиева лавра. - М., 1958. – 37 с.
8. Банник Г.И. Техническая мелиорация грунтов. - 2-ое изд., перераб. и доп. - Киев: Вища школа, 1976. - 300 с.
9. Богомолов В. А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов: дис. канд. тех. наук. - Екатеринбург, 2002. -120 с.
10. Бондарев М.В. Эволюция инженерно-геологических условий исторических территорий на примере памятников русской архитектуры XV-XVIII вв.: дис. канд. геол.-мин. наук: 25.00.08 / Бондарев Михаил Викторович. - М., 2005. – 138 с.
11. Бондарик Г.К., Комаров И.С., Ферронский В.И. Полевые методы инженерно-геологических исследований. - М.: Недра, 1967. – 371 с.
12. Бражник И.А., Николаева С.К., Бакулин А.А. Состав и свойства техногенных грунтов культурного слоя территории Троице-Сергиевой Лавры. Сборник трудов 1-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2002 г. С. 32-37.

13. Воронкевич С.Д. Основы технической мелиорации грунтов. - М.: Научный мир, 2005. - 504 с.
14. Галай Б.Ф., Столяров В.Г. Шнековый способ глубинного уплотнения грунтов и устройства буронабивных свай // Промышленное и гражданское строительство. - 2000. - №10. - с. 23-24.
15. Голубев К. В. Усиление оснований фундаментов нагнетаемых несущими элементами: дис. канд. тех. наук: 05.23.02 / Голубев Константин Викторович. - Пермь, 2006. – 220 с.
16. Гончарова Л.В. Основы искусственного улучшения грунтов. – М.; Изд-во МГУ, 1973. – 268с.
17. Грунтоведение. Под ред. Трофимова В.Т. - М.: Наука, 2005. - 1024 с.
18. Демкин И.А. Механизм процесса снижения несущей способности грунтов оснований памятников русской архитектуры: дис. канд. геол.-мин. наук: 25.00.08 / Демкин Игорь Анатольевич. - М., 2001. – 142 с.
19. Дмитриев В.В. Исследования инженерно-геологических условий памятников истории и культуры. Сборник докладов. Церковные древности. - М., 1999. - С. 177-195.
20. Дмитриев В.В. Оценка инженерно-геологических условий реставрации исторических сооружений. Сборник докладов 5-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». - Сергиев Посад: 2012. - С.45-50.
21. Дмитриев В.В. Филимонов С.Д. Причины деформаций и укрепление оснований исторических сооружений методом горизонтального инъецирования. Сборник трудов 4-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». - Сергиев Посад: 2009. - С. 214-219.
22. Дмитриев В.В., Казурова Н.Н.. Результаты изучения грунтового основания Успенского собора Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник трудов 3-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». - Сергиев Посад: 2006. - С. 106-108.
23. Дмитриев В.В., Кугушева И.В. Инженерно-геологические условия деформаций сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник докладов IX

- Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле». - М.: 2009.
24. Дмитриев В.В., Кугушева И.В. Метод и результаты повышения несущей способности оснований исторических сооружений. Сборник трудов 5-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Нижний Новгород: 2012. - С. 188-195.
 25. Дмитриев В.В., Кугушева И.В. Методика и результаты закрепления грунтов оснований исторических сооружений // Инженерные изыскания. - 2009. - №1. - С. 58-61.
 26. Дмитриев В.В., Кугушева И.В. Укрепление грунтов основания исторических сооружений// Изв. вузов Геология и разведка. - 2013. - №2. - С. 55-62.
 27. Дмитриев В.В., Кугушева И.В., Заботкина Л.В., Маркова Н.Б., Зубкова Н.Н. Оценка структуры и свойств оснований исторических сооружений. Сборник тезисов 2-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2003. - С.80-82.
 28. Дмитриев В.В., Никишина Т.А. Комплексный мониторинг параметров состояния исторических сооружений Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник тезисов 6-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2015. - С.117-118.
 29. Дмитриев В.В., Шмакин Е.М., Абасов Р.У., Коренева С.Л., Чайкин А.А., Эппель Д.И.. Конструктивные особенности и инженерно-геологические условия Трапезной Троице-Сергиевой Лавры. Сборник трудов 1-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». - Сергиев Посад: 2000. - С. 177-185.
 30. Драновский А.Н. Предельное давление на стенки цилиндрической скважины // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. - №5. - С.22-25.
 31. Дубровский В.В., Керченский М.М., Плохов В.И., Ряполова В.А., Сиднев Я.А. Справочник по бурению и оборудованию скважин на воду. - 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1972. – 512 с.
 32. Заключение инженерно-геологические условия Библиотечного корпуса Московской Духовной Академии. - Сергиев Посад, ПАРЦ СТСЛ, 2008.

33. Заключение о результатах оценки состояния северного прясла Западной крепостной стены от Переходного корпуса до Плотничьей башни и фрагмента Северной стены от Плотничьей башни до Каличьей башни Ансамбля Троице-Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад, ПАРЦ СТСЛ, 2014.
34. Заключение об инженерно-геологических условиях гостиничного флигеля Старой Лаврской гостиницы Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2007.
35. Заключение об инженерно-геологических условиях и состоянии фундаментов северной части Казначейского корпуса Свято-Троицкой Сергиевой Лавры (2 т.). - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2004.
36. Заключение об инженерно-геологических условиях Михеевской церкви Троице-Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад: МГГА, 1994.
37. Заключение об инженерно-геологических условиях территории Пафнутьевской гостиницы Свято-Троицкой Сергиевой Лавры по адресу: Московская область, г. Сергиев Посад, проспект Красной Армии 127-а. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2007.
38. Заключение об инженерно-геологических условиях Торговых рядов Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2008.
39. Закрепление и уплотнение грунтов. - Л.: Энергия, 1973. – 415 с.
40. Зубкова Н.Н. Оценка качества и повышение эффективности инженерно-геологической информации при зондировании грунтов: дис. канд. геол.- мин. наук: 25.00.08 / Зубкова Наталья Николаевна. - М., 2007. – 136 с.
41. Ибрагимов М.Н. Закрепление грунтов цементными растворами // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2005. - №2. - С.24-28.
42. Инъекционное упрочнение горных пород. Под ред. Ю.З. Заславский, Е.А. Лопухин, Е.Б. Дружко, И.В. Качан. - М.: Недра, 1984. - 176 с.
43. Камбефор А. Инъекция грунтов: Пер. с франц. - М.: Энергия, 1971. - 334 с.
44. Клейн Г.К., Дорошкевич Н.М., Смиренин П.П.. Основание и фундаменты. - 3-е изд., перераб. и доп. - М.: Высшая школа, 1967. - 264 с.
45. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. - 4-ое изд., перераб. и доп. - М.:ВНИИТПИ, 2000. - 318 с.
46. Котов В.Ю. Инженерно-геологическая типизация исторических природно-

- технических систем (на примере памятников архитектуры центра европейской части России): дис. канд. геол.-мин. наук: 25.00.08 / Котов Валерий Юрьевич. - М., 2001. – 143 с.
47. Кугушева И.В. Взаимодействие грунта с инъецируемым раствором при закреплении грунтов оснований исторических сооружений. Сборник тезисов 4-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2009. - С. 99-101.
48. Кугушева И.В. Влияние деформаций деревянных свай на технологию закрепления оснований исторических сооружений. Материалы Научной конференции «Молодые – наукам о Земле». - М.: 2008. - С. 130.
49. Кугушева И.В. Восстановление несущей способности грунтов основания Казначейского корпуса в Свято-Троицкой Сергиевой Лавре // Изв. вузов Геология и разведка. - 2008. - №5. - С. 73-75.
50. Кугушева И.В. Инженерно-геологические основы закрепления оснований исторических сооружений по методу «Геокомпозит». Сборник тезисов докладов Научной конференции «Молодые – наукам о Земле». - М.: 2006. - С. 132.
51. Кугушева И.В. Инженерно-геологические условия фильтрационной инъекции водоцементного раствора при закреплении песчаных грунтов в основаниях исторических сооружений // Изв. вузов Геология и разведка. - 2008. - №4. - С. 85-88.
52. Кугушева И.В. Мониторинг и результаты закрепления грунтов основания Трапезного Сергиевского храма и Казначейского корпуса Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник трудов 3-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2008. - С. 509-512.
53. Кугушева И.В. О влиянии инъецирования цементными растворами на свойства грунтов оснований исторических сооружений. Сборник докладов VIII Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле». - М.: 2007.
54. Кугушева И.В. Опыт применения метода инъецирования при восстановлении несущей способности грунтов оснований объектов культурного наследия свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник тезисов 6-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2015. - С. 107-109.

55. Кугушева И.В. Оценка качества закрепления грунтов основания Трапезной Троице-Сергиевой Лавры. Сборник тезисов докладов Научной конференции «Молодые – наукам о Земле». - М.: МГГРУ, 2004. - С.33-34.
56. Кугушева И.В., Тихонкина М.В. Причины деформаций и инженерно-геологические условия закрепления основания Казначейского корпуса Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник докладов VII Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле». - М.: 2005. - С.84.
57. Максимов А.П., Евтушенко В.В. Тампонаж горных пород. - М.: Недра, 1978. - 180с.
58. Малинин А.Г., Малинин П.А. Обоснование технологических параметров инъекционного закрепления слабых грунтов в режиме гидроразрыва // Подземное пространство мира. – 2002. - №1. - С.36-38.
59. Мариупольский Л.Г. Об интерпритации результатов прессиометрических испытаний // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1968. - №5. - С.12-14.
60. МДС 11-17-2004. Правила обследования зданий, сооружений и комплексов богослужебного и вспомогательного назначения. МДС 11-17-2004/ФГУП «КТБ ЖБ». М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 24 с.
61. Мельников Б.Н., Нестеров А.И., Осипов В.И.. Геотехногенные массивы как новый вид оснований инженерных сооружений. Инженерная геология. – 1985. - №2. – С.11-21.
62. Методика укрепления оснований зданий и сооружений. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2013. - 24 с.
63. Механика грунтов, основания и фундаменты. Учебное издание. - М.: Высшая школа, 2007. - 566 с.
64. Мишаков В.А., Раяк В.Ф. Исследование и расчет несущей способности грунтовых анкеров // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1989. - №2. - С.6-8.
65. Могилевцева Д.И. Оценка эффективного модуля общей деформации песчаного массива, усиленного по методу «Геокомпозит»: дис. канд. геол.-мин. наук: 25.00.08 / Могилевцева Дарья Игоревна. - М., 2014. – 182 с.
66. Никифоров А.А. Методы усиления оснований и фундаментов, применяемые в инженерной реставрации // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. - 2003. - №2. С.181-188.
67. Осипов В. И., Филимонов С. Д. Уплотнение и армирование слабых грунтов методом «Геокомпозит»// Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2002. - №5. - С.15-21.

68. Осипов В.И., Дмитриев В.В., Филимонов С.Д., Кугушева И.В. Закрепление оснований исторических сооружений методом «Геокомпозит». Сборник трудов 3-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси». - Сергиев Посад: 2008. - С.330-332.
69. Основание и фундаменты. Краткий курс. Под ред. Цытовича Н.А.. Учебник для строит. вузов. - М.: Высшая школа, 1970. - 384 с.
70. Отчет о инженерно-геологических изысканиях на памятнике истории и культуры Ансамбля Троице-Сергиевой Лавры, Южная крепостная стена. - Сергиев Посад, ПАРЦ СТСЛ, 2008.
71. Отчет о научно-исследовательской работе по теме: Исследование грунтов основания и фундаментов колокольни Троице-Сергиевой Лавры в г. Сергиев Посад. - М.: МГСУ, 1999.
72. Отчет о результатах мониторинга движений конструктивных элементов Церкви преподобного Сергия с Трапезной палатой, Успенского собора и Казначейского корпуса Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2012.
73. Отчет о результатах оценки инженерно-геологических условий Западной крепостной стены Ансамбля Троице-Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад, ПАРЦ СТСЛ, 2007.
74. Отчет о результатах оценки инженерно-геологических условий Успенского собора Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад, ПАРЦ СТСЛ, 2006.
75. Отчет о результатах оценки эффективности усиления грунтов основания Трапезного Сергиевского храма Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2003.
76. Отчет о систематизации материалов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий прошлых лет, выполненных на территории Троице-Сергиевой Лавры. - М.: Министерство обороны России. Воинская часть 20495, 1992.
77. Отчёт об оценке технического состояния и инженерно-геологических условий для обоснования проекта укрепления основания и усиления конструкций Трапезного храма. - М., ГСПИ, МГГА, Мособлгеотрест, 1998.
78. Пашкин Е.М. , Бессонов Г.Б. Диагностика деформации памятников архитектуры. - М.: Стройиздат, 1984. - 151 с.
79. Пашкин Е.М. Инженерно-геологическая диагностика деформаций памятников

архитектуры. - М.: Высш. школа, 1998. - 255 с.

80. Петухов А.А. Совершенствования способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий: дис. канд. тех. наук: 05.23.02 / Петухов Аркадий Александрович. - Томск, 2006. – 192 с.
81. Писаненко В.П., Нуждин М.Л. Уплотнение грунтового основания методом высоконапорного инъецирования с нагнетанием смесей по заданным траекториям. Труды Международной конференции по геотехнике, посвященной 300-летию Санкт-Петербурга, 2003. - С. 361-364.
82. Покровская Е.Н., Чистов И.Н, Дмитриев В.В. Химико-микологический метод оценки состояния деревянных конструкций памятников архитектуры. Сборник трудов 4-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». - Сергиев Посад: 2009. - С.105-111.
83. Покровская Е.Н., Шестерякова Н.В., Дмитриев В.В.. Химическое и микологическое состояние деревянных свай в грунтовом основании Успенского собора Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Сборник трудов 3-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». - Сергиев Посад: 2006. - С. 94-96.
84. Пономарев А.Б., Маковецкий О.А., Савинов А.В.. Проблемы инженерной защиты городских территорий от подтопления. Труды Международной конференции по геотехнике, посвященной 300-летию Санкт-Петербурга, 2003. - С.185-192.
85. Пособия по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) / НИИОСП им. Н.М. Герсевича. - М.: Стройиздат, 1986. – 567 с.
86. Православные храмы. В трех томах. Том 2. Православные храмы и комплексы: Пособие по проектированию и строительству (к СП 31-103-99). МДС 31-9.2003/АХЦ «Арххрам». - М.: ГУП ЦПП, 2003. - 222 с.
87. Проект усиления фундаментов и грунтов основания башен крепостных стен на объекте: «Ансамбль Свято-Троицкой Сергиевой Лавры». ПД-16-09-13. ЗАО «БалтСтрой». - Сергиев Посад, 2013.
88. Проект усиления фундаментов и грунтов основания прясел крепостных стен. Прясла между Каличьей и Келарской башнями на объекте: «Ансамбль Свято-Троицкой Сергиевой Лавры» ПД-16-09-13. ЗАО «БалтСтрой». - Сергиев Посад, 2014.

89. Проект усиления фундаментов и грунтов основания стен и башен на объекте: «Ансамбль Свято-Троицкой Сергиевой Лавры». ПД-16-09-13. ЗАО «БалтСтрой». - Сергиев Посад, 2013.
90. Рабочий проект по укреплению грунтов основания и фундаментов Библиотечного корпуса Московской Духовной Академии. Московский Патриархат. Свято-Троицкая Сергиева Лавра. Патриарший архитектурно-реставрационный центр. - Сергиев Посад, 2008.
91. Рабочий проект. Свято-Троицкая Сергиева Лавра (Московский патриархат). Укрепление грунтов основания Казначейского корпуса Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Шифр: ВГ-3364-97-УГ. - Волгодонск, 2004.
92. Рабочий проект. Троице-Сергиева Лавра (Московский патриархат). Усиление грунтов основания Трапезного Сергиевского Храма Свято-Троицкой Сергиевой Лавры. Шифр: ВГ-2182-УГ. - Волгодонск, 2002.
93. Разработка научно-проектной документации по укреплению грунтов основания Успенского собора ансамбля Троице-Сергиевой Лавры. Московский Патриархат. Свято-Троицкая Сергиева Лавра. Архитектурно-реставрационный центр. - Сергиев Посад, 2009.
94. Рейтер Ф. Кленгель К. Пашек Я. Инженерная геология. Перевод с нем. Т.И. Зайцевой, Л.С. Церапиера. - М.: Недра, 1983. - 528 с.
95. Ржаницын Б. А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. - М.: Стройиздат, 1986. - 264 с.
96. Романова Е.И., Дмитриев В.В., Заботкина Л.В. Особенности строительства сооружений Ростовского кремля по результатам детальных инженерно-геологических исследований. Сборник докладов «История и культура Ростовской земли. 2004». - Ростов, 2005. - С.367-371.
97. Сергеев В.И. Разравные нарушения в аллювиальных грунтах в процессе инъекции. – В кн.: Материалы VIII Всесоюзного совещания. - Киев: Будивельник, 1974. - С. 213-215.
98. Сергеев В.И., Степанова Н.Ю., Свиточ Н.А., Шимко Т.Г., Кулешова М.Л. Возможные пути решения проблемы защиты водных ресурсов при складировании и захоронении радиоактивных и иных токсичных отходов промышленности. Инженерная геология. - 2009. - №9. - С.46-52.
99. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и

сооружений. - М.: Госстрой России, 2005. – 130 с.

100. Справочное руководство гидрогеолога. Под общей ред. В.М. Максимова. - Ленинград: Гостоптехиздат, 1959. - 836 с.
101. Теоретические основы инженерной геологии. Механико-математические основы. Под ред. акад. Е.М. Сергеева. - М.: Недра, 1986. - 254 с.
102. Тетельмин В.В. Специальные вопросы инъекционного закрепления оснований плотин. - М.: Энергоиздат, 1982. - 68 с.
103. Технический отчет о результатах инженерно-геологических изысканий для составления рабочей документации по укреплению фундаментов и грунтов основания крепостных стен и башен. - Сергиев Посад: ПАРЦ СТСЛ, 2013.
104. Техническое заключение о состоянии и несущей способности строительных конструкций Казначейского корпуса. - М.: Мособлгеотрест, 1986.
105. Техническое заключение о состоянии и несущей способности строительных конструкций Больничных палат. - М.: Мособлгеотрест, 1987.
106. Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. - М.: Стройиздат, 1981. - 215 с.
107. Чураков А.И. Производство специальных работ в гидротехническом строительстве. - М.: Стройиздат, 1976. - 256 с.
108. Mitchell J.K. Soil improvement/ State of the Art Report. - Stockholm, Sweden. -1981. - P. 509-565.