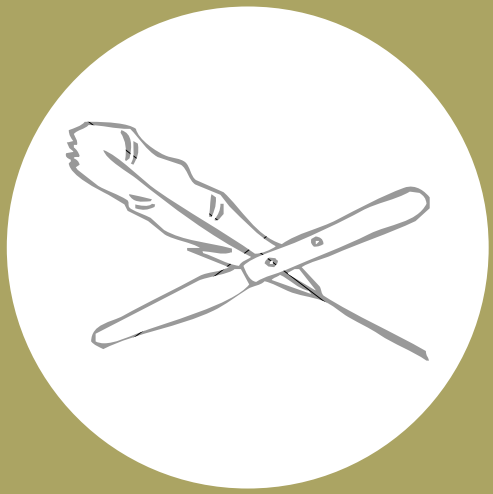
ISSN 2306-9139

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

№ 1(6)
2015



Охотинское общество грунтоведов

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

№ 1(6)
2015

Журнал основан в 2012 г.

Главный редактор
Р.Э. Дашко

Редакционная коллегия:
Е.А. Вознесенский, В.В. Дмитриев, М.С. Захаров, Д.Ю. Здобин (*зам. главного редактора*)
И.П. Иванов, В.М. Кнатько, В.А. Королев, Н.Г. Корвет,
Н.Н. Матинян, А.А. Свертилов

Выпускающий редактор
Д.Ю. Здобин

Зав. редакцией Ю.Ю. Соколова
Адрес редакции: 190068, Санкт-Петербург, Лермонтовский пр., 7, лит. А
тел.: +7 921 986-07-57
www.okhotin-grunt.ru
E-mail: gruntovedenie@mail.ru
okhotin-grunt@mail.ru

Санкт-Петербург
Издательство «Центр генетического грунтоведения»

© Редакция журнала «Грунтоведение», 2015

УДК 624.131.1
ББК 26.3

СОДЕРЖАНИЕ

М.С. Захаров, А.И. Арнаутов
К вопросу создания системы управления качеством инженерно-геологических изысканий: актуальность, понятие, основные модели **3**

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ГРУНТОВЕДЕНИЕ

Д.Ю. Здобин
Естественная прочность глинистых грунтов: трение, сцепление и сопротивление сжатию **10**

РЕГИОНАЛЬНОЕ ГРУНТОВЕДЕНИЕ

Н.Н. Матинян
Ленточные глины озерно-ледниковых равнин северо-запада России **22**

Н.Г. Корвет, М.А. Спиридонов, Д.В. Рябчук, Л.Л. Сухачева, А.Ю. Сергеев, О.В. Дронь
Исследования Нарвского водохранилища с целью изучения образования торфяных островов **36**

ИСКУССТВЕННЫЙ ЛИТОГЕНЕЗ - ИНЖЕНЕРНЫЕ РЕШЕНИЯ

М.В. Кнатько, В.М. Кнатько, В.П. Обухов, И.А. Дмитриев, Д.Ю. Здобин
Метод искусственной трансформации слабых водонасыщенных грунтов для устройства площадного основания в условиях Санкт-Петербурга **44**

ГРУНТОВЕДЕНИЕ – ОСОБОЕ МНЕНИЕ

Е.Н. Богданов
Состояние проблемы с определением физико-механических свойств грунтов **54**

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ **68**

УДК 624.131

К ВОПРОСУ СОЗДАНИЯ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВОМ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ: АКТУАЛЬНОСТЬ, ПОНЯТИЕ, ОСНОВНЫЕ МОДЕЛИ

© 2015 г. М.С. Захаров*, А.И. Арнаутов**

** Санкт-Петербургский национальный открытый институт*
197183, Санкт - Петербург, ул. Сестрорецкая, 6, zhmike@mail.ru
***ОАО «Ленметрогипротранс», 191002, Санкт-Петербург, Б. Московская, 2, arnautov55@mail.ru*

Рассматривается необходимость создания системы управления (менеджмента) качеством инженерно-геологических изысканий. Предложено разделение проблемы на создание стандарта качества материалов инженерно-геологических изысканий и регламента контроля, как за отдельными видами работ, так и за инженерно-геологическими изысканиями в целом. Анализируется возможность применения информационных критериев оценки качества инженерно-геологических изысканий.

Ключевые слова: стандарт, система менеджмента качества, инженерно-геологические изыскания, геопространственная информация, политика в области качества, структура управления записями, документооборот в области изысканий, полнота информации, достоверность информации, точность информации, функциональность информации, объёмное моделирование, национальная, межгосударственная и европейская системы стандартов для проектирования и строительства, геологические и проектные риски.

В настоящее время более или менее согласованная позиция в отношении качества инженерно-геологических изысканий закреплена на законодательном уровне федеральным законом №184-ФЗ «О техническом регулировании» от 27.12.2002 и в ряде подзаконных актов, в которых признаётся прямое влияние качества инженерных изысканий на безопасность капитального строительства в различных областях народного хозяйства. Однако с момента вступления указанных норм в действие не удалось обеспечить устойчивое развитие всей системы инженерных изысканий в направлении обеспечения такого качества результатов инженерных изысканий, которое гарантировало бы строительство и эксплуатацию различных зданий и сооружений от различного рода осложнений и катастрофических ситуаций. Более того, приходится констатировать, что в течение последнего десятилетия в целом качество инженерных изысканий, в которых инженерно-геологические изыскания играют ведущую роль, продолжает снижаться. Этому весьма способствует хаотическое применение принципа саморегулирования, положенного в основу всей государственной политики в области строительства. С большим трудом организованные некоммерческие национальные объединения изыскателей (НОИЗ), проектировщиков (НОП) и строителей (НОСТРОЙ) к 2015 году показали свою полную несостоятельность в области обеспечения, как демократических процедур общественной деятельности в области инвестиционно-строительного процесса, так и рационального использования самих результатов этой деятельности. Как показывают результаты дистанционного исследования Рейтингового Агентства Строительного Комплекса РАСК, большая часть организаций и компаний строительного комплекса находится в области теневого бизнеса (табл. 1). Особенно это касается сектора изысканий.

Табл. 1

Вид деятельности (на конец 2013 года)	Степень открытости, %	
	Есть рейтинг	Нет рейтинга
Изыскатели (всего действующих СРО – 31)	38	62
Проектировщики (всего действующих СРО – 192)	50	50
Строители (всего действующих СРО – 272)	51	49

Одновременно отметим, что большая часть изыскательских организаций имеет рейтинг не выше удовлетворительного, т.е. относятся к категории компаний лишь с удовлетворительным уровнем конкурентоспособности (из пяти возможных градаций). Немногим лучше положение дел у проектировщиков и строителей. Ни одна компания строительного комплекса вообще не достойна оценки отличной (очень высокой) конкурентоспособности! [1]. Ясно, что при таком положении дел трудно говорить о какой-либо продуманной политике в области качества. Тем не менее, более 8 тысяч изыскательских организаций как-то существуют на рынке изыскательских услуг и всеми правдами, и неправдами обеспечивают разработку проектной документации. Для этих организаций в условиях весьма несовершенной процедуры внешней экспертизы, как государственной, так и негосударственной, проблема качества отнюдь не пустая формальность. Посему выработка единого подхода к проблеме обеспечения качества, установление единых критериев качества инженерных изысканий, обеспечения контроля качества являются весьма актуальными.

Всеобщая согласованная позиция по поводу понимания качества инженерных изысканий отсутствует. Объективно это следует рассматривать как следствие различных научных и практических концепций и подходов к производству комплексных исследований окружающие среды, в том числе и геологической среды, для целей различного хозяйственного использования, в том числе и строительства. Ведь в инженерных изысканиях могут принимать участие специалисты 95 направлений науки и техники, получивших различное базовое образование, из них 46 направлений можно считать допустимыми и профильными для занятия профессиональной деятельностью в области инженерных изысканий в строительстве (из материалов исследования М. И. Богданова). Ясно, что в условиях такого разнообразия взглядов, начинать надо с разработки общей концепции качества как сбалансированного соответствия совокупности свойств и характеристик изыскательского процесса и его результатов установленным потребностям, требованиям и нормам (стандартам), которые определяются отдельными специалистами, предприятиями, обществом и государством в целом. С другой стороны, качество изысканий можно рассматривать как социальную категорию, определяющую состояние и результативность изыскательского процесса, и его соответствие некоторым ожиданиям профессионального сообщества с точки зрения материально-экономического положения и преуспевания отдельно взятого специалиста. Таким образом, можно констатировать актуальность многоаспектной разработки проблемы качества в области изыскательской деятельности. Не маловажную роль при этом играет выработка единой парадигмы инженерных изысканий, представляющей некоторую признанную всеми участниками изыскательского процесса совокупность научных достижений, которые в данный момент дают профессиональному сообществу модель постановки проблем и их решений (по Т. Куну) [2]. В этом отношении наиболее чётко определена парадигма инженерно-геологических изысканий [3]. Эта парадигма имеет достаточно ясную позитивистскую направленность, базирующуюся на принципах классической рациональности, связанной с наличием систематизированных и структурированных знаний в области наук о Земле, в том числе с формированием специального раздела, названного в XX веке инженерной геологией, дополняемой в XXI веке бурно развивающей геотехникой, представляющей сплав геологии и фундаментостроения на платформе многостороннего моделирования и компьютеризации [4]. В настоящее время недостатки этой парадигмы упираются в чрезмерность чисто технократического унифицированного подхода к сложным природным явлениям и недостаточный учёт субъективных факторов в отношениях участников строительного процесса.

Инженерно-геологические изыскания, несомненно, обладают рядом весьма специфических черт.

1. Инженерно-геологические изыскания (ИГИ) являются ведущими, наиболее трудоёмкими и наиболее ответственными в общем комплексе инженерных изысканий.

2. Современные ИГИ представляют собой систему изучения инженерно-геологических условий больших и малых территорий, включающую в себя получение, обработку, хранение и передачу геологической информации, и основанную на принципах формирования нового знания от общего к частному, в связи с чем ИГИ предполагают выполнение необходимых научно-производственных исследований по заданному плану, в определённой последовательности в соответствии со стадиями проектирования сооружений.

3. Система ИГИ должна обеспечивать выбор оптимальных, технически целесообразных и экономически наиболее выгодных инженерных решений с учётом общих проблем рацио-

нального использования и охраны Геологической среды.

4. Высокое качество ИГИ должно способствовать интенсификации строительного производства и прогрессу в области всех видов строительства и производства инженерных работ.

5. Теоретические основы ИГИ должны базироваться на сумме всех знаний, накопленных и структурированных в рамках инженерной геологии и позволяющих раскрыть закономерности формирования инженерно-геологической структуры местности, её неоднородность и изменчивость, а также закономерности геодинамической обстановки.

6. В целом ряде случаев, особенно это относится к подземному строительству, ИГИ связаны с необходимостью моделирования свойств и характеристик геологической среды (подземного пространства) с помощью современных компьютерных технологий, позволяющих вести объёмное моделирование на регулярных и нерегулярных параметрических сетках. Такое моделирование позволяет наглядно отображать дискретные и континуальные оценки геологического пространства, привязанные к определённым типам грунтов, и использовать такие модели непосредственно в проектировании без каких-либо промежуточных операций. Подобные технологии позволяют оперативно вносить изменения в проектные решения на основе рассмотрения различных сочетаний топологии геопространства и физико-механических параметров грунтов [5].

Из названных особенностей с очевидностью вытекает, что продуктом ИГИ является геопространственная информация, к качеству которой приложимы не только чисто технические критерии (например, объём информации в байтах), но и интеллектуальные характеристики, связанные с понятиями полноты, достоверности, точности и функциональности самой информации [6].

Геопространственная информация – это комплекс сведений о пространственно –временном положении, физических, химических и иных свойствах природно-техногенной среды (ПТС) в составе геотопа (атмосфера, гидросфера, литосфера), биотопа (растительный животный мир и микробы) и техносферы (здания и сооружения), позволяющий анализировать и прогнозировать изменения ПТС в результате её взаимодействия со зданиями и сооружениями или под воздействием инженерных работ.

Геопространственная информация должна быть вплетена в ткань повседневной работы всех органов государственной власти от муниципального звена до верхних эшелонов. Только в этом случае можно обеспечить безопасность капитального строительства и минимизацию рисков, связанных с природными и техногенными катаклизмами.

При этом к отдельным видам работ, исследований и испытаний, входящим в состав ИГИ, вполне приложимы как отдельные стандарты, так и технические регламенты. Первые описывают конечный результат, вторые - процессы, с помощью которых этот результат достигается. В отечественной и зарубежной практике нормированы и регламентированы почти все виды работ и исследований ИГИ. С этой точки зрения существующий порядок контроля инженерных изысканий может рассматриваться как вполне достаточный и обеспеченный нормативными документами, учитывающими в том числе международный опыт менеджмента качества: ГОСТ Р ИСО 9000-2008 «Системы менеджмента качества. Основные положения и словарь» и ГОСТ Р ИСО 9001-2008 «Системы менеджмента качества. Требования» при соблюдении национальных стандартов, устанавливающих содержание и форму такого рода документов: ГОСТ Р 1.4-2004 «Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты организаций. Общие положения» и ГОСТ Р 1.5-2004 «Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты национальные Российской Федерации. Правила построения, изложения, оформления и обозначения». В настоящее время, как указывается в документе по стратегическому развитию строительного комплекса до 2020 года, нормативная техническая база по проектированию и строительству содержит около 1200 нормативных документов, в том числе 160 сводов правил, более 800 межгосударственных стандартов, 142 национальных стандарта и 34 стандарта СЭВ. Перечень нормативных документов, применяемых на обязательной основе, включает в себя более 13 тысяч обязательных требований, содержащихся в 83 СНиПах и 8 стандартах. Нормативные документы для стран-участниц СНГ объединены в Межгосударственные строительные нормы «Система межгосударственных нормативных документов в строительстве. Основные положения» (МСН 10-01-2012). Важно подчеркнуть, что система Межгосударственных стандартов строительства находится в постоянном развитии, в том числе предполагается разработать для добровольного применения ещё около 250 межгосударственных сводов правил (МСП) по проектированию и строительству, которые должны закрепить практические достижения

строительной области.

Следует отметить, что указанная нормативная база всё же недостаточно гармонизирована с международной системой стандартизации строительства, содержащей 1800 документов по различным направлениям строительной практики, включая стандарты на строительные материалы и изделия [7]. В разработке международной системы стандартов участвует более 39 различных технических комитетов и комиссий, постоянно обновляющих нормативные материалы. Эти материалы содержат 56 строительных стандартов, которые предназначены для применения в государствах Евросоюза с приложением национальных стандартов. Все стандарты переведены на русский язык и зарегистрированы Росстандартом в установленном порядке. К этим документам будут разработаны национальные приложения. В настоящее время действующее законодательство (Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», а также Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений») обеспечивает правовую возможность для инвесторов применять «Еврокоды» и другие европейские стандарты при проектировании и строительстве конкретных объектов, в том числе, в соответствии с частью 8 статьи 6 Федерального закона №384-ФЗ – с отступлением, в соответствующих случаях, от обязательных требований национальных строительных норм.

Для инженерных изысканий наибольший интерес представляет Европейский код 7 под общим названием «Геотехническое проектирование», разработанный на базе Британских стандартов (182-ой Технический Комитет системы ИСО). Он включает в себя 3 части.

Часть 1. Общие правила (BS EN 1997-1:2004).

Часть 2. Инженерно-геологические исследования и испытания (BS EN 1997-2:2007). Раздел 5 данного Еврокода посвящён лабораторным испытаниям. Особое внимание уделяется категории отбора и определению класса качества монолитов для лабораторных исследований (EN ISO 22475-1).

Часть 3. Полевые испытания грунтов (BS EN 1997-3:2007).

На фоне столь разнообразного национального и международного нормирования проектной и строительной деятельности регламентация инженерных изысканий выглядит недостаточной, и направлена она в основном на подготовку проектной документации капитального строительства, в то время как инженерные изыскания в современную эпоху должны обеспечивать в комплексе развитие и безопасность различных отраслей народного хозяйства по максимально широкому кругу вопросов, связанных с рациональным использованием и охраной геологической среды. В конечном счёте, инженерные изыскания по сути дела дают характеристику и оценку одного из видов природных ресурсов – свободного геопространства, наряду с минеральными и другими природными и не возобновляемыми ресурсами (металлы, вода, газ, нефть). Дефицит свободных территорий для строительства становится всё более ощутимым, а задачи обеспечения безопасности капитального строительства всё более сложными.

При существующей нормативной базе задача контроля качества инженерных изысканий не выглядит особенно сложной, если её решение базируется на системном подходе. Контроль инженерных изысканий может быть определён как комплекс проверочных процедур, предусмотренных системой управления (менеджмента) качеством инженерно-геологических изысканий при выполнении всех видов работ в рамках намеченной программы:

- контроль должен быть организован как система с обратной связью, предусматривающая неукоснительное исправление допущенных нарушений и отклонений от нормативных требований по видам работ;
- в основе контроля лежит проверка соблюдения исполнителями действующих нормативов или обоснование необходимости применения нестандартных или инновационных технологий;
- контроль должен предусматриваться должностными инструкциями и регламентами организации во всех звеньях должностной иерархии.

В области изысканий могут реализоваться различные виды контроля:

— предварительный (входной) контроль заключается в проверке соответствия Технического задания Заказчика и Программы изысканий нормативным требованиям в отношении объекта, а также в проверке готовности всех подразделений изыскательской организации к работе на конкретном объекте, начиная от усвоения и понимания задач намеченных исследований, материально-технического обеспечения всех производственных подразделений и заканчивая усвоением правил по ТБ. Обеспечивается руководителями изыскательской организации;

— текущий контроль - ежедневная проверка соблюдения стандартов и технических регламентов по всем видам работ в рамках должностных обязанностей, как исполнителей, так и руководителей;

— супервайзинг - система постоянного наблюдения (мониторинга) за ходом выполнения работ высококвалифицированными специалистами (супервайзерами) с целью контроля их качества и соответствия Программе изысканий и нормативным требованиям;

— периодический контроль является проверкой выполнения всех видов работ и исследований согласно намеченному календарному плану и техническим предписаниям, выполняемой руководителями подразделений, групп, главными специалистами и главным инженером по утверждённому графику, а также специалистами, направленными для осуществления контроля вышестоящими органами СРО и отрасли.

— приёмочный контроль относится к приёмке полевых материалов и окончательного технического отчёта по изысканиям. Выполняется в виде публичных слушаний (защиты) исполнителей по результатам всех выполненных работ. Результаты приемки полевых материалов и технического отчёта по изысканиям фиксируются специальными актами.

— инспекционный контроль должен быть организован всеми сторонами, которые заинтересованы в качестве материалов изысканий. Это могут быть инспекционные группы специалистов со стороны Заказчика, со стороны федеральных контролирующих органов отрасли, Ростехнадзора, Министерства строительства и ЖКХ и др. Инспекционный контроль регулируется внутренними регламентами соответствующих организаций. Инспекционный контроль должен быть согласован с исполнителем в части программы контроля и сроков его выполнения. Результаты инспекционного контроля фиксируются в специальном акте, который подписывается обеими сторонами – контролирующей и контролируемой.

Разнообразие видов контрольных процедур и участие в них специалистов различного профиля и уровня подготовки в общем случае требует определённой регламентации контрольных функций скорее не в виде единого стандарта, а в форме свода ведомственных инструкций, в котором прописаны все действия контролёров, даже если они не знакомы со спецификой инженерно-геологических изысканий или нацелены на узко профильную проверку отдельных видов работ. В настоящее время важно перенести центр тяжести с процедур внешнего контроля в сторону внутренней самооценки каждого специалиста и каждой изыскательской организации, что привело бы к существенной экономии материальных и временных ресурсов, обычно выделяемых на внешнюю экспертизу.

Хотя производство экспертизы обеспечено достаточным кадровым составом (около 7 тысяч аттестованных экспертов) и необходимой нормативной базой, эта деятельность сталкивается с целым рядом сложных проблем и характеризуется низким качеством, длительностью сроков и сложностью процедур, а также высокими административными барьерами.

Рассмотренные аспекты проблемы качества в инженерных изысканиях показывают, что мы имеем дело с относительно новой, особенно для России, проблемой, далёкой от своего рационального решения, эта проблема находится в стадии формирования и обсуждения. По ней ещё не раз будут высказываться самые различные точки зрения. «Поиск качества – это не поиск конца, а путешествие, в которое всегда вносятся изменения» [8].

В тоже время за рубежом наблюдается постепенный переход к оценке качества инженерно-геологических изысканий и проектирования сооружений на основе анализа и управления рисками с последующим страхованием в рамках контракта на строительство, т.е. Заказчик (Застройщик) использует страхование как «самый недорогой инструмент управления рисками». По нашему мнению, именно оценка рисков и управление ими позволяет перейти от декларативной оценки качества инженерных изысканий к объективной, отражающей специфику проектируемого сооружения. По мнению П. Грассо [9], все риски можно подразделить на: геологические, проектные, строительные (I и II), коммерческие и финансовые. Причем с качеством инженерно-геологических изысканий напрямую связаны только геологические и проектные риски.

К геологическим рискам, связанным с объемом и качеством информации, получаемой в результате инженерно-геологических изысканий, относятся:

- исследования и разведка в ограниченном объеме;
- неадекватные исследования на месте проведения работ и/или в лаборатории;
- неподходящая исходная модель грунтового массива;
- ошибочный прогноз поведения грунтового массива, нарушенного выработкой;

- ограниченный объем информации о гидрогеологических условиях;
- недостаток ресурсов и оборудования для геологоразведки;
- ограниченный доступ к месту работы;
- отсутствие систематического картирования зоны забоя;
- несоответствие геологической информации условиям строительства.

К проектным рискам относятся:

✓ опыт работы у проектировщика;

✓ неполный прогноз сценария рисков;

✓ недостаточно полное определение контрмер;

✓ возможность выполнения предложенных решений;

✓ гибкость проектного сценария относительно фактических характеристик грунта;

✓ определение нагрузок;

✓ определение эксплуатационных параметров строительного оборудования;

✓ неадекватная система мониторинга;

✓ неадекватные пороговые величины;

✓ непредвиденные неблагоприятные естественные условия и искусственные помехи.

Оценка рисков для каждого проектируемого сооружения, по нашему мнению, позволит повысить или наоборот уменьшить требования к отдельным видам инженерно-геологических изысканий и тем самым повысить их качество в комплексе.

В ближайшее время требования к качеству инженерно-геологических изысканий будут только возрастать. В 2013 году Правительством Российской федерации утверждён перечень товаров (продукции), услуг и работ, относимых к категории повышенной сложности, высокотехнологичного и специализированного характера (№ 1089 от 28.11.2013). При этом заказчик такого рода продукции, работ и услуг вправе устанавливать свои требования к исполнителю инженерных изысканий в отношении соответствующих материальных ресурсов (техника, кадры, оборудование и т. п.). Исходя из вышеприведённых данных Рейтингового агентства, изыскательская отрасль в целом не готова к такому уровню требований, когда для производства инженерных изысканий для особо опасных и технически сложных объектов необходим целый ряд условий, в том числе исполнители, имеющие необходимый уровень квалификации.

Следует ожидать, что в СРО изыскательского профиля должны появиться аттестационные комиссии (агентства), которые будут жёстко и ответственно фильтровать массовое желание изыскателей получить соответствующие допуски на работы для подобного рода объектов. Например, как только на сайте Некоммерческого Партнёрства «Изыскатели Санкт-Петербурга и Северо – Запада» было размещено Постановление Правительства № 207 от 24.03.2011 и Приложение № 6, определяющее минимальные требования к выдаче указанных разрешений, целый ряд изыскательских организаций сразу сняли свои претензии на право производства работ на объектах повышенной сложности и ответственности. Однако потребность в выполнении изыскательских работ повышенной ответственности всё время возрастает, и существует реальная опасность монополизации рынка изыскательских услуг только крупными организациями, сохранившими в непростых социально-экономических условиях свой технический и кадровый потенциал, а также искусственный подбор «нужного» исполнителя со стороны заказчика. Для того, чтобы избежать подобного развития событий в изыскательской отрасли в самое ближайшее время необходимо стимулировать и регламентировать развитие изыскательских холдингов, способных выполнять комплексные инженерные изыскания с высочайшим качеством, а также развитие консалтингово-инжиниринговых фирм, способных прорабатывать сложные и ответственные проекты, начиная от проблем территориального планирования и заканчивая выпуском отчётной документации по изысканиям и реальными проектными решениями. В целом ряде случаев такие фирмы, основываясь на рейтинге изыскательских организаций, могли бы формулировать свои предложения о выборе единственного исполнителя изысканий или отдельных видов работ без конкурсных процедур, когда это экономически нецелесообразно или требует значительного времени.

Наконец, эффективная система управления качеством инженерных изысканий должна, в конечном счете, избавить изыскательские СРО от бездумного накопления и замораживания финансовых средств в виде компенсационных фондов, которые должны пойти на развитие отрасли.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аналитический материал Рейтингового Агентства Строительного Комплекса (РАСК), М.: Препринт, 2014, - 29 с.

2. *Кун Т.* Структура научных революций. М.: Прогресс, 1977. – 310 с.

3. *Захаров М.С.* Современная парадигма и аксиоматика инженерной геологии. Сб. «Образование, экономика, общество», № 5-6 (45-46), 2014, с. 119-125.

4. *Захаров М.С.*, Мангушев Р.А. Инженерно-геологические и инженерно-геотехнические изыскания для строительства. М., СПб.: Изд-во АСВ, 2014, - 176 с.

5. *Бершов А.В.* Переход в инженерно-геологических исследованиях от модели инженерно-геологических элементов к 3D моделированию. // «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции», СПб, СПб ГАСУ, 2010, с. 320-323.

6. *Захаров М.С.* Принципы информационно-графического моделирования в инженерно-геологических изысканиях // Вестник строительного комплекса. №1 (79), 2012, с. 52-55.

7. *В. Щербина, М. Любимов* // Безопасность, достоверность, информация, №6, 2009.

8. Мониторинг, статистика, социология в деятельности образовательного учреждения. Учебное пособие. - М.: НФПК, ООО «Мирал», 2010.

9. Механизированная проходка тоннелей в городских условиях. Методология проектирования и управления строительством. Под ред.: П. Грассо, А. Махтаба и Ш. Сю. «Geodata S.p.A», Турин, Италия. СПб.: Изд. Политехн. ун-та, 2013. - 602 с.

THE PROBLEMS OF A QUALITY MANAGEMENT SYSTEM IN THE ENGINEERING-GEOLOGICAL SURVEY: RELEVANCE, CONCEPT, BASIC MODELS

© 2015, M. S. Zakharov*, A. I. Arnautov**

**St. Petersburg National Open Institute*
197183, Saint - Petersburg, Sestroretskaya st., 6, zhmike@mail.ru
***OAO "LENMETROGIPROTRANS",*
191002, Saint-Petersburg, Bolshaya Moskovskaya st. 2, arnautov55@mail.ru

The necessity of a quality management system in engineering-geological survey is being discussed. It is suggested that the problem should be separated into two parts: creating quality standard for data of engineering-geological survey and control regulating for certain types of works and engineering-geological researches in general.

УДК 624: 131.1

ЕСТЕСТВЕННАЯ ПРОЧНОСТЬ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ: ТРЕНИЕ, СЦЕПЛЕНИЕ И СОПРОТИВЛЕНИЕ СЖАТИЮ

© 2015 г. Д.Ю. Здобин

Санкт-Петербургский государственный университет,
Университетская наб. 7/9, г. Санкт-Петербург, 199034 Россия;
zdobin_soil@mail.ru

Статья 1

Л.К.С. – шелестят паруса кораблей...

На основе работ П.О.Бойченко, И.П.Иванова, В.И.Осипова рассматриваются вопросы прочности и деформируемости глинистых грунтов в свете контактных взаимодействий. Анализируется свойство грунта первого порядка – консистенция грунта естественного сложения C_B. На основе понятий «критическая точка состояния грунта» впервые предлагается теория естественной прочности грунта на основе контактных взаимодействий (ЕПКВ). Предлагается экспресс-метод определения прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов методом пенетрации: «одним усилием – конусом постоянной массы». Базируясь на многолетних (2004-2014 гг.) лабораторных определениях физико-механических свойств грунтов методом пенетрации получены зависимости величин сцепления (c), углов внутреннего трения (φ), сопротивленй недренированному сдвигу (c_u) и деформации (E) от величины консистенции грунта естественного сложения (C_B) и показателя текучести (I_L). Предлагается разделение консистенции грунта на 10 категорий. Приводятся таблицы и номограммы для определения показателей свойств грунтов в зависимости от C_B.

Ключевые слова: грунты, типы контактов, физико-механические свойства, консистенция грунта естественного сложения C_B, величина сцепления, угол внутреннего трения, модуль деформации, пенетрация конусом постоянной массы, взаимосвязь величин, естественная прочность и деформируемость.

Введение. В настоящее время, в теоретическом грунтоведении на основе физико-химической механики дисперсных систем достигнуты определенные (если не сказать революционные) результаты, отражающие взаимосвязь между типом контактов между частицами, типом микростроения природной дисперсной системы (грунта) и физико-химическими и механическими свойствами. Причем, если взаимосвязь между физико-химическими свойствами и типом контактов в грунте очевидна, то взаимосвязь механических (прочностных и деформационных) характеристик грунта с последними, только начинает осмысляться и системно разрабатываться.

Теоретической основой для данной работы послужили труды по механике грунтов – К. Терцаги [22], по физической и коллоидной химии – П.А. Ребиндера [18] и Б.В. Дерягина [7], по грунтоведению – В.В. Охотина [16] (понятие о грунте, как многофазной дисперсной системе), В.Н. Соколова [20, 21] (типы микроструктур грунта), П.О. Бойченко [1] (понятие консистенции грунта естественного сложения), И.П. Иванова [11] (теория естественной прочности грунта), Л.И. Кульчицкого [12] и других исследователей. Особое (определяющее) значение имела теория контактных взаимодействий в грунте (физико-химическая механика природных дисперсных сред) и «теория эффективных напряжений в грунтах» разработанная В.И. Осиповым [13-15]. Значительный вклад в теорию пенетрационных испытаний грунтов внесли В.Ф. Разоренов [17] и Е.Н. Богданов [2, 3].

Исходным материалом для определенного обобщения послужили результаты многолетних лабораторных исследований свойств глинистых грунтов территории Санкт-Петербурга (около 10 000) проводившихся как в правовом поле общефедеральных нормативных документов (ГОСТ), так и по оригинальным методикам определения физико-механических свойств грунтов разработанных отечественными учёными П.О.Бойченко [1] и И.П.Ивановым [11].

Консистенция грунта ненарушенного сложения. Ранее указывалось [8, 9], что **показатель консистенции (C_B) грунта ненарушенной структуры,** наряду с гранулометрическим составом, естественной (природной) влажностью (W_E), плотностью грунта (ρ), плотностью частиц грунта (ρ_s), числом пластичности (I_p) является важнейшим классификационным показателем грунта, свойством грунта первого порядка, объективным критерием истории его образования и геологического развития, существующим вне зависимости от метода (способа) его определения.

Последовательная разработка теории контактных взаимодействий в грунте позволила В.И. Осипову в общем виде сформулировать основные положения природы прочности грунтов. В предельно сжатом виде природа прочности грунтов зависит от:

- типа контакта между отдельными элементами грунтовой системы;
- прочности единичного контакта;
- количества контактов на единицу площади.

Фактически речь идет о придании (в свете современных представлений физической и коллоидной химии) изначального физико-химического смысла механическим свойствам грунта[1]. Таким образом, особенности текстуры и микростроения грунта при определении механических свойств выходят на первый план и становятся основополагающими.

В связи с этим важным аспектом в понимании механических свойств грунта является понятийное разделение синонимических терминов ***«показатель текучести» (I_L)*** и ***«показатель консистенции грунта естественного сложения» ($C_в$)***, ибо это принципиально разные, по сути, показатели физико-химического состояния грунтов.

Контактные взаимодействия в грунте естественного сложения. Для дальнейшего обсуждения данной проблематики необходимо, кратко остановиться на вопросе о типе контактов в грунте. Существующая градация пластичных глинистых грунтов по показателю текучести в нарушенном сложении (I_L = 0.25, 0.5, 0.75) весьма условна и по согласованности принята в профессиональном сообществе для разделения всей линейки глинистых грунтов для удобства их практического применения в проектировании зданий и сооружений. Все множество состояний грунта по количеству влаги разбито с шагом 0.25 на четыре группы. Строгое научное разделение отсутствует. Достаточно сказать, что в 60-е годы XX века предлагался термин «полупластичные» грунты, что, в общем, не лишено формального смысла с точки зрения строительства. На современном этапе развития теоретического грунтоведения можно лишь уверенно говорить о двух точках перехода («критические точки состояния глинистого грунта»): 1) $W_e>W_L$ и 2) $W_e<W_p$.

В первой точке ($W_e>W_L$), по всей видимости, дальние коагуляционные контакты меняются на ближние коагуляционные контакты при сохранении в целом ячеистой микроструктуры грунта. Верхний предел пластичности – переход глинистого грунта из пластичного состояния в текучее, т.е. должно строго соблюдаться положение «идеального сдвига» с = 0 кгс/см^2 и $\varphi \approx 0^0$ (расчётный 0^0 – суммарная огибающая прямая разрушения образца грунта при сдвиге суммирует эквипотенциальные поверхности микросдвигов).

В настоящее время коагуляционные контакты подразделяются на «дальние» и «ближние» исходя из расстояния между твёрдыми частицами [13]. Нынешняя градация основана на инструментальной лабораторной оценке расстояния между частицами мономинеральных монтмориллонитовых паст в дистиллированной воде (типичная двухфазная система). По всей вероятности в природных четырехфазных дисперсных системах (грунтах) такое разделение вряд ли уместно. Совершенно очевидно, что каждой из критических точек состояния глинистого грунта ($W_e>W_L$ и $W_e<W_p$) должен соответствовать свой тип контакта. На наш взгляд классические коагуляционные контакты присущи только грунтам (минеральным (текучие глины) и органо-минеральным (илы)) к которым применим критерий $W_e \geq W_L$. По определению такие грунтовые разности не набухает и не размокает. Зеркально данное предположение можно соотнести к грунтам с переходными

[1]Основоположник грунтоведения В.В. Охотин [16], говоря о механических свойствах грунта, никогда не разделял их на прочностные и деформационные. Он писал: «трение и сцепление в грунтах», «сопротивление грунтов вдавливанию» и «сопротивлению грунтов сжатию». Тем самым подразумевая, во-первых, глубокую взаимосвязь между физико-химическими и механическими свойствами грунтов, во-вторых, рассматривал консистенцию грунта в естественном сложении как один из основных показателей состояния грунта и наконец, в–третьих, первичность трения и сцепления в грунте по отношении к его реакции на сжатие. Продолжая цепочку градации свойств грунтов применительно к целям строительства, логично было бы исходя из пионерских работ В.Е.Вознесенского [6] ввести третью градацию для механических свойств грунтов: прочностные, деформационные и *динамические*.

(фазовыми) контактами. При непосредственном контакте с водой такой грунт также не размокает и не набухает. Весь остальной массив дисперсных связных минеральных глинистых грунтов корректно отнести к грунтам имеющих в своей структуре и коагуляционные (дальние и ближние) и переходные (фазовые) контакты, с подавляющим преимуществом первых.

В целом можно утверждать, что грунт с переходными (фазовыми) контактами в воде не размокает и не набухает. Грунт с переходными и коагуляционными контактами в зависимости от минерального состава твердой фазы может и набухать и размокать, и наконец, грунт только коагуляционными контактами также не набухает и не размокает.

Во второй точке ($W_e<W_p$) количество точечных контактов переходит в критическое количество (по отношению к коагуляционным контактам) и грунт теряет всякую способность к пластическим деформациям: т.е. коагуляционные контакты в грунтовой системе сменяются на переходные (точечные).

Физико-химический смысл остальных градаций (0.25, 0.5, 0.75) пока не установлен, если он вообще существует. По всей видимости, имеет место плавное и постепенное уменьшение коагуляционных контактов на отрезке $W_p \rightarrow W_L$. В связи с этим остаётся открытым ряд вопросов с точки зрения физико-химической механики дисперсных сред, важнейшим из которых является: соответствуют ли существующие методы лабораторного определения верхнего и нижнего предела пластичности грунтов их истинному физико-химическому состоянию. По всей вероятности нет.

Показатель консистенции C_B для грунтов ненарушенной структуры определяется при помощи конуса методом лабораторной пенетрации. П.О.Бойченко моделировал поведение грунта при одноплоскостном срезе, добиваясь значений с=0 кгс/см^2 и $\varphi \approx 0^0$ – «идеальный сдвиг». Грунтовые пасты с определёнными значениями (с=0.019-0.031 кгс/см^2 и $\varphi \approx 0^0$; аппаратура 1950-х гг.) повторно испытывались на пенетрометре – падающий конус с углом раскрытия 30° и весом 300 г (конус постоянного веса). При этом глубина погружения определялась с точностью до 0,1 мм. Для перехода $W_e>W_L$ глубина погружения конуса в грунт соответствует 32 мм. Принятый в настоящее время метод определения верхнего предела пластичности (конус Васильева угол 30°, вес 76 г) – с=0.035-0.052 кгс/см^2 [1]. Для этого состояния грунта глубина погружения конуса в грунт составляет 22,5 мм. Как видно из этих чисел, истинные величины W_L грунта занижены примерно 1,5-2 раза.

Таким образом, из высказанных выше предположений, и основываясь на типах контактов в грунте можно все множество состояний глинистых грунтов в зависимости от показателя консистенции C_B разбить на три большие группы C_B>1,0 – грунты с коагуляционными контактами, C_B – 1,0-0 – грунты с переходными контактами и $C_в$<0 – грунты с фазовыми (точечными) контактами.

Совершенно очевидно, что для каждого типа контактов в глинистом грунте необходимо применять свой метод лабораторного определения механических свойств. Для первой группы – крыльчатый зонд, для второй одноплоскостной срез, для третей – одноосное раздавливание. Однако эти вполне очевидные положения не в полной мере отражены в существующей нормативной литературе.

Пенетрация грунтов одним усилием – методом конуса постоянной массы. Зная научно обоснованные критического точки состояния грунта (W_p= 4 мм – C_B=0 и W_L=22.5 мм – $C_в$=1), можно легко определить консистенцию грунта естественного сложения методом пенетрации конусом постоянной массы. Итак, всю линейку грунтов в естественном сложении можно разделить следующим образом (табл. 1).

Таблица 1

Классификация грунтов по показателю консистенции C_B (по П.О. Бойченко [1])

Глубина погружения конуса *h*, мм	Консистенция	C_B
<1,2	твердая	< -0,25
1,2–4,0	полутвердая	-0,25-0
4,0–7,4	тугопластичная	0-0,25
7,4–16,3	мягкопластичная	0,25-0,75
16,3–22,5	текучепластичная	0,75-1,00
>22,5	текучая	>1,00

Значения показателя текучести грунтов нарушенного сложения I_L, как правило, отличаются от величин показателя их консистенции C_B в ненарушенном сложении. Классификация их состояния (консистенции) по I_L при нарушенном сложении и C_B при ненарушенном сложении представлена в таблице 2 (по ней можно оценить также соотношение этих показателей).

Для оценки естественного состояния грунта вводится показатель структурный прочности:

Таблица 2

Классификация состояния грунтов по показателям текучести I_L и консистенции C_B

Показатель текучести I_L	Показатель консистенции C_B	Консистенция грунта
<0	<-0,25	Твердая
0–0,25	-0,25–0	Полутвердая
0,25–0,5	0–0,25	Тугопластичная
0,5–0,75	0,25–0,75	Мягкопластичная
0,75–1	0,75–1	Текучепластичная
>1	>1	Текучая

$$K_{сп} = C_B - I_L. \quad (2)$$

По этому простому показателю грунты можно разделить на три группы: (1) структурно устойчивые ($K_{сп}>0$); (2) структурно неустойчивые ($K_{сп}\leq 0$); (3) структурно однородные ($K_{сп}=0$). Таким образом, сравнение показателей I_L и C_B дает возможность оценить структурную прочность грунта.

Итак, зная две «критические точки состояния грунта» ($W_e>W_L$ и $W_e<W_p$) можно построить графики зависимости «консистенция грунтов – величина сцепления» (рис. 1) и получить распределение типов контактов в зависимости от их прочности для каждой разновидности глинистого грунта.

Подчеркнём, что данная номограмма построена исходя из ныне существующей градации типов контактов в грунте. В реальных природных грунтах, очевидно, что переходные контакты (в той или иной мере) будут присутствовать в диапазоне от $1.0>C_в>-0.25$.

Применительно к конкретным грунтам данная зависимость представлена на рис.2.

Из графика видно, что переход через вторую критическую точку грунта ($W_e<W_p$) у разных разновидностей глинистых грунтов различный: у супеси – 0.20 кг/см^2, у суглинков – 0.25 кг/см^2. Графики зависимости по результатам лабораторных определений построены только для суглинков и супесей.

В силу того, что классические глины на территории Санкт-Петербурга практически отсутствуют, график зависимости Св от с для последних носит теоретический характер и должен будет подтвержден экспериментальными исследованиями. Пока, по всей видимости, для глин стоит ожидать данную величину в диапазоне 0.25-0.30 кг/см^2. Вполне вероятно, данные значения соответствуют минимальной начальной прочности фазовых контактов в грунте.

Прочностные свойства грунтов. В свя-

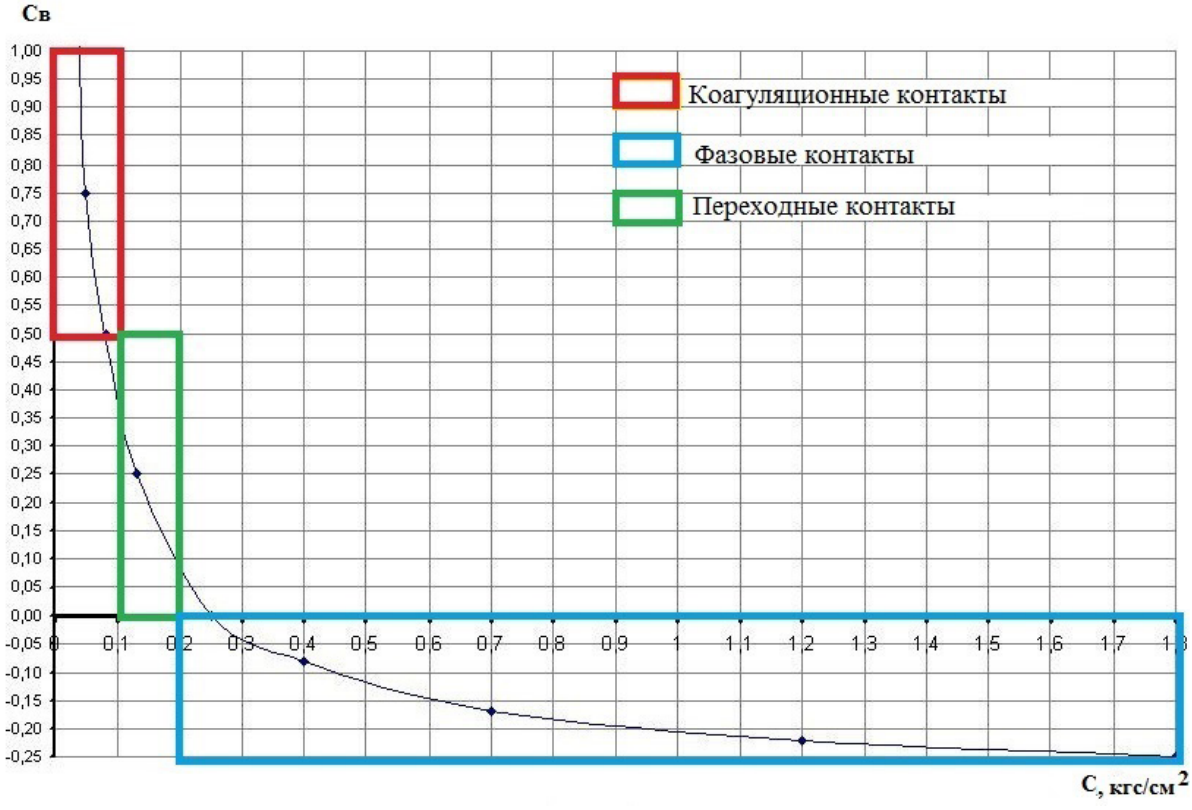


Рис. 1. Распределение типов контактов в грунте в зависимости от консистенции естественного сложения

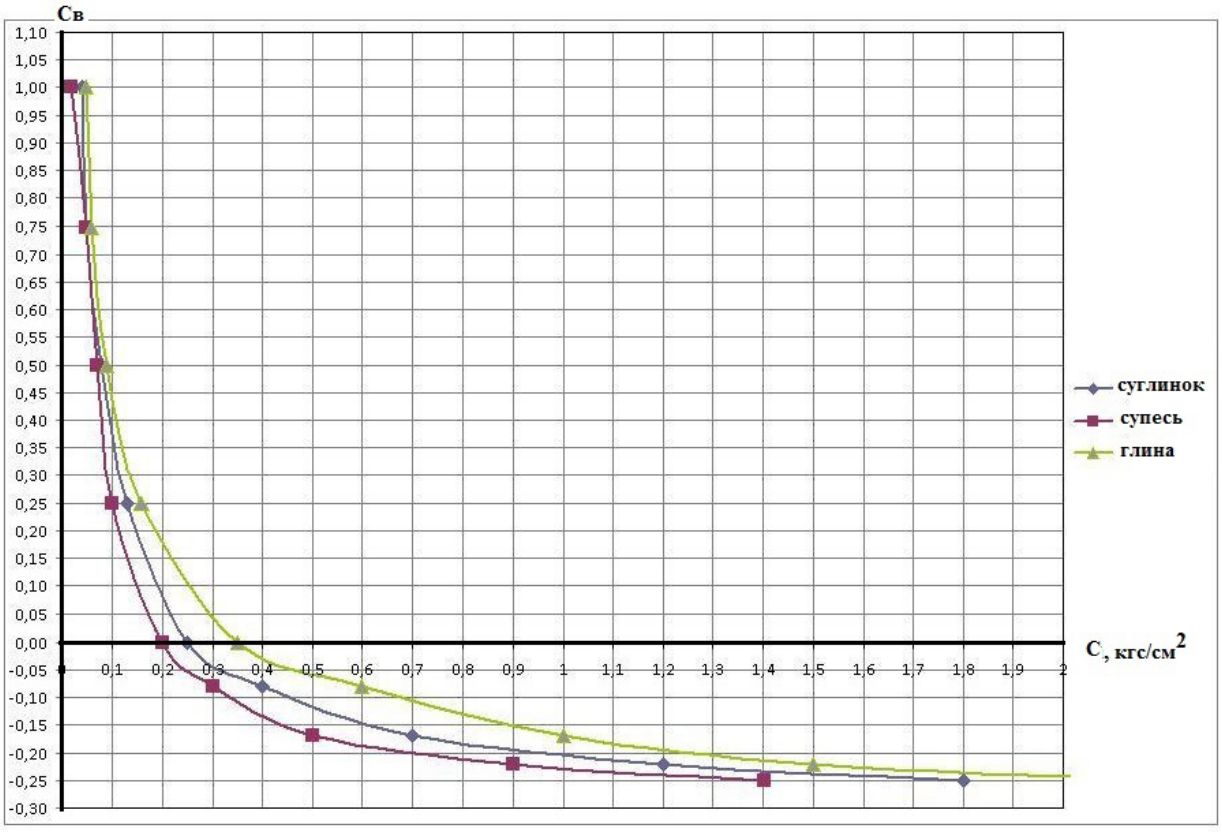


Рис. 2. Графики зависимости «показатель консистенции грунтов естественного сложения (C_B) – величина сцепления (с)» для разновидностей минеральных глинистых грунтов.

зи с вышеизложенным, совершенно особое значение приобретает ***теория естественной прочности грунта*** [11][2] . Согласно ей грунт реагирует на внешние воздействия, начиная (и заканчивая так же) с какой-то определенной величины. И эта величина зависит, прежде всего, от исходного состояния грунта. Сущность метода определения естественной прочности заключается в правильном выборе нормальных давлений, значения которых должны находится в строго определенном для данного грунта интервале и не вызывать с одной стороны растягивающих напряжений, а с другой стороны доуплотнения грунта или появления порового давления. Величина нормальных давлений должна находиться в диапазоне от σ_{min} до σ_{max}. При нормальных давлениях менее σ_{min} возникают растягивающие напряжения, что занижает сопротивление сдвигу. При давлениях более σmax изменяется исходное физическое состояние грунта, неводонасыщенный грунт доуплотняется, что приводит к увеличению прочности, у водонасыщенного грунта возникает поровое давление, что приводит к снижению получаемых прочностных характеристик грунта.

Таким образом, увязав теорию естественной прочности грунта с показателем консистенции грунта в естественном сложении, мы можем с помощью этой характеристики выбирать научно обоснованные величины вертикальных давлений при проведении сдвиговых испытаний (метод одноплоскостного среза) (табл. 1).

Подчеркнем, эти вертикальные нагрузки, приложенные к грунту при проведении сдвиговых испытаний, дают истинные значения величин трения и сцепления в грунте (основные характеристики механических свойств), без нарушения исходного типа микростроения грунта.

Аналогичный вид имеют графики зависимости можно построить в системе координат «консистенции грунта в естественном сложении C_B – недренированная прочность (c_u)» (рис 3).

В общем виде смысл таблицы сводиться к определению по разновидности дисперсного минерального глинистого грунта и его показателю консистенции прочностных и деформационных характеристик.

В графическом виде зависимости значений

[2]Работа И.П. Иванова «Определение показателей сопротивления сдвигу грунтов характеризующих их естественную прочность» [11] – классическая «спящая статья». Опубликованная сорок лет назад (1975 г.) в Вестнике ЛГУ, статья не привлекла поначалу особого внимания, хотя на самом деле, заложенный в ней научный потенциал просто не был оценён.

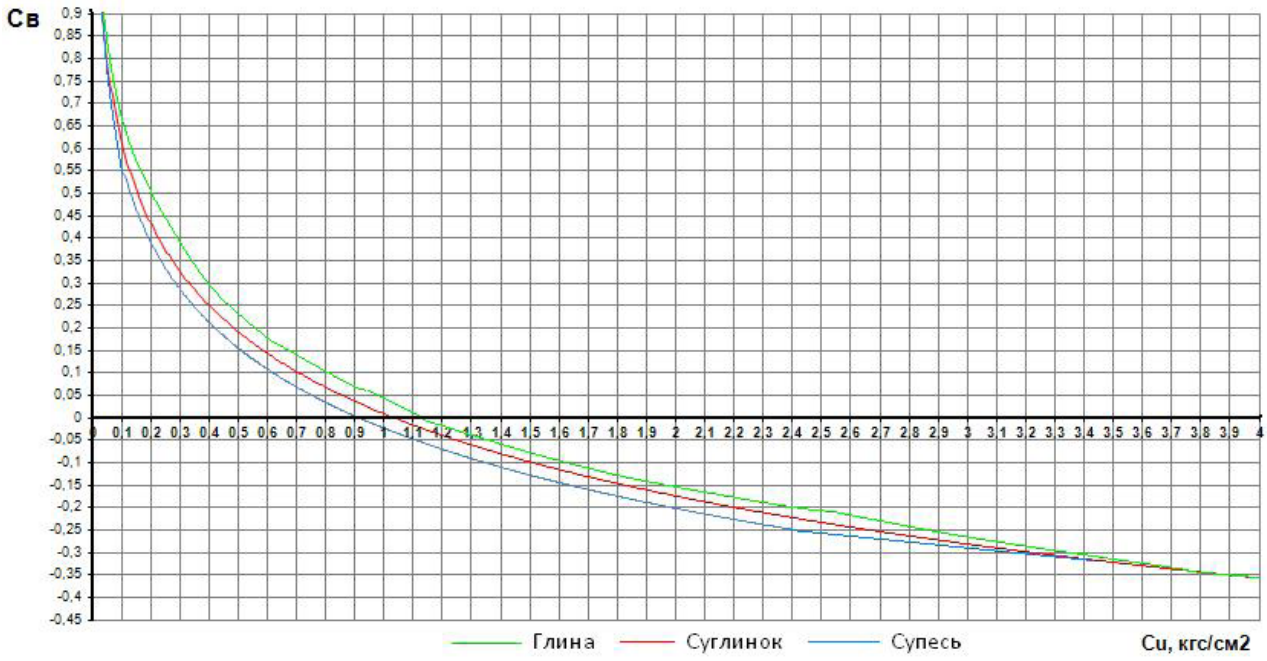


Рис. 3. График зависимости «консистенция грунтов естественного сложения ($C_в$) – недренированная прочность (c_u)».

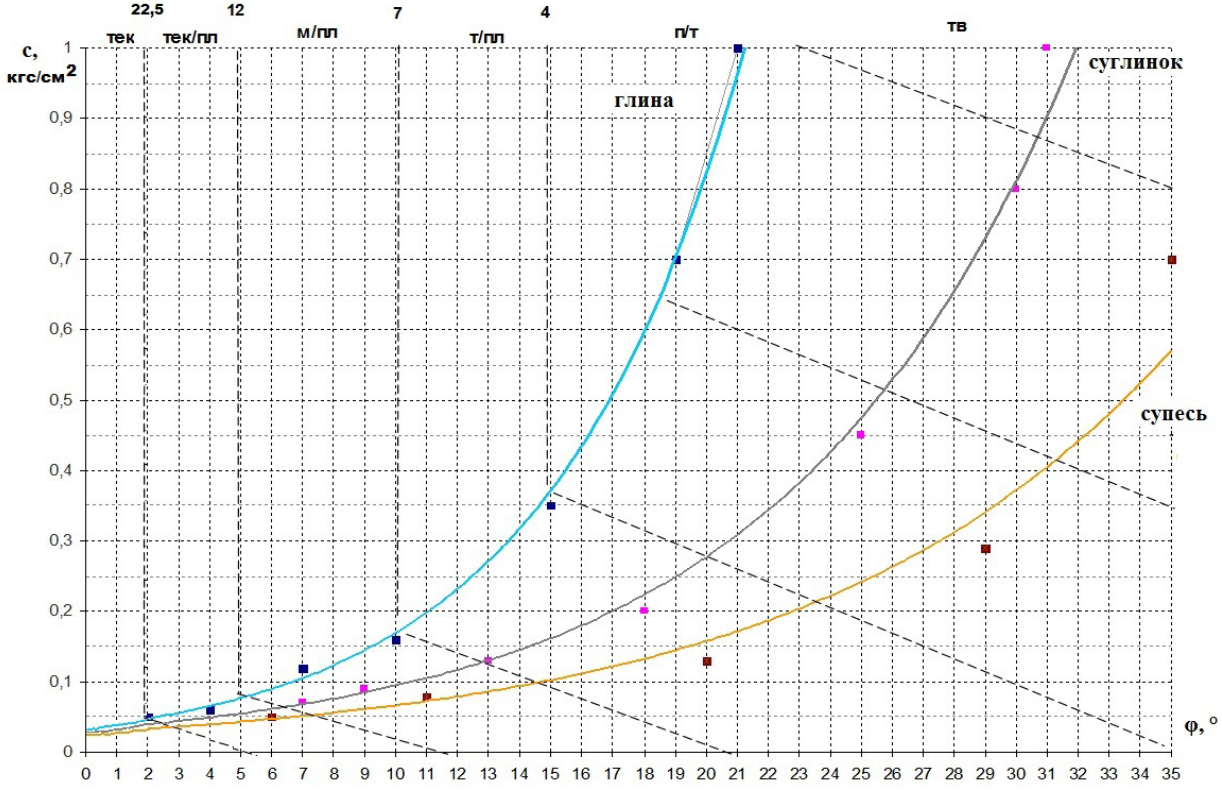


Рис. 4. Графики зависимости «консистенция грунтов естественного сложения ($C_в$) - величина сцепления (с), угол внутреннего трения (φ)» для разновидностей минеральных глинистых грунтов

величины сцепления (с), угла внутреннего трения (φ) от величины консистенции ($C_в$) представлены на рис 4.

Деформационные свойства грунтов. Рассматривая вопрос о реакции грунта на сжатие при приложении вертикальной нагрузки в свете показателя консистенции грунта естественного сложения, картина складывается практически аналогичным образом: деформация грунта зависит от его микростроения и типа структурных связей. Следовательно, недопустимо рассматривать данный вопрос в отрыве от контекста физико-химической теории контактных взаимодействий в грунте.

Таблица 3

Сводная таблица показателей физико-механических свойств грунтов с учётом консистенции естественного сложения (Ожидаемые прочностные и деформационные характеристики глинистых грунтов).

Показатель текучести I_L	Глубина конуса, h мм	Показатель консистенции $C_в$	Вертикальные нагрузки, P, кг/см^2	Супесь φ град; c, кгс/см^2	Суглинок φ град; c, кгс/см^2	Глина φ град; c, кгс/см^2	Модуль деформации в условиях ЕП (суглинок) E, кгс/см^2	Модуль деформации в условиях ЕП (супесь) E, кгс/см2	Недренированная прочность (суглинок) c_u, кгс/см^2	Недренированная прочность (супесь) c_u, кгс/см^2
I_L>1 текучая	>22.5	$C_в$>1								
	22,5-16,2	0,75<$C_в$<1 текучепластичная	0,125-0,25-0,5	5 0,02	4 0,04	2 0,05	<5		<0.05	<0.05
	16.2-11,3	0.5<$C_в$<0,75 мягкопластичная	0,25-0,5-0,75	6 0,05 9 0,05	5 0,05 7 0,07	4 0,06 5 0,08	5-10	<15	0.05-0.16	0.05-0.12
0.75<I_L<1 текучепластичная 0.5<I_L <0,75 мягкопластичная	11,3-7,4	0,25<$C_в$<0,5 мягкопластичная	0,25-0,5-0,75	10 0,07 16 0,1	8 0,08 13 0,13	6 0,09 10 0,16	10-30	15-40	0.16-0.40	0.12-0.35
0,25<I_L<0,5 тугопластичная 0<I_L<0,25 полутвердая	7,4-4	0<$C_в$<0,25 тугопластичная	0,5-1-1,5	17 0,11 25 0,2	14 0,14 20 0,25	11 0,17 15 0,35	30-80	40-130	0.40-1.0	0.35-0.9
0<I_L<0,25 полутвердая I_L<0 твердая I_L<-0,5 твердая	4-3	-0,25<$C_в$<0 полутвердая	1-1,5-2	26 0,23 30 0,3	21 0,3 25 0,45	16 0,4 18 0,6	80-120	130-220	1.0-1.5	0.9-1.3
	3-1,7		1-2-3	31 0,4 34 0,8	26 0,5 28 1,0	19 0,7 24 1,5	120-200	220-300	1.5-2.2	1.3-0.9
	<1.7		2-3--4-5	34 09 35 1,2	29 1,2 30 1,6	25 1,5 25 1,9	200-250	>300	2.2-2.7	2.0-2.4
	<1,2	$C_в$<-0,25 твердая	2-4-6				>250		>2.7	>2.4

Таблица 4

Классификация показателя текучести грунта нарушенного сложения I_L.

		I_L	C_B	Деформации	Категория
Глинистые грунты				хрупкие	-V
		-0,75–-1,00		хрупкие	-IV
		-0,50–-0,75			-III
		-0.25–-0,50			-II
	твердые	0–-0,25	<-0,25		-I
		0	0		
	полутвердые	0–0,25	-0,25–0		I
	тугопластичные	0,25–0,50	0–0,25		II
	мягкопластичные	0,50–0,75	0,25–0,75	пластичные	III
	текучепластичные	0,75–1,00	0,75–1		IV
	текучие	>1,00	>1	текучие	V

Анализируя полученные результаты экспериментальных исследований грунтов с помощью конуса постоянной массы, мы вправе выделить категории грунта по показателю текучести (I_L) и консистенции при естественном сложении (C_B). Весь спектр состояния грунтов (от твёрдых до текучих) можно разбить на 10 категорий от –V до V. Соотношение показателей I_L, C_B и предлагаемых категорий с учётом природных структурных связей представлено в табл. 4.

Таким образом, вырисовывается достаточно стройная «зеркальная» позиция в ранжировании показателя текучести грунтов нарушенного сложения: от –V до V. Причём, на область пластических деформаций падает львиная доля категорий грунта – 8. Две крайние категории соответствуют в одном случае дальним коагуляционным контактам (текучая – +V) и цементационным контактам (хрупкие деформации – -V).

Подчеркнём, что предлагаемая градация грунтов в зависимости от его природного состояния увязывает, как нам кажется, в единое целое гранулометрический состав и физико-химические свойства грунтов первого порядка (естественная влажность, плотность и консистенцию) с их природными (естественными) механическими характеристиками.

Видимо в игнорировании типов контактов и микростроения грунта заключаются все те противоречия между теоретически рассчитанными значениями деформаций водонасыщенных глинистых грунтов и реальной инженерной практикой, что вылилось в проблему консолидации грунтов.

На наш взгляд разделение общей консолидации грунта на первичную (фильтрационную) и вторичную (структуры) весьма условна.

Консолидация, как и коэффициент фильтрации – строительные характеристики грунта. В самом деле, весьма сложно (невозможно) представить деформацию структуры грунта даже при нагрузке в 6 кгс/см^2. В принятой методике проведения компрессионных испытаний существует некий начальный аппаратурный порог, фиксирующий регистрацию начала изменения (уменьшения) высоты исходного образца грунта в одометре под воздействием вертикально прилагаемой нагрузки.

Фиксируемые деформации (0.01 мм) более чем вписываются в пределы погрешности прибора (0,05%), свидетельствуют ровно о том, что грунт неоднородный по текстурно-структурным особенностям, и закону одномерного уплотнения не подвластен. Пористость (от макро до ультромикропор) в единице объёма грунта распространена неравномерно и хаотично, и именно это перераспределение пористости в образце грунта и фиксирует мессура при компрессионных испытаниях грунта. Это подтверждается данными изучения микростроения грунтов. Расчёт пористости полученной при анализе РЭМ-изображений никогда не соответствуют данным прямого расчёта общей пористости. При достижении какой-то определённой величины нормального давления более крупные поры, просто меняют свой размер и геометрию, разделяясь на более мелкие, тем самым показывая уменьшение вертикального размера испытуемого образца.

Одна из стратегических задач генетического грунтоведения аппаратурно установить тренд закрытия пор в образце грунта при при-

ложении нагрузки. Логическая цепочка в изменении геометрии порового пространства при приложении внешней нагрузки «макропоры → мезопоры → микропоры → ультромикропоры», должна быть экспериментально доказана в жесткой привязке к состоянию грунта ($W_e>W_l$, $W_e<W_l$, $W_e=W_l$, $W_e=W_p$, т.е. при различных I_L и Св, как принятых в современных нормативных документах, так и теоретически рассчитанных исходя из положений физико-химической механики дисперсных сред). Только после проведения экспериментов (как модельных, так и реальных грунтов – 3D-томография) понятие «консолидация грунта» получит строгое грунтоведческое (цифровое) наполнение. Пока же консолидация грунта, рассчитывается только математически (как правило, по формуле Тейлора), по сложившейся парадигме определения деформационных свойств грунтов (чаще в компрессионных приборах, реже в стабилометрах).

Именно в данном контексте (критическому анализу определения механических свойств грунтов) необходимо рассматривать работу В.И. Осипова, Ф.С. Карпенко и Н.А. Румянцевой, когда было уточнено понятие «активной пористости грунта» [15].

Следовательно, сопротивление грунта сжатию – это та максимальная нагрузка, при которой грунт не теряет своих изначальных физико-химических и структурных параметров, т.е. при максимально допустимой σ_1, W_e, $C_в$, n и микростроение не меняются. Таким образом, с большой долей достоверности мы можем определить только начало деформации грунта природной консистенции в естественном сложении.

Например, для суглинков мягкопластичных при $C_в$=0,5 E=10 кгс/см^2, Исходя из своего типа микростроения («ближние коагуляционные» по Соколову и «переходные» по сути) меньше он, априори, быть не может. При приложении больших вертикальных нагрузок после наступления стабилизации от предыдущей – да. Только это уже совсем другой показатель, не имеющий отношения к природным характеристикам грунта.

Полученные графики зависимости E от $C_в$ (рис. 5) получили название «паруса деформаций»[3].

Как и в случае с графиками зависимости Св от с логарифмическая кривая для глин носит вероятностный характер и требует верификации лабораторными исследованиями.

Таким образом, сопротивление грунта сжатию и деформационные свойства грунтов опять-таки не синонимы, а очень близкие понятия: в первом случае – механическая (грунтоведческая) характеристика грунта, во втором

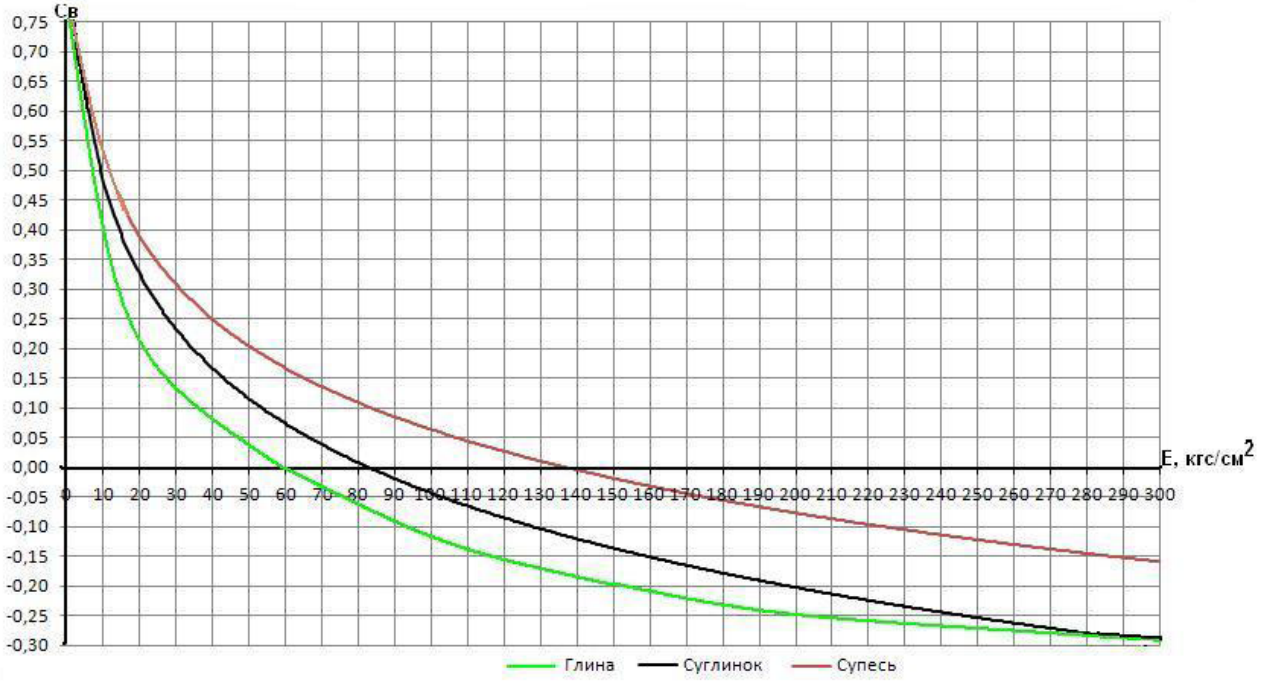


Рис. 5. Паруса деформаций». Графики зависимости «консистенция грунтов естественного сложения ($C_в$) – модуль деформации (E)» для глинистых грунтов.

[3]Они действительно чем-то напоминают силуэт скользящего по воде люггера (chasse-marée – «охотник за приливом» – три мачты с рейковыми парусами).

– строительная.

Таким образом, суммируя полученные результаты исследований прочности и деформируемости глинистых грунтов методом лабораторной пенетрации, значения величины сцепления (с), угла внутреннего трения (φ), недренированной прочности (c_u) и сопротивления грунта сжатию (Е) в зависимости от консистенции естественного сложения ($C_в$) для «второй критической точки» глинистого грунта ($W_e<W_p$) можно представить в виде таблицы (табл. 5).

Таблица 5

Значения прочностных и деформационных свойств разновидностей глинистого грунта в зависимости от показателя консистенции при естественном сложении (СВ) для «второй критической точки» (We < Wp)

Разновидность глинистого грунта	с, кгс/см^2	φ, град.	c_u, кгс/см^2	Е, кгс/см^2
Супесь	0,20	25	0,9	140
Суглинок	0,25	20	1,0	85
Глина	0,30	15	1,1	60

Необходимо оговориться, что в данной статье рассматриваются обобщенные зависимости между показателями свойств глинистых грунтов только на уровне разновидности: «супесь», «суглинок», «глина». Безусловно, влияние гранулометрического состава на консистенцию, естественную прочность и деформируемость грунтов весьма и весьма значительно. Данному вопросу будет посвящена отдельная работа, где более подробно будут рассмотрены вышеупомянутые зависимости применительно к отдельным грунтовым разностям «суглинок тяжелый пылеватый», «супесь легкая пластичная» и т.д.

Выводы.

1. Проведённые исследования позволили существенно уточнить природу структурных связей в грунтах и увязать понятия «естественная прочность грунта» – «теория контактных взаимодействий» – «физико-механические свойства грунта». Фактически речь идёт о новом подходе в выявлении взаимосвязи состояния грунта (консистенция грунта ненарушенного сложения) с прочностными и деформационными свойствами грунтов – («паруса деформаций») с точки зрения классического грунтоведения.

2. Предлагаемая методика определения трения, сцепления и сопротивления грунта сжатию с помощью пенетрации конусом постоянной массы вытекает из современных представлений понятия «грунт», базирующегося на физико-химической теории дисперсных сред, и в общем виде сформулированной В.И.Осиповым. На наш взгляд это первые практические выводы, следующие из теории контактных взаимодействий в дисперсных глинистых грунтах[4] .

3. «Паруса деформаций» позволяют предварительно оценить прочностные и деформационные свойства грунтов в полевых условиях. Предварительно! Что на настоящем этапе состояния отечественной нормативной базы в сфере определения физико-механических свойств грунтов пока исключает его прямое применение в практике лабораторных испытаний грунтов для инженерных изысканий для строительства[5] .

4. Существующие схемы определения прочностных свойств грунтов строительные и только строительные, что впрочем, нисколько не умаляет их значения в практике лаборатор-

[4]А посему, надеемся, что здравый смысл все-таки возобладает, и практика лабораторных испытаний грунтов для строительства, получит научно обоснованную методику определения прочностных свойств грунтов, основанную на параллельном определении этих параметрам по двум схемам: по теории естественной прочности грунта (ЕПКВ) и одной из трех схем (НН, КН и КД) используемых в ныне действующем нормативном документе. Причем, вторая схема испытаний грунта будет предлагаться геотехниками исходя из той нагрузки, которую по их представлениям, будет испытывать грунт от веса конкретного сооружения. В последнем случае мы будем получать только строительное свойство грунта, но никак исходное прочностное. И именно тогда, понятие «геотехнический мониторинг» приобретет, наконец, вполне осознанный смысл, выражающийся в последующем сравнении показателей физико-механических свойств грунтов до, во время и после строительства того или иного инженерного сооружения.

[5]По согласованию с геолого-геодезической службой Комитета по градостроительству и архитектуре Администрации Санкт-Петербурга, а также аналогичной структурой в Ленинградской области данные показатели включаются в отчетные материалы по результатам инженерных изысканий и принимаются контролирующими и проверяющими органами всех уровней. За 40 лет применения пенетрационных испытаний в практике лабораторных исследований накоплен и обобщён колоссальный фактический материал (более 500 000 определений), построены номограммы и зависимости с, φ, cu и Е от R и Св, Значения с, φ, cu и Е, определенные на основании пенетрационных испытаний, полностью сопоставимы с результатами, полученными другими методами (срезные, компрессионные приборы и стабилометры) с доверительной вероятностью 0.95.

ных испытаний грунтов для производственных целей.

5. Существующие схемы определения прочностных свойств грунтов (НН - неконсолидированная-недренированная, КН - консолидированная-недренированная и КД - консолидированная-дренированная) ни в коем случае не соответствуют естественным (природным) свойствам грунта, включая тип микростроения и тип структурной связи.

6. В практическом плане (инженерные изыскания для строительства) выявленные зависимости позволяют получать вполне удовлетворительные результаты по числовым значения прочностных и деформационных характеристик, необходимых для проектирования и строительства любых инженерных сооружений.

7. По всей видимости, на сегодняшний день теория ЕП, дополненная контактными взаимодействиями (ЕПКВ) – единственная приемлемая платформа для начала осуществления важнейшей стратегической задачи грунтоведения – создания всеобъемливающего «Атласа грунтов» и серьёзной корректировке существующих региональных таблиц физико-механических свойств грунтов. Создание такого атласа вытекает из поступательного развития грунтоведения как фундаментальной науки геологического цикла и прямо следует из колоссального объёма накопленных фактов, требующих своего обобщения.

8. Наберёмся смелости и дополним главный закон грунтоведения «*физико-механические свойства грунтов есть функция геологической истории его существования; они определяются его минеральным и гранулометрическим составом, химическим составом порового раствора и типом контактов между отдельными элементами грунтовой системы*». К счастью его ещё никто не отменил.

Работа выполнена в Центре генетического грунтоведения «Охотинского общества грунтоведов»

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Бойченко П.О.* Определение пределов пластичности и консистенции глинистых грунтов методом конуса. Л.: Изд-во ЛГУ, 1964. 47 с.

2. *Богданов Е.Н.*, Иванов И.П., Руднева И.Е. Применение пенетрации при сдвиговых испытаниях грунтов естественной прочности. – В сб. «Современные методы определения механических характеристик слабых грунтов». Л., ЛДНТП, 1979, с. 52-56.

3. *Богданов Е.Н.* О механических свойствах глинистых грунтов. Грунтоведение. 2012, № 1, с. 62-70.

4. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. М.: Стандартинформ, 2013. 38 с.

5. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы определения физических характеристик. М., Издательство стандартов, 1985. 24 с.

6. ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Стандартинформ, 2010. 78 с.

7. *Дерягин Б.В. Чураев Н.В. Муллер В.М.* Поверхностные силы. М., Наука, 1987, 398 с.

8. *Здобин Д.Ю., Семенова Л.К.* Показатель текучести и консистенция – основные физико-химические показатели состояния грунтов. Инженерные изыскания, 2013, № 5, с. 28-33.

9. *Здобин Д.Ю.* О консистенции грунтов естественного сложения. 17 Сергеевские чтения, М., 2015, с. 554-561.

10. *Иваникова Н.П.* Методы исследования механических свойств грунтов. СПб, СПбГУ, 1996, 93 с.

11. *Иванов И.П.* Определение показателей сопротивления сдвигу грунтов характеризующих их естественную прочность. Вестник ЛГУ, 1975, № 6, с. 73-79.

12. *Кульчицкий Л.И. Габибов Ф.Г.* Методы исследования свойств глинистых грунтов. Адильоглы, Баку, 2004, 185 с.

13. *Осипов В.И., Соколов В.Н.* Глины и их свойства. М., ГЕОС, 2013, 576 с.

14. *Осипов В.И.* Физико-химическая теория эффективных напряжений в грунтах. Грунтоведение. 2013, № 2, с. 3-35.

15. *Осипов В.И., Карпенко Ф.С., Румянцева Н.А.* Активная пористость и ее влияние на физико-механические свойства глинистых грунтов. Геоэкология, 2014, №3, с. 262-269.

16. *Охотин В.В.* Грунтоведение. СПб, ЦГГ, 2008, 231 с.

17. *Разоренов В.Ф.* Пенетрационные испытания грунтов. М., Стройиздат, 1968, 182 с.

18. *Ребиндер П.А. Семененко Н.А.* О методике погружения конуса для характеристики структурно-механических свойств пластично-вязких тел. Доклады АН СССР, т. 64, 1949.

19. РСН 51-84. Инженерные изыскания для строительства. Производство лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов. М., Госстрой РСФСР, 1984, 38 с.

20. *Соколов В.Н.* Инженерно-геологическая классификация микроструктур глинистых пород. Инженерная геология, 1988, № 4, с. 25-41.

21. *Соколов В.Н.* Модели микроструктур глинистых грунтов. Инженерная геология.

1991. №6, с. 32-40.

22. *Терцаги К., Пек Р.* Механика грунтов в инженерной практике. Госстройиздат, 1958, 608 с.

23. CEN ISO/TS 17892-6 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 6: Fall cone test.

24. D3441-98 Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests

25. D5778-95 (2000) Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

26. NF P94-052-1:1995 Sols: Reconnaissance et Essais – Determination des limites d'Atterberg – Partie 1: Limite de liquidite – Methode du cone de penetration.

27. SS 02 7125:1991 Geotechnical test methods. Undrained shear strength. Fall cone test cohesive soil.

THE NATURAL STRENGTH AND DEFORMABILITY CLAY SOILS

© 2015 Zdobin D.Yu.

St. Petersburg State University, Universitetskaya emb., 7/9, St. Petersburg, 199034, Russia

On the basis of works P.O. Boychenko, I.P. Ivanov, V.I. Osipov considers issues of strength and strain of clay soils in the light of contact interactions. Analyzes the property of the soil of the first order – the consistency of the soil is a natural addition to CB. On the basis of the concepts of «critical point condition of the soil» was first offered the theory of natural soil strength based on contact interactions (NSSCI). Offers a rapid method of determination of strength and deformation properties of clayey soils by the method of penetration: «one effort – cone constant mass». Based on years (2004-2014) laboratory determinations of physical and mechanical properties of soils obtained the dependence of the consistency of the soil natural addition, employee turnover with values of coupling, the angles of internal friction, the untrained shear strength and deformation. It is suggested to separate the consistency of the soil in 10 categories. Are the tables and nomograms for determining properties of soils depending on CB.

Keywords: soils, types of contacts, physical and mechanical properties, texture of soil is a natural addition ST, clutch size, angle of internal friction, modulus of deformation, penetration cone constant mass, the relationship of values, natural strength and deformability.

УДК 624.131:551.3

ЛЕНТОЧНЫЕ ГЛИНЫ ОЗЕРНО-ЛЕДНИКОВЫХ РАВНИН СЕВЕРО-ЗАПАДА РОССИИ

© 2015 г. Н.Н. Матинян

Санкт-Петербургский государственный университет, Институт наук о Земле,
199034, Университетская наб. 7/9, Санкт-Петербург, Россия.
natalym101136@yandex.ru

В статье рассматриваются макро-микростроение, физико-химические свойства, гранулометрический химический и минералогический составы ленточных глин различных озерно-ледниковых равнин Северо-Запада России, а именно Карельских низин, Приневской, Волхов-Ильменской и Псковско-Чудской низменностей. Вещественный состав и свойства ленточных глин подвержены вариабельности в пределах одного геоморфологического района и в рамках конкретного вертикального разреза глинистой толщи.

Ключевые слова: ленточные глины, озерно-ледниковые равнины, вещественный состав, глинистые минералы.

Введение. На Севере-Западе России в проксимальной зоне Валдайского оледенения обширную площадь занимают аккумулятивные озерно-ледниковые равнины, сложенные ленточными глинами (Приневская, Волхов-Ильменская, Псковско-Чудская). Глинистые равнины протянулись в субмеридиональном направлении от Карельского и Онежско-Ладожского перешейков до западного склона Валдайской возвышенности. На Карельском перешейке они имеют небольшие контура, руслообразную конфигурацию и ориентированы с северо-запада на юго-восток (рис.1).

Глинистые озерно-ледниковые равнины занимают одно из ведущих мест в сельскохозяйственном использовании на территории Северо-Запада, в связи, с чем познание свойств и состава ленточных глин, слагающих равнины, необходимо для прогноза развития и поведения глинистых почв при естественных и антропогенных нагрузках.

Чрезвычайно актуально изучение особенностей ленточных глин при проведении наземного и особенно подземного строительства. Необходимо предвидеть и учитывать изменения состояния глинистой породы при строительстве, которые часто становятся причиной нежелательных геологических процессов таких, как деформация, просадка, эрозия, заболачивание территории, разрушение склонов.

Ленточные глины интересовали многих исследователей (Марков,1927, 1933; Кагнер,1959; Раукас,1963; Квасов, Краснов,1967; Пиррус,1968; Зайцева, 1969; Рухина,1973; Бган-

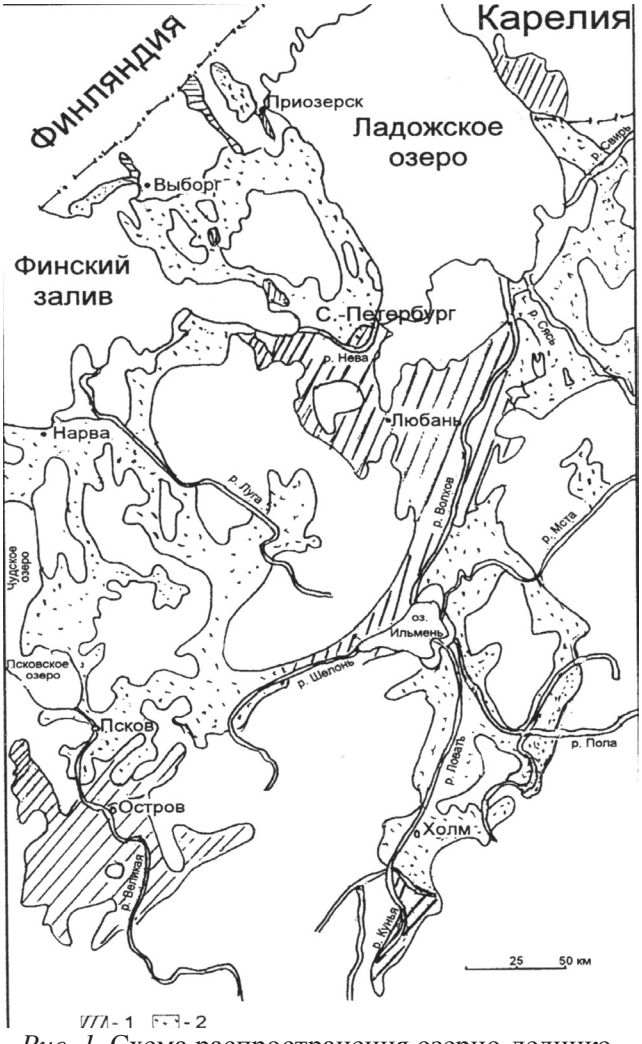


Рис. 1. Схема распространения озерно-ледниковых отложений равнинных территорий Северо-Запада Русской равнины. 1 – ленточные глины, 2 – супеси, пески, двучлены: супеси и пески на ленточных глинах.

цов, Сапожников, 1981; Лысенко,1986). Особое внимание при исследованиях ленточных глин уделялось рассмотрению их физико-механических свойств, меньше - вещественному составу.

Цель настоящего исследования состоит в выявлении пространственного изменения морфологического строения, свойств и вещественного состава ленточных глин, залегающих в различных геоморфологических условиях региона.

Объекты и методы исследования. Объектами исследования были ленточные глины, сформированные в различных геоморфологических условиях: в низинах Карельского перешейка, на Приневской, Волхов-Ильменской, Псковско-Чудской равнинах.

Рельеф Карельского перешейка представляет собой чередование удлиненных холмов и гряд (сельг), сложенных кристаллическими породами и понижениями. Для северных районов перешейка характерны системы узких вытянутых ложбин (шириной не более 250 м), ограниченных сельговыми грядами, а также обширные террасовидные понижения. На низких уровнях (абс. отм. 10-40 м) озерно-ледниковые равнины сложены тонкими ленточными глинами.

Приневская равнина располагается на плоской слегка вогнутой озерно-ледниковой террасе на высоте 12-32 м. над у.м.

Волхов-Ильменская равнина располагается в бассейне оз. Ильмень. Она протянулась с северо–северо-востока на юго-юго-запад по течению р. Волхов, и полого наклонена к Ильменской и Грузинской впадинам. Исключение составляет юго-восточная часть равнины, имеющий наклон в сторону Ладожского озера. Абсолютные отметки колеблются от 20 до 40-60 метров над у.м. (Малаховский,1978). В распределении озерно-ледниковых отложений обнаруживается определенная закономерность: плоские центральные участки равнины занимающие низкое гипсометрическое положение (от 20-40 м), сложены ленточными глинами, а волнистые поверхности периферийных районов (от 40-60 м над у.м.), представляющие прибрежные участки бывших водоемов - песками и супесями (рис.1). Исключение составляет Тосненская равнина, где отмечены глины на абсолютных отметках 40-60 м над у.м.

Псковско-Чудская низина ограничена с севера на восток Лужской и Судомской возвышенностями, на западе - возвышенностью Хаанья. Низина расположена внутри пояса краевых образований, неоднократно подвергалась абразионно-аккумулятивной деятельности озерно-ледниковых бассейнов крестецкой и лужской стадий валдайского ледника. Современная поверхность низины представляет низменную равнину, которая в южной части имеет абсолютную высоту 70-80 м над у.м., в срединной – 50-60 м над у.м., в северных районах – 40-50 м (Исаченко,1967; Геоморфология,1969). Пониженные участки (до 30 м над у.м.) наблюдаются вокруг Псковско-Чудского озера, в нижнем течении р. Великой.

Для изучения особенностей ленточных глин различных озерно-ледниковых равнин (Приневской, Волхов-Ильменской, Псковско-Чудской) и низин в пределах Карельского перешейка было отобрано 83 образца глин.

Методы исследования. В лабораторных условиях определяли гранулометрический и химический составы, физико-химические свойства глин, химический состав илистых фракций по общепринятых методикам (Качинский,1970; Аринушкина,1970; Растворова,1983). Рентгенодифрактометрический анализ минералогического состава тонкодисперсных фракций был проведен на дифрактометре Дрон-8 с использованием характеристического излучения Cu-антикатода длиной волны 1.539 Е. Содержание глинистых минералов определяли по методике P.E.Biskaye (1964). Материалы исследования прошли статистическую обработку по программе Statgraphics.

Обсуждение и результаты. Ленточные глины – отложения поздне и послеледниковых озер, существовавших в различные периоды отступления ледника. Их образование происходило в приледниковых холодных и пресноводных озерах за счет моренного материала, размывавшегося и переносившегося талыми водами ледника (Марков, 1927, 1933). В летний период, во время интенсивного таяния ледника, в озера поступал несортированный материал (гравий, щебень, песок, супесчаные и пылеватые частицы), образуя песчано–пылеватые слои. Зимой, под ледяным покровом, в озерах осаждалась ледниковая муть, содержащаяся в талых водах и не осевшая в летнее время, что приводило к образованию совершенного по сортировке глинистого слоя. Летний песчано-пылеватый и зимний глинистый слои (прослои) составляют годичную ленту. Мощность сезонных прослоев может изменяться как в пределах одного разреза, так и в географическом плане. В пределах сезонных слоев часто проявляется суточная микрослоистость (особенно в летних слоях), связанная с ритмическим изменением круглосуточного температурного режима та-

яния ледника.

Окраска глин связана с влиянием подстилающих пород. В районах распространения кембрийских глин (Карельский перешеек, Приневская низина) ленточные глины имеют серый, светло-коричневый цвет. С продвижением на юг, в полосе выхода пестроцветных девонских пород, глины приобретают красновато-коричневую окраску.

Характерной чертой ленточных глин является их трещинноватость. Зарисовка пантографом горизонтального среза породы (рис. 2.) показала, что сеть трещин разбивает глину на крупные остроугольные полигоны. Можно предположить глубокое проникновение трещин, вплоть до границы литологической смены пород (Кагнер, 1959).

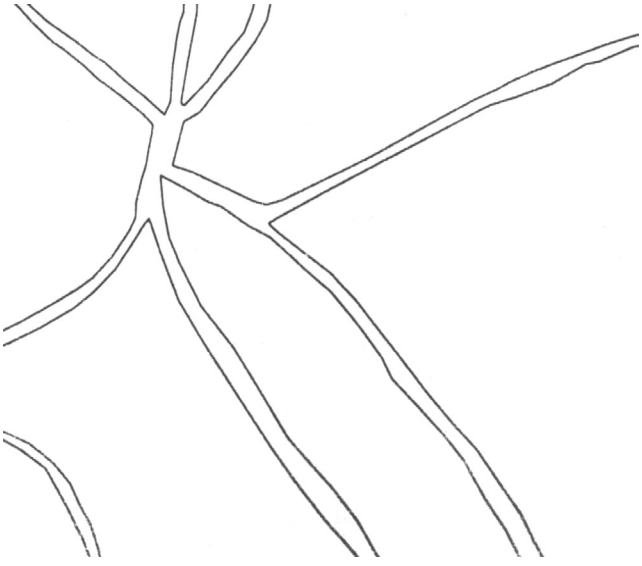


Рис.2. Строение горизонтального среза ленточной глины на глубине 280 м.

Изучение шлифов ленточных глин показало, что они обладают слоистой структурой: чередование тонкодисперсного оптически ориентированного глинистого вещества со слоями серой изотропной массы более легкого гранулометрического состава (рис. 3 а,г). Зимние слои годичной ленты имеют совершенную ориентировку глинистого вещества, о чем свидетельствует одновременное погасание всей массы глины в скрещенных николях. Зерна первичных минералов единичны. Отмечаются микрослоистость глинистых прослоев и горизонтальные трещины (рис.3 б, в). В летних слоях зерна имеют параллельную ориентировку длинных осей частиц. На верхних поверхностях летнего слоя часто присутствуют марганцовые пятна и разводы (рис.3 д, е).

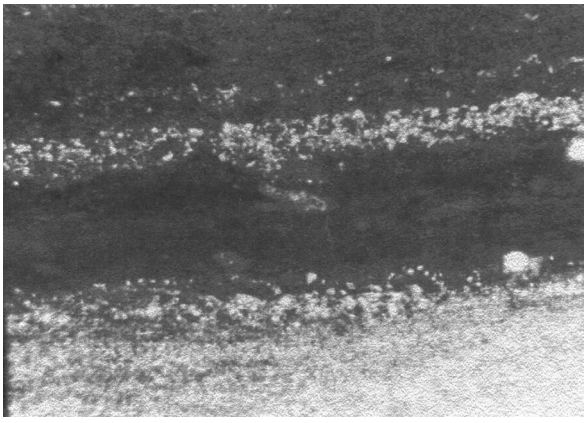
Текстурные особенности ленточных глин проявляются в своеобразных процессах, протекающих при их взаимодействии с водой и набухании. По данным М.Н. Кагнера (1959) ленточные глины, за счет раздвигания микрослоев водными пленками, увеличиваются (до 50%) в размере по высоте, в то время как вдоль слоев деформация не происходит. Внутриобъемные изменения в породе, возникающие при набухании и высыхании, являются причиной разнообразных форм деформаций в толще ленточных глин. В шлифах видны микросбросы и подвижки летних и зимних слов глин (рис. 4 а, б, г).

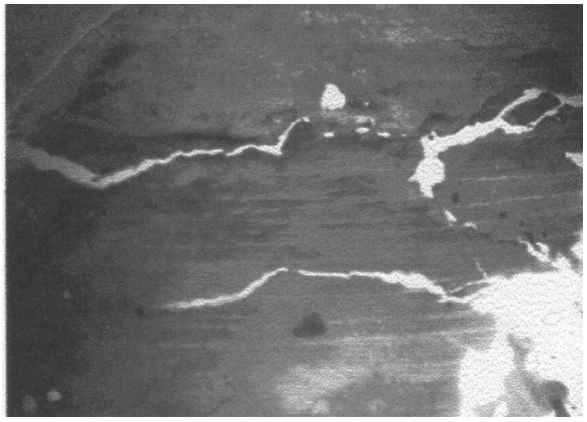
Возможность подтока воды по летним слоям благоприятствует морозным деформациям ленточных глин. Из-за плохой водопроницаемости в вертикальном направлении ленточные глины нередко служат водоупором, вызывая заболачивание территории. Плоскости скольжения представляют собой тонкие полоски ориентированной глины, по которым часто развиваются микротрещины (рис. 4в). Проведенное совместное с московскими коллегами изучение ленточных глин под растровым электронным микроскопом (Шоба и др., 1987) показало, что глинистые частицы формируют удлиненные и уплощенные агрегаты, которые имеют щелевидные поры. Глинистые частицы и агрегаты сочленены между собой по типу базис-базис. Это обеспечивает крайне неблагоприятные фильтрационные свойства ленточных глин.

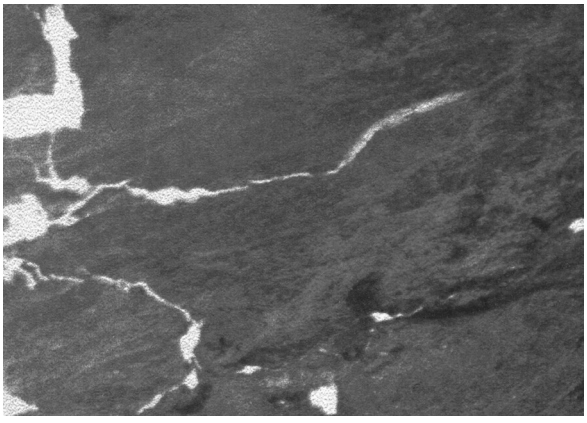
Коэффициент фильтрации глинистых слоев составляет около 10 -4 – 10 -5 м/сут., а песчано-пылеватых - 10 -1–10 -2 м/сут. Водопроницаемость вдоль слоев намного превышает водопроницаемость перпендикулярно к слоям (Кагнер, 1959; Лысенко М.П., 1986).

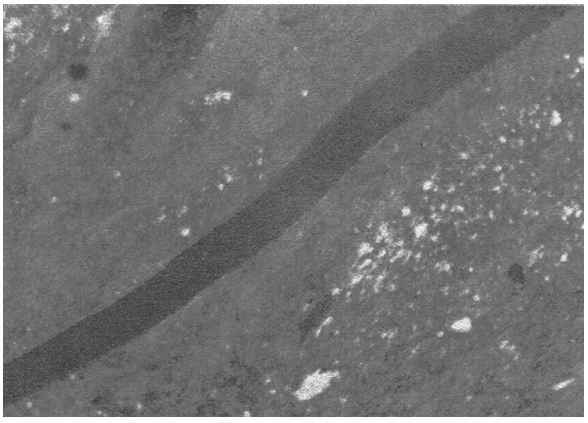
Низкие фильтрационные свойства ленточных глин обусловлены не только характером микростроения глинистого вещества, но и их гранулометрическим составом. По содержанию физической глины данные породы относятся к средней или тяжелой глине (табл.1).

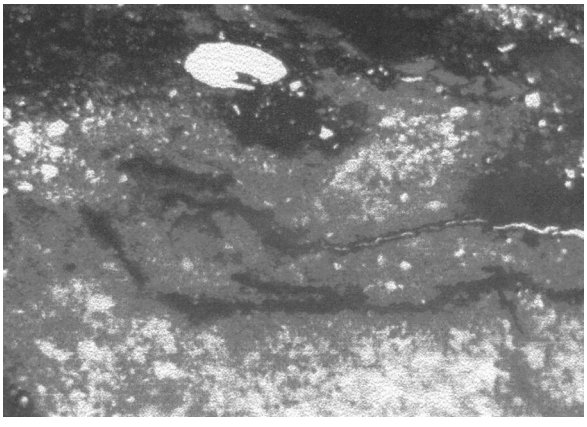
Скелетные частицы (>1мм) практически отсутствуют, а содержание фракции крупного песка незначительно (6–12%). Исключение составляют глины Псковско-Чудской низины, характеризующиеся высоким содержанием песчаных фракций. В пределах Волхов-Ильменской низины ленточные глины Тосненской равнины и крупного понижения – Грузинской впадины – выделяются резким преобладанием фракции мелкой пыли. Высокое содержание в этих глинах физической глины (83-93%) свидетельствует о значительном преобладании глинистых прослоев в толще, что позволяет предполагать о формировании ленточных глин


а.


б.


в.


г.


д.

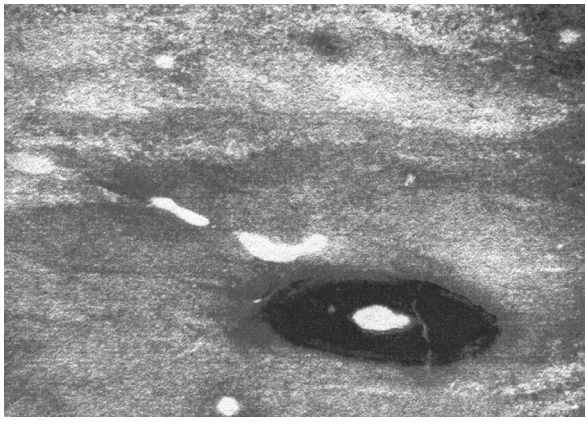
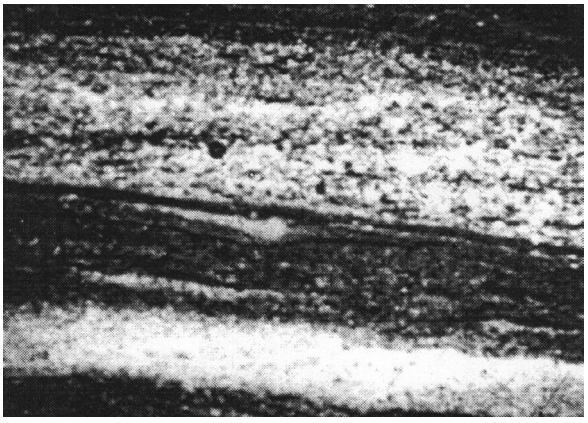

е.

Рис. 3. Микростроение ленточной глины: а – чередование глинистых и песчано-пылеватых прослоек, Ni||; б – микрослоистость глинистого прослоя, Ni||; в – оптически ориентированная плазма в глинистом прослое, Ni×; г – ориентированное глинистое вещество, приуроченное к трещине в породе Ni||; д – окисление вдоль горизонтальных трещин в породе, Ni||; е – охристое выделение вокруг поры в пылеватом прослое ленты, Ni||.

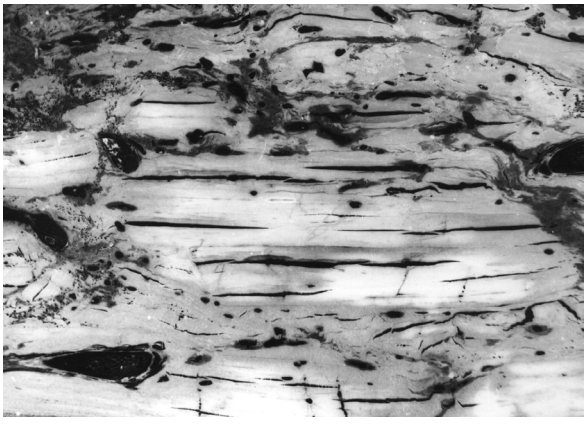
Волхов-Ильменской низины в центральной части глубоководного озера. В гранулометрическом составе глин южных районов низины доминирует фракция ила. Анализ гранулометрического состава ленточных глин показал, что даже в пределах одной озерно-ледниковой равнины количество той или иной фракции колеблется в широких пределах и зависит от условий формирования породы.

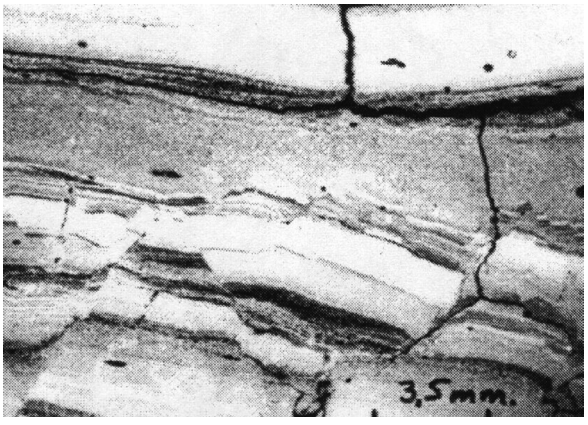
Наиболее изменчив состав летних слоев. По содержанию физической глины летние слои относятся к супесям, легким суглинкам, связным пескам и характеризуются преобладанием фракции крупной пыли. Состав гранулометрических фракций в зимних слоях различных разрезов характеризуется довольно большим постоянством. В них фракции мелкой пыли и ила составляют 58–65% (табл.2.).

Ленточные глины различаются по химическим свойствам. На Карельском перешейке, в Приневской низине глины имеют кислую реакцию. В южных районах реакция глин становится нейтральной или щелочной (табл.3). Ленточные глины Волхов-Ильменской низины, в основном, не вскипают в пределах почвенного профиля (1-1,5 м), а с глубины 3-4 м возможно


а.

б.


в.



г.

Рис. 4. Строение ленточной глины (фотограммы) увеличение х 3,5. а - слаботрансформированные летние и зимние прослои ленточной глины, б - внедрение пылеватой массы в зоны, ослабленные микросбросовыми деформациями, в - прослои породы с сетью горизонтальных трещин, г – микросбросовая трансформация слоистости породы.

слабое вскипание, обусловленное карбонатной присыпкой по граням структурных отдельностей. В Псковско-Чудской низине ленточные глины карбонатны. Карбонаты в виде журавчиков встречаются на глубине 70-80 см.

Химический состав ленточных глин отражает основные закономерности их гранулометрического состава и карбонатности (табл.4). По показателю SiO_2:Al_2O_3 можно судить о соотношении глинистых и песчано-пылеватых прослоев (Зайцева Н.В., 1969). Возрастание доли песчано-пылеватого слоя в ленте глины должно увеличивать соотношение SiO_2:Al_2O_3 и содержание кремнезема. В глинах Волхов-Ильменской низины отношение SiO_2:Al_2O_3 колеблется от 5,1 до 5,6 и является более низким, чем в глинах других равнин. В связи с высокой глинистостью ленточные глины рассматриваемой низины выделяются повышенным содержанием оксидов железа и алюминия.

Глины Псковско-Чудской низины характеризуются высоким содержанием CaO (8,2%) при сохранении такого же количества MgO, как и в глинах других равнин. Это указывает на то, что карбонатные минералы в этих глинах представлены кальцитом, а доломит присутствует в подчиненном положении.

Глины Карельского перешейка отличаются достоверным накоплением Na_2O, что обусловлено разнообразием минералогического состава и прежде всего калинатровыми полевыми шпатами.

Характерной особенностью ленточных глин всех равнин, за исключением Псковско-Чудской, является преобладание валового магния (2.1–3,0%) над кальцием (1,1–2,4%). Среди поглощенных оснований также преобладает магний (табл.4). А.И. Виноградов и А.Б. Ронов (1956) отмечают, что при переотложении карбонатов в озерноледниковом цикле породообразования наблюдается увеличение роли магния в результате частичного растворения кальцита в холодных приледниковых водоемах. Есть мнение, что в аллереде имело место вторжение морских вод, обогащенных магнием, в приледниковые бассейны, судя по наличию примеси морских диатомовых к основному пресноводному комплексу (цит. по Д.Д. Квасову и И.И. Краснову, 1967).

С продвижением на юг наблюдается тенденция к возрастанию содержания K_2O и уменьшению Na_2O. Рассмотрение химических анализов сезонных слоев ленточных глин (табл. 5) показывает приуроченность многих оксидов

Таблица 1

Гранулометрический состав ленточных глин

Район исследования	Статистические показатели*	Содержание фракций (диаметр в мм), % на сухую навеску						
		1,0-0,25	0,25- 0,05	0,05 -0,01	0,01-0,005	0,005 -0,001	<0,001	<0,01
Карельский перешеек	n	17	17	17	17	17	17	17
	M	0	12,0	16,0	16,0	27,0	29,0	72,0
	m	0	1,1	1,3	0,9	1,5	1,4	1,8
	v	1,0	24,0	23,0	15,0	18,0	18,0	33,0
Приневская низина	n	17	17	17	17	17	17	17
	M	1,0	7,0	25,0	22,0	22,0	23,0	67,0
	m	0,5	0,8	1,4	2,1	2,4	1,7	2,0
	v	2,0	11,0	38,0	28,0	46,0	45,0	49,0
Волхов-Ильменская низина: Тосненская равнина	n	15	15	15	15	15	15	15
	M	0	6,0	11,0	15,0	39,0	28,0	82,0
	m	0	0,7	0,7	0,9	1,6	2,1	1,1
	v	0	9,0	10,0	10,0	23,0	25,0	18,0
Грузинская впадина	n	12	12	12	12	12	12	12
	M	0	2,0	5,0	14,0	44,0	35,0	93,0
	m	0	0,3	0,8	2,3	1,9	2,0	1,8
	v	0	4,0	9,0	25,0	23,0	20,0	13,0
Южные районы	n	24	24	24	24	24	24	24
	M	0	9,0	10,0	13,0	26,0	42,0	81,0
	m	0	0,6	0,9	1,1	1,3	1,6	1,1
	v	0	11,0	14,0	21,0	27,0	27,0	16,0
Псковско-Чудская низина	n	9	9	9	9	9	9	9
	M	1,0	21,0	21,0	13,0	19,0	25,0	57,0
	m	0,7	1,6	1,6	1,2	2,6	1,5	2,1
	v	1,9	15,0	16,0	11,0	20,0	12,0	22,0

*Здесь и в других таблицах: n–число измерений, M–основной параметр (в данном случае – содержание фракций), m – ±отклонение от M, v– коэффициент вариации в %

Таблица 2

Гранулометрический состав сезонных слоев ленточных глин

№ разреза	Содержание фракций (диаметр в мм), % на сухую навеску,						
	1 - 0,25	0,25–0,05	0,05 -0,01	0,01- 0,005	0,005 -0,001	<0,001	<0,01
Летние слои							
347	8	12	51	7	16	6	29
59	2	23	55	8	7	5	20
355	3	31	47	5	19	5	29
167	4	27	38	5	21	5	31
Зимние слои							
347	0	8	10	17	27	38	82
59	0	10	14	12	29	35	76
355	0	10	17	18	26	32	76
346	0	8	20	14	28	30	72
167	0	7	10	18	30	35	83

Таблица 3

Некоторые химические свойства ленточных глин

Район исследования	Стат. показатели	pH KCl	Поглощенные катионы, мг-экв на 100 г		
			Ca^{2+}	Mg^{2+}	Σ
Карельский перешеек	n	10	10	10	10
	m	4,8	6,5	6,2	12,7
	m	0,1	0,4	0,6	0,7
	ν	1,0	3,0	6,0	7,0
Приневская низина	n	10	10	10	10
	m	5,4	5,9	7,2	13,1
	m	0,1	0,5	0,8	2,0
	ν	1,2	5,0	8,0	12,0
Волхов-Ильменская низменность	n	37	37	37	37
	m	5,9	9,6	11,4	21,0
	m	0,1	0,5	0,6	1,1
	ν	1,8	11,0	11,0	13,0
Псковско-Чудская низина	n	14	14	Не опр.	
	m	7,6	6,2*		
	m	0,05	0,3*		
	ν	0,7	4,0*		
* CO_2, %					

- Al_2O_3, Fe_2O_3, TiO_2, K_2O, MgO, P_2O_5 к глинистым прослоям в ленте, а следовательно, к тонкодисперсным фракциям. За исключением глин Псковско-Чудской низины содержание оксидов кальция в сезонных слоях незначительно (1,29-2,59%), и в распределении кальция выявляется определенная закономерность: он концентрируется в летних грубодисперсных слоях. По мнению А.Е. Стинкуле (1966), обедненность зимних слоев кальцием вызвана интенсивностью его растворения во взвешенной мути в зимнее время. Н.В Зайцева (1969) рассматривает карбонаты в ленточных глинах как обломочный компонент, перенесенный водами тающего ледника с основным моренным материалом.

Следует отметить, что химический состав сезонных слоев и годичной ленты в целом значительно различается пространственно и зависит от условий их образования в водоеме.

Сравнение химического состава ленточных глин Северо-Запада Русской равнины и других регионов показывает, что рассматриваемые ленточные глины содержат больше Al_2O_3, Fe_2O_3, SiO_2, но обеднены кальцием (табл.6).

Микроэлементный состав пород и, в частности, ленточных глин, во многом определяется уровнем содержания микроэлементов в основных коренных породах, подстилающих четвертичный субстрат (Пиррус, 1969). Магматические и метаморфические породы представлены породами кислого ряда и имеют невысокую концентрацию микроэлементов, кроме марганца. Содержание рассеянных элементов в осадочных карбонатных породах ордовика и девона зависит от примеси нерастворимого остатка, который значительно богаче микроэлементами, чем карбонатный элемент. Более высокий микроэлементный состав имеют кембрийские глины.

В целом четвертичные отложения Северо-Запада России формируются из компонентов с весьма низким фоновым содержанием в них микроэлементов. Согласно коэффициенту концентрации микроэлементов по отношению к кристаллическим породам, в ленточных глинах накапливаются Nb, V, Cu, Co, Zn. Особенно велики значения коэффициента для V и Nb (табл.7).

Среди обширной группы осадочных пород ленточные глины имеют наиболее разнообразный микроэлементный состав и высокое содержание микроэлементов (Гагарина Э.И., Матинян Н.Н. и др., 1985). По сравнению с региональным фоном (средним содержанием этих элементов в почвообразующих породах Северо-Запада России) в ленточных глинах накапливается Nb, Y, V. Содержание Pb, Zn, Ni, Co, B, Mn близко к региональному фону (рис.5)

Таблица 4

Валовой химический состав ленточных глин (% на прокаленную навеску)

Район исследований	Показатели	SiO_2	Al_2O_3	TiO_2	Fe_2O_3	CaO	MgO	P_2O_5	MnO	K_2O	Na_2O	SiO_2 Al_2O_3
Карельский перешеек	n	13	13	11	13	13	13	13	13	13	8	
	m	63,6	16,1	0,72	6,8	2,4	3,0	0,16	0,09	3,6	2,6	6,62
	m	0,9	0,6	0,08	0,4	0,1	0,2	0,01	0,01	0,1	0,1	
	v	10,0	9,0	0,9	4,0	1,0	2,0	0,2	0,14	1,0	0,6	
Приневская низина	n	14	14	14	15	13	14	14	11	14	11	
	m	66,7	16,9	0,91	6,2	1,3	2,1	0,16	0,07	3,6	1,6	6,52
	m	1,1	0,6	0,03	0,4	0,07	0,1	0,01	0,01	0,09	0,06	
	v	18,0	10,0	1,4	7,0	0,9	1,5	0,2	0,07	1,1	0,9	
Волхов-Ильменская низина: Тосненская равнина	n	14	13	9	13	13	13	10	11	9	9	
	m	60,1	18,4	0,98	7,4	1,5	2,3	0,16	0,09	3,9	1,3	5,56
	m	0,5	0,4	0,02	0,2	0,1	0,5	0,03	0,01	0,09	0,05	
	v	7,3	6,0	0,2	2,2	1.5	0,6	0,2	0,9	0,9	0,6	
Грузинская впадина	n	7	7	Не опр.	7	7	7	7	7	Не опр.		
	m	65,3	21,6		6,4	1,6	2,7	0,18	0,08			5,19
	m	0,6	0,5		0,3	0,1	0,1	0,10	0,01			
	v	4,0	2,0		1,9	1,7	3,0	0,03	0,10			
Южные районы	n	12	12	7	12	11	11	11	11	7	7	
	m	61,2	20,0	0,98	7,5	1,23	2,5	0,13	0,08	4,1	1,0	5,10
	m	0,9	0,7	0,02	0,4	0,12	0,2	0,01	0,01	0,1	0,1	
	v	11,0	9,0	0,2	4,0	1,4	1,9	0,2	0,4	0,9	0,2	
Псковско-Чудская низина	n	21	21	15	26	20	20	7	12	11	11	
	m	61,9	16,6	0,94	5,2	8,2	2,9	0,16	0,09	3,9	1,1	6,06
	m	0,9	0,6	0,02	0,3	0,3	0,2	0,01	0,01	0,1	0,1	
	v	14	0,8	1,5	5,0	4,0	2,0	0,06	0,2	1,4	1,6	

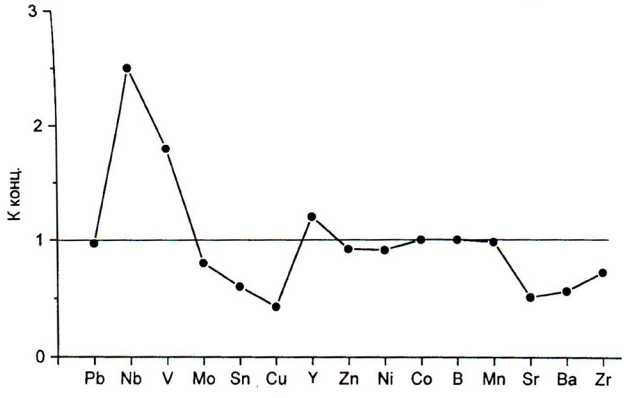


Рис 5. Кривая коэффициентов концентрации микроэлементов в ленточных глинах по отношению к региональному фону. 1,0 – среднее содержание микроэлементов в почвообразующих породах региона.

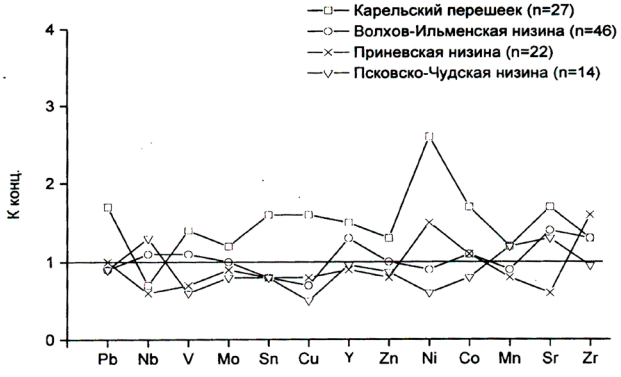


Рис.6. Кривая коэффициентов концентрации микроэлементов в ленточных глинах конкретного района по отношению к ленточным глинам региона.

Таблица 5

Валовой химический состав сезонных слоев ленточных глин (% на прокаленную навеску)

№ разреза	Слои	SiO_2	Al_2O_3	TiO_2	Fe_2O_3	CaO	MgO	MnO	P_2O_5	K_2O	Na_2O
Карельский перешеек											
348	зимний	62,92	16,32	0,87	7,31	2,03	2,91	0,09	0,20	3,49	2,55
	летний	70,39	14,44	0,72	4,34	2,59	1,85	0,06	0,22	2,48	2,91
Приневская низменность											
23	зимний	69,73	14,30	0,90	5,17	1,26	1,79	0,07	0,13	3,57	1,44
	летний	83,30	8,00	0,56	2,15	1,46	0,55	0,02	0,07	2,62	1,64
91	зимний	67,20	15,60	0,88	4,97	1,79	2,84	0,07	0,14	3,88	1,88
	летний	79,30	10,20	0,34	2,68	2,08	0,69	0,03	0,10	2,91	1,98
2	зимний	67,20	15,40	0,86	6,69	1,40	1,64	0,13	0,13	3,29	1,47
	летний	81,00	8,50	0,42	2,30	1,58	0,40	0,03	0,05	2,52	1,52
Волхов-Ильменская низменность											
167	зимний	57,17	29,01	1,14	8,42	1,65	2,50	0,11	0,18	4,61	1,34
	летний	69,26	21,49	1,01	6,85	1,85	1,9	0,08	0,15	3,69	0,76
200	зимний	58,60	20,25	0,74	8,30	1,26	3,28	0,10	0,19	3,99	2,09
	летний	68,12	16,74	0,70	5,51	1,11	1,90	0,07	0,17	3,64	1,85
1	зимний	56,70	25,32	0,79	8,23	1,29	3,46	0,08	0,10	4,02	1,10
	летний	66,60	18,67	0,54	3,71	1,56	1,67	0,05	0,11	3,14	1,48

Таблица 6

Содержание основных компонентов в глинах (средние значения), %

Порода	SiO_2	$Al_2O_3+TiO_2$	Fe_2O_3	MgO	CaO
Глина Русской платформы (Виноградов, Ронов, 1956)	50,65	15,87	6,47	3,31	7,19
Ленточные глины Белоруссии (Зайцева,1969)	61,67	14,56	5,06	2,40	3,31
Ленточные глины Северо-Запада России	63,38	19,21	6,60	2,58	2,70

Таблица 7

Микроэлементный состав сезонных слоев ленточных глин, мг/кг

Слой глины	Pb	Nb	V	Mo	Sn	Cu	Y	Zn	Ni	Co	Sr	Zr	Mn
Разрез 10													
Летний	10,0	20,0	100	1,2	2,5	40,0	20,0	60,0	20,0	5,0	200	150	500
Зимний	12,0	20,0	120	1,2	3,0	50,0	15,0	80,0	25,0	9,0	100	100	400
Разрез 200													
Летний	10,0	20,0	80,0	1,4	3,0	23,0	20,0	48,0	13,0	11,0	340	100	400
Зимний	15,0	20,0	115	1,0	3,2	29,0	20,0	68,0	17,0	13,0	270	70,0	300
Разрез 90													
Летний	10,0	20,0	90,0	1,2	2,5	34,0	15,0	55,0	10,0	12,0	120	280	250
Зимний	15,0	20,0	140	0,8	3,0	40,0	15,0	80,0	30,0	15,0	100	160	100

Особый интерес представляет выяснение пространственных закономерностей распределения микроэлементов в ленточных глинах. Для изучения распределения микроэлементов в породах различных глинистых равнин был рассчитан коэффициент концентрации для породы отдельных районов по формуле К=С1:С2 , где С1 – среднее содержание микроэлементов в ленточных глинах конкретного района, С2 – среднее содержание микроэлементов в ленточных глинах региона. Из рисунка 6 видно, что микроэлементный состав ленточных глин различных равнин заметно различаются. Особенно выделяются повышенным содержанием почти всех микроэлементов, кроме Nb, Mo, глины Карельского перешейка. Наиболее высокий коэффициент концентрации в них отмечается для Ni и Sr. Содержание рассеянных элементов в глинах Карельского перешейка отражает определенную связь с минералогическим составом подстилающих и окружающих кристаллических пород, богатых первичными минералами – полевыми шпатами, слюдами, роговой обманкой, хлоритом, цирконом и др. Учитывая условия залегания, обогащенность карельских глин микроэлементами связана с привносом и переотложением в межсельговых понижениях измельченных слабо выветренных продуктов кристаллических пород.

Ленточные глины Псковско-Чудской низины, несмотря на их карбонатность, в основном, содержат нижефоновые концентрации, кроме Nb, Mn.

Рассмотрение микроэлементного состава сезонных слоев ленточных глин позволяет разделить микроэлементы на 2 группы: 1) связанную с глинистой составляющей породы и концентрирующиеся в зимних слоях и 2) приуроченную к грубодисперсному материалу летних слоев (табл.7). К первой группе относятся Ni, Co, Zn, V, Pb, Cu, которые сорбируются глинистыми минералами или входят в состав их кристаллической решетки в виде изоморфной примеси. Вторую группу составляют Zr, Sr,Mn, которые тяготеют к обломочным минералам, в заметных количествах встречающихся в песчано-пылеватых летних слоях глин. Zr содержится в минералах группы циркона. Sr связан с минералами кальция, в структуре которых он, благодаря близости ионных радиусов, может замещать ионы кальция. Mn изоморфно входит в решетку карбонатных минералов.

По петрографо-минералогическому составу ленточные глины существенно не отличаются от моренных отложений (табл.8). Выход тяжелой фракции в них незначителен (около 0,5%) и возрастает до 1% в пределах Карельского перешейка. В глинах прибрежной зоны водоема повышается содержание тяжелой фракции, а в его составе – граната, роговой обманки, рудных минералов (Геоморфология..., 1969). В легкой фракции преобладает кварц (80–90%), полевые шпаты составляют 10–15%, слюды — до 5%.

Таблица 8

Валовой химический состав илистых фракций ленточных глин (% на прокаленную навеску)

Район исследований	Статистические показатели	SiO_2	Al_2O_3	TiO_2	Fe_2O_3	CaO	MgO	P_2O_5	MnO	K_2O	Na_2O
Карельский перешеек	n	9	9	8	9	9	5	6	6	9	9
	M	53,29	20,69	1,12	11,35	1,61	4,03	0,17	0,10	3,99	1,71
	m	0,34	0,07	0,10	0,50	0,16	0,24	0,02	0,02	0,08	0,19
	v	3,1	0,50	0,02	3,90	1,00	1,40	0,20	0,03	0,50	1,20
Приневская низменность	n	5	5	3	5	5	5	5	3	5	4
	M	53,86	23,33	1,20	11,03	1,19	2,72	0,21	0,07	3,72	1,11
	m	0,32	0,85	0,02	0,58	0,39	0,29	0,05	0,01	0,79	0,09
	v	1,00	2,90	0,10	2,00	1,30	0,90	0,20	0,02	2,70	0,40
Волхов-Ильменская низина	n	13	13	8	13	15	13	13	13	15	11
	M	53,89	24,51	1,16	11,70	0,58	2,91	0,22	0,06	4,11	0,77
	m	0,57	0,40	0,04	0,35	0,04	0,14	0,02	0,01	0,14	0,05
	v	6,60	4,90	0,17	4,40	0,60	1,60	0,30	0,07	1,90	0,60
зимний слой		53,52	24,10	Не	13,84	0,59	3,30	0,16	0,07	4,33	0,74
летний слой		50,47	23,69	опр.	11,77	0,49	5,43	0,33	0,09	3,98	0,68
Псковско-Чудская низменность	n	6	6	4	6	6	6	5	6	6	4
	M	53,09	23,93	0,94	11,15	0,88	2,07	0,42	0,09	3,89	0,46
	m	0,50	0,40	0,03	0,94	0,15	0,18	0,05	0,01	0,37	0,01
	v	4,00	2,70	0,20	5,90	1,04	1,10	0,27	0,03	2,50	0,06

Основные компоненты илистой фракции ленточных глин на дифрактограммах (рис.7) представлены диоктаэдрическим иллитом (d001=10,0 Å, d002=4,96–5,0 Å, d003=3,33 Å, а также d110=4,46–4,52 Å), каолинитом (d001=7,0–7,14 Å, d002=3,56–3,57 Å), лабильными силикатами (диффузность пика 10 Å, расширение базальных рефлексов при обработке этилен-гликолем). Во многих образцах ленточных глин обнаружен хлорит (d001=14,2 Å, d002=7,1 Å, d004=4,74 Å), не изменяющийся при различных обработках. Во всех образцах глин присутствуют в небольших количествах кварц (3,34 Å), полевые шпаты (3,18 Å). В отдельных образцах глин Карельского перешейка обнаружены доломит (2,93 Å) и гидроксиды железа (4,0 и 8,4 Å).

Ленточные глины из различных геоморфологических районов региона отличаются по содержанию основных групп глинистых минералов (табл. 9). Глины низин Карельского перешейка характеризуются высоким содержанием иллитовых минералов и малым количеством каолинита и лабильных силикатов (рис. 7).

Тенденция к повышению содержания лабильных силикатов выявляется в карбонатных глинах Псковско-Чудской низины. Возможно, эти различия обусловлены возрастом пород. На юге региона ленточные глины выступили в качестве почвообразующих пород около 15-18 тыс. лет назад, в то время как территория Карельского перешейка освободилась от ледника только 8-10 тыс. лет назад (Хантулев и др., 1974), и ее почвообразующие породы обогащены слабовыветренным глинистым материалом. Имеет значение и большая примесь материала коренных осадочных пород. В пылевато-песчаных прослоях годичной ленты глин отмечается

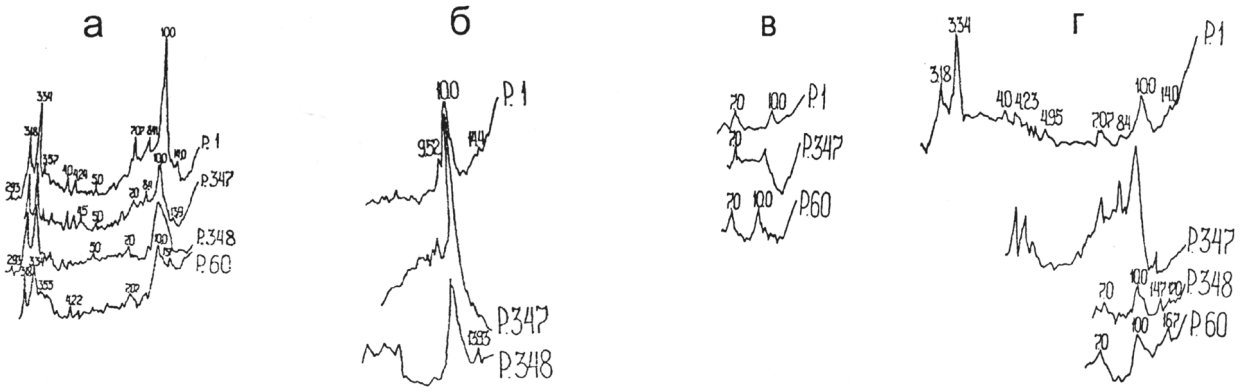


Рис. 7.1. Низины Карельского перешейка.

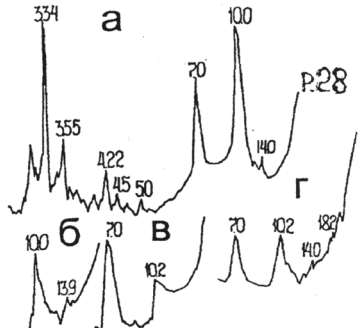


Рис. 7.2. Приневская низина

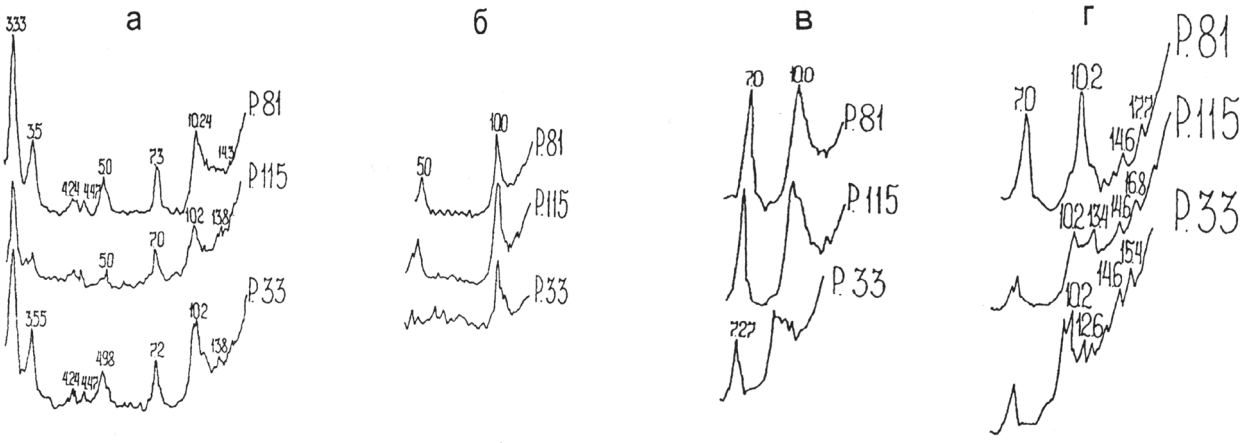


Рис. 7.3. Псковско-Чудская низина

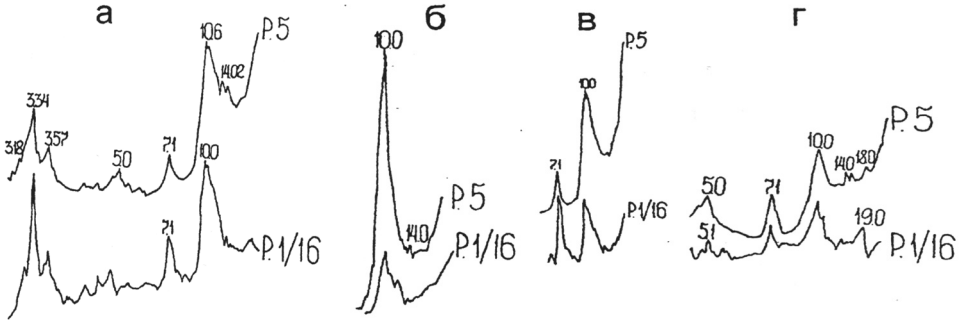


Рис. 7.4. Волхов-Ильменская низина

Рис. 7. Дифрактограммы илистых фракций ленточных глин различных озерно-ледниковых равнин: а - исходные, б – прокаленные при 550 0С, в – обработанные 1N HCl, г – насыщенные этилен-гликолем.

Таблица 9

Содержание основных групп глинистых минералов в ленточных глинах, %

Район исследований	№ разреза	Глубина, см	Каолинит	Иллит	Хлорит	Лабильные силикаты
Карельский перешеек	348	120 130	5	81	7	7
	347	115 125	6	78	6	10
	1	130 140	16	70	0	14
	59	150 160	7	65	11	17
	60	115 125	15	65	10	10
Волхов-Ильменская низина	200	190 200	31	40	7	22
	200	Летний слой	29	34	нет	37
	200	Зимний слой	13	50	8	29
	122	130 140	31	49	9	11
	25	115 125	32	47	5	16
Приневская низина	28	120 130	32	48	нет	20
Псковско-Чудская низина	83	160 170	7	52	5	36
	33	135 145	9	49	6	36
	115	114 127	23	48	2	27
	116	160 170	28	49	нет	23
	81	130 140	20	48	нет	32

большее содержание тонкодисперсного кварца, каолинита, лабильных силикатов, чем в глинистых. Это обусловлено лучшей циркуляцией водных растворов в летних песчано-пылеватых слоях, способствующей преобразованию малоустойчивых минералов.

Для формирования почв большое значение имеют не только содержание и состав илистой фракции, который определяет многие физические и химические особенности почв, но и степень ее пептизации. Показано (Гагарина, Матинян и др., 1995), что пептизация в воде почвообразующих пород Северо-Запада значительно выше, чем пород южных районов Русской равнины. Среди пород озерно-ледниковые глины обладают повышенной пептизацией в воде. Это объясняется, по-видимому, генезисом пород, а именно – отложениями в приледниковых водоемах взмученных частиц, вымытых из моренного материала, а также молодостью этих осадков. Хорошая пептизация ила в воде является одной из предпосылок формирования почв с дифференцированным профилем.

Выводы. Рассмотренные материалы позволяют сделать следующие выводы. Ленточные глины обладают рядом специфических особенностей, которые определяют состав и свойства формирующихся на них почв, влияют на характер основных почвообразующих процессов. К этим особенностям относятся:

- своеобразная слоистая текстура, выраженная чередованием слоев разного гранулометрического состава и строения;
- ориентированное сложение агрегатов и глинистых частиц по плоскостям напластования, что обусловливает высокую степень сцепления и плотную упаковку глинистого вещества;
- тяжелый гранулометрический состав при варьировании содержания отдельных гранулометрических фракций;
- низкая водопроницаемость в вертикальном направлении и заметная фильтрация параллельно слоистости;
- обогащенность, по сравнению с другими почвообразующими породами, макро - и микроэлементами;
- преобладание каолинито-гидрослюдистой ассоциации глинистых минералов с примесью лабильных силикатов.

Вещественный состав и свойства ленточных глин Северо-Запада Русской равнины подвержены пространственной изменчивости на всех уровнях: географическом (с продвижени-

ем с севера региона на юг), в пределах одного геоморфологического района и в рамках конкретного вертикального разреза глинистой толщи.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Аринушкина Е.В.* Руководство к химическому анализу почв. М., 1970.

2. *Бганцов В.Н.*, Сапожников П.М. Роль физико-химических процессов в формировании

микростроения почв тяжелого гранулометрического состава// Бюллетень Почвенного института им. В.В. Докучаева М., 1981, вып. XXVIII.

3. *Виноградов А.И.*, Ронов А.Б. Эвлюция химического состав глин Русской платформы // Ж. «Геохимия» №2,1956.

4. *Зайцева Н.В.* Ленточные глины Белоруссии. М.,1969.

5. *Кагнер М.Н.* Состав и свойства ленточных глин Северо-Запада России // Известия высш. учеб. завед. «Геология и разведка» №2, 1959.

6. *Квасов Д.Д., Краснов И.И.* Основные вопросы истории приледниковых озер // кн. «История озер Северо-Запада» Л., 1967.

7. *Качинский Н.А.* Физика почвы. М., 1970.

8. *Марков К.К.* Ленточные глины и связанные с ними проблемы по исследованиям последних лет // Изв. Русск. Геогр. Об-ва вып.1, 1927 .

9. *Пиррус Э.* Ленточные глины Эстонии. М. 1968.

10. *Растворова О.Г.* Физика почв. //Практ. руковод., Л., 1983.

11. *Хантулев А.А., Гагарина Э.И., Матинян Н.Н., Счпстная Л.С.* Особенности почвообразования на глинах в лесной зоне Советского Союза // Ж «Вестник ЛГУ» №3, .Л. 1977.

12. *Шоба С.А., Бганцов В.Н., Урусевская И.С., Матинян Н.Н.* Микроморфология поверхностно-переувлажненных почв на ленточной глине// Сборник микроморфологическая диагностика почв и почвообразовательных процессов» М. 1983.

13. *Стинкуле А.В.* О распределении карбонатов в лимногляциальных глинах Латвийской ССР // Изд. АН Латв. ССР. №9 (230), 1966 .

14. Sauramo M. Studies of quaternary varve sediments in southern Finlande // Bull. De la Comm. Geol. De Finlage, №60, 1923.

CLAY DEPOSITS ON LIMNO-GLACIAL PLAINES OF THE NORTH-WEST RUSSIA

© 2015 Matinian N.N.

St. Petersburg State University, Universitetskaya emb., 7/9, St. Petersburg, 199034, Russia
natalym101136@yandex.ru

The article describes properties and granulometric, macro-microelemental, mineralogical compositions clay deposits of different plaines. Substance composition and properties of varved clays are objected to spatial variability from the North to the West and within the framework of a particular vertical profile of clay thickness.

УДК 624: 131.1

ИССЛЕДОВАНИЯ НАРВСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА С ЦЕЛЬЮ ИЗУЧЕНИЯ ОБРАЗОВАНИЯ ТОРФЯНЫХ ОСТРОВОВ

©2015 г. Н.Г.Корвет*, М.А.Спиридонов, Д.В.Рябчук***, Л.Л.Сухачева***, А.Ю. Сергеев**, О.В.Дронь****

**Санкт-Петербургский государственный университет,*
199034 Санкт- Петербург, Университетская наб., 7/9,
n.korvet@spb.ru
***Всероссийский научно-исследовательский геологический институт им.А.П.Карпинского (ВСЕГЕИ),*
199106 г.Санкт-Петербург, В.О. Средний пр., 74.
Daria_Ryabchuk@vsegei.ru
****Научно-исследовательский институт космоаэрометодов в геологии (НИИКАМ),*
199034, г. Санкт-Петербург, проезд Биржевой, д. 6.
SukhachevaL@mail.ru

В статье изложены проблемы, связанные с всплыванием торфа и образованием плавучих островов в Нарвском водохранилище и результаты их исследований, выполненных в 2011-2012гг ФГУП «ВСЕГЕИ», с привлечением специалистов ряда организаций. В ходе выполнения работ была разработана и апробирована уникальная методика исследований, на основе которой впервые получена комплексная информация о строении и свойствах сплавинных берегов и плавучих островов водохранилища, определены основные причины их образования, а также участки распространения. Составлены картографические материалы, вошедшие в ГИС Нарвского водохранилища.

Проблемы, связанные с всплыванием торфа и образованием плавучих островов (сплавин), характерны для многих водохранилищ Российской Федерации, расположенных на болотных массивах [4,6]. К подобным водохранилищам относится Нарвское водохранилище, расположенное на западе Ленинградской области, на границе с Эстонией (на её территории находятся левобережная часть плотины и водохранилища). Оно простирается от Нарвской ГЭС в юго-западном, южном и юго-восточном направлении, примерно на 15 км, достигая ширины в этой части около 8 км. Береговая линия водохранилища характеризуется значительной изрезанностью и составляет около 200 км. На его территории образованы длинные и узкие заливы в пределах затопленных долин рек Нарвы и Плюссы, в которых отдельно выделяют речную часть водохранилища (от верхней зоны выклинивания подпора у подножья Омутских порогов до водозаборного канала Эстонской электростанции), т.к. она сохранила речные черты режима. В озерной части водохранилища выделяется залив Кулгу. В восточном направлении от гидросооружений отходит Пятницкий залив, имеющий длину около 18 км и ширину от 0.7 до 3.0 км, представляющий собой заболоченную, мелководную, заросшую водной и кустарниковой растительностью часть водохранилища [5].

Основными поставщиками стока воды в Нарвское водохранилище являются реки Нарва и Плюсса, а также небольшая речка Щучка, впадающая в Пятницкий залив. Отток воды из Нарвского водохранилища происходит через Нарвскую гидроэлектростанцию (99%), а также путём испарения воды с поверхности искусственного озера – 1% всего оттока. Водообмен в нём происходит очень быстро, учитывая отношение значительно повышенного объёма стока по сравнению с объёмом самого водохранилища.

До создания водохранилища около 40% площади занимали обширные пространства, сложенные торфами. В 1956г в составе сооружений Нарвской ГЭС была построена Нарвская плотина, которая, перегородив русло реки Нарвы, подняла в ней уровень воды на 5м. После заполнения бассейна водохранилища, его уровень достиг отметки НПУ 25,0 м, и под затопление попали болота, общая площадь которых составляет около 75 км^2. Основные из них

сосредоточены в южной и юго-восточной части водохранилища и в Пятницком заливе [7].

С момента образования Нарвского водохранилища, значительное влияние на состояние его общей природной обстановки стали оказывать процессы всплывания торфа и образования плавучих островов (сплавин). Площадь участков, обладающих активной способностью торфа к всплыванию, составляет около 55-60 км^2. По данным аэрофотосъемочного материала, до 16 июня 1958г торф всплыл на площади около 20 км^2, за период 1958-1963гг еще на площади 10-15 км^2. Всего за период 1955-1963гг торф всплыл на площади около 30-35 км^2 [7,8]. К 1977г всплывание торфа было зафиксировано на общей площади 42 км^2 [9]. В последующие годы процесс замедлился, но наблюдается до настоящего времени, представляя угрозу функционированию Нарвской ГЭС, т.к. в её сторону происходит дрейф формирующихся сплавин (Рис. 1а и 1б; Рис.2).

В результате всплывания торфа сформировалась своеобразная «береговая зона» водохранилища, состоящая преимущественно из «сплавинных» массивов. Они представляют собой торфяные слои (мощность 0,5-1,5 м), покрытые почвенным слоем и пронизанные корнями травянистой, кустарниковой и древесной растительности, находящиеся на плаву (глубины под сплавинными берегами 0,5-2,5 м) (Рис.3).

Согласно "Декларации безопасности гидротехнических сооружений Нарвской ГЭС", утвержденной Управлением государственного энергетического надзора Ростехнадзора России от 15.06.2008 г., и действующим "Правилам эксплуатации Нарвского водохранилища", в случае появления вблизи водосливной плотины и водоприемника ГЭС плавающих торфяных островов, угрожающих безопасной работе ГЭС, совершается пропуск острова через плотину. При открытии затворов плотины остров

1а

1б

Рис.1а и 1б. Плавучие острова у северного берега устьевой части Пятницкого залива (материалы ВСЕГЕИ).

Рис.2. Пропуск плавучего острова через плотину Нарвской ГЭС (материалы ВСЕГЕИ).

Рис.3. Отрыв крупной сплавины в Пятницком заливе. Основа – космоснимок 2009 г.; красная линия – результаты непрерывной GPS съемки 2012 г. края сплавинного берега. 1 – участок оторвавшегося сплавинного массива; 2 – плавающий остров. В верхнем правом углу – подводное фото нижнего края сплавины (материалы ВСЕГЕИ).

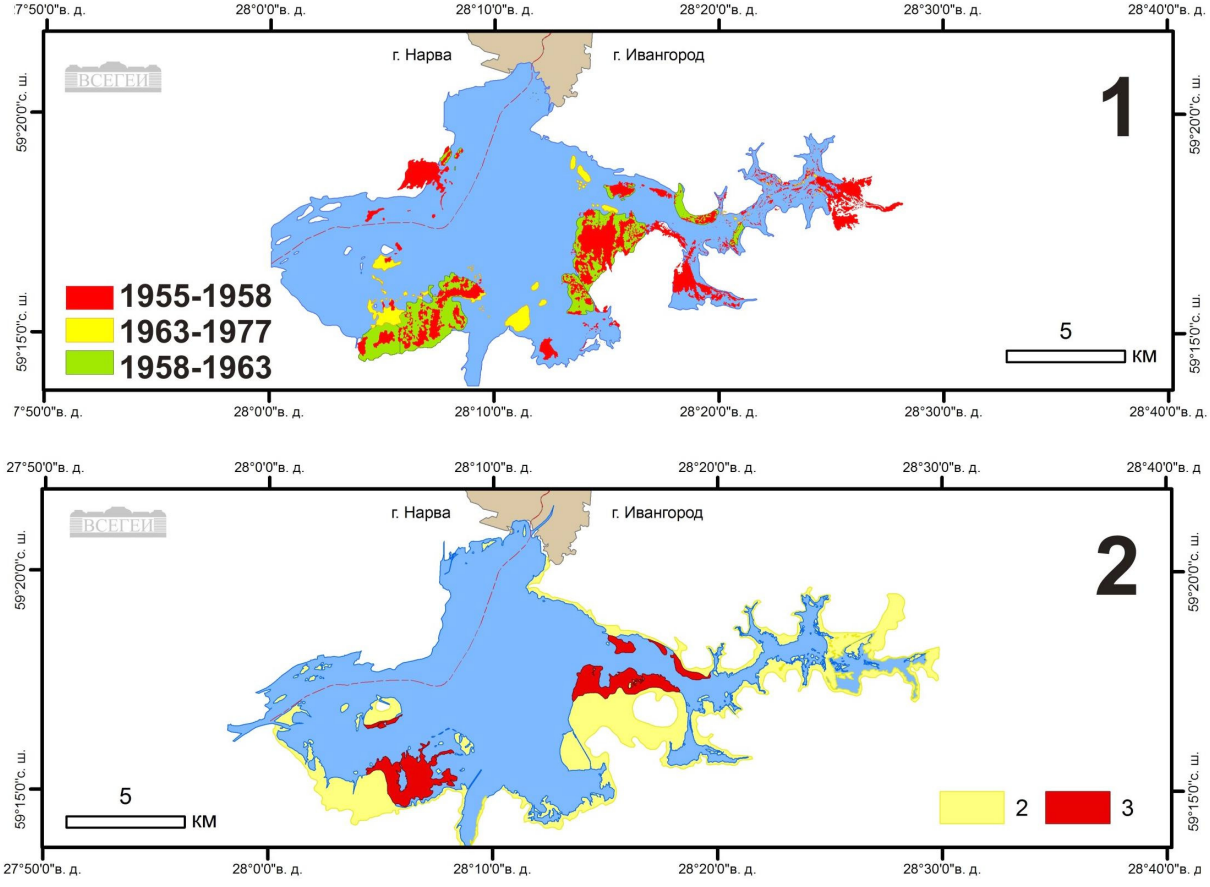


Рис.4. Схема формирования сплавинных берегов в период с 1955 по 1977 гг. (1) и современное состояние береговой зоны Нарвского водохранилища (2) (2 – сплавинные берега; 3 – участки сплавинных берегов, потенциально опасные с точки зрения отрыва островов) (материалы ВСЕГЕИ).

сбрасывается в нижний бьеф, разделяясь на части. В настоящее время, как считают специалисты, это является единственным способом обеспечить безопасность ГЭС и избежать повреждения гидротехнических сооружений на реке Нарва [www.prospekt.ee]. Также образование торфяных островов и их передвижение порождает серьезную трансграничную экологическую проблему: происходит масштабное загрязнение пляжей Нарвского водохранилища Эстонии и России торфяной крошкой и поступлению в Финский залив биогенных веществ [10].

Решением задач, связанных с всплываемостью торфа в Нарвском водохранилище занимались в различные периоды (1958, 1964 и 1975-1977гг) организации Ленгидропроект и ВНИИГ им. Веденеева, но они так и остались не решенными в достаточной степени и в данный момент приобрели ещё большую актуальность. При этом, за прошедший период времени произошла трансформация природной обстановки рассматриваемой территории [1]. Значительно изменилось состояние береговой зоны Нарвского водохранилища, обусловленное формированием сплавинных берегов (Рис.4).

Данные обстоятельства потребовали комплексной оценки проблемы, на новом уровне, с применением современных методов исследований. Её изучение проводилось в рамках научно-исследовательской работы по теме: «Исследование причин и скорости образования плавучих островов (зыбунов) на Нарвском водохранилище и разработка научно обоснованных рекомендаций по предотвращению их негативного воздействия и стабилизации берегов водохранилища». Исследования были направлены на выяснение причин и скорости образования плавучих островов, оценку опасных геологических и инженерно-геологических процессов, прогноз развития береговой зоны водохранилища и разработку научно-обоснованных рекомендаций по стабилизации его берегов и предотвращению негативного воздействия сплавин на работу ГЭС. Исполнителем работы являлся отдел региональной геоэкологии и морской геологии «Всероссийского научно-исследовательского геологического института им. А.П.Карпинского» (ФГУП «ВСЕГЕИ») с привлечением специалистов ряда организаций (НИИКАМ, РГГМУ, ЗИН РАН, СПбГУ).

В ходе выполнения работ была разработана и апробирована уникальная методика исследований. Основой методики являлись методы морской геологии, геофизики, экологической геологии, океанологии и дистанционных методов зондирования. Они включали геолого-геоморфологические, ландшафтные и геоботанические исследования береговой зоны, геолого-геофизические исследования дна Нарвского водохранилища, гидрологические, эколого-геологические, инженерно-геологические исследования.

Исследования проводились поэтапно, в процессе которых последовательно решались поставленные задачи. На всех четырёх этапах проводился сбор и анализ существующих материалов, характеризующих природную обстановку акватории Нарвского водохранилища и его береговой части, их уточнение, дополнение и обобщение. Были проанализированы литературные и фондовые материалы о причинах возникновения и развитии плавучих островов (сплавин, зыбунов) на естественных и искусственных водоемах, а также негативных последствиях данного явления для эксплуатации ГЭС, судоходства и экологического состояния водоемов. Проведен анализ информации о возникновении плавучих островов на Нарвском водохранилище, подобран архивный картографический материал, по результатам геологических, гидрогеологических и почвенных исследований, в том числе топографические, ландшафтные карты, аэрофотоснимки, отражающие ситуацию до затопления водохранилища.

Значительный объём исследований занимали полевые работы, которые включали различные методы. При геолого-геофизических исследованиях дна водохранилища применялись методы непрерывного сейсмоакустического профилирования (НСП), гидролокации бокового обзора (ГЛБО), промерного эхолотирования. Также выполнялись гидрологические, гидрофизические и электрохимические исследования; проводилась фотодокументация, видеосъемка.

В процессе полевых работ было выполнено бурение верхней части геологического разреза с отбором проб (в интервале глубин от 0.9 до 8.0 м) на различные виды исследований, при этом велось детальное описание отложений разреза. Пробоотбор сопровождался определением глубин с помощью лота и эхолота. Бурение в береговой зоне водохранилища и на плавучих островах сопровождалось подводными работами, включающими фото- и видеосъемку поверхности дна водолазом.

Для изучения флористического состава и проведения оценочной геоботанической классификации растительного покрова водохранилища были организованы натурные геоботани-

ческие обследования прибрежных мелководий водохранилища. Одним из важнейших направлений исследований был анализ материалов дистанционного зондирования, в том числе космических снимков детального разрешения, что позволило выявить участки берегов, подверженных трансформации, определить места наиболее интенсивной генерации сплавинных островов, их размеры, количество, форму, координаты. Следует отметить, что дистанционные материалы (аэрофотоснимки 1958 г.) были впервые использованы в Нарвском водохранилище специалистами «Ленгидропроекта» во время полевых исследований 1963 года, по которым в частности, составлялись схемы всплывания торфа, что позволило определить площади, затронутые этим процессом, о которых сказано выше.

Как было отмечено, в общий комплекс исследований данной проблемы входили инженерно-геологические исследования, основная задача которых заключалась в изучении инженерно-геологических и гидрогеологических особенностей исследуемой территории, наряду с другими факторами, определяющими формирование плавучих островов в Нарвском водохранилище [3]. С этой целью, прежде всего, был изучен большой объём фондовых (картографический и текстовый материал) и литературных источников (за период с 1945г по настоящее время) по результатам инженерно-геологических, гидрогеологических и почвенных исследований, проводимых на данной территории для различных целей. Непосредственно, в рамках проекта, в составе работ проводились полевые и лабораторные методы исследований физико-механических свойств отложений на ключевых участках, как в пределах акватории, так и прилегающей суши. Все сведения позволили оценить инженерно-геологические особенности территории. Полученная, в результате их обобщения и анализа, информация о пространственных соотношениях грунтов различного состава, состояния и свойств в акватории Нарвского водохранилища и береговой части, была использована при инженерно-геологическом картографировании территории с созданием инженерно-геологической карты и схемы инженерно-геологического районирования.

На инженерно-геологической карте Нарвского водохранилища, учитывая основную цель исследований, отражены особенности распространения и залегания в пределах его акватории торфов, составляющих практически весь верхний слой донных осадков и их пространственное взаимодействие с нижележащими породами. Данная информация с учётом результатов исследований состава, происхождения торфов, показателей их инженерно-геологических характеристик, также как и пород их подстилающих, наряду с другими факторами, контролирующими всплывание торфа, явилась необходимой составляющей для оценки возможности проявления этого процесса. На основе инженерно-геологической карты Нарвского водохранилища было выполнено его районирование с созданием схемы инженерно-геологического районирования. Как показали многочисленные наблюдения за всплыванием торфа в искусственных водоемах, чаще всего всплывают определённые виды торфа [2,4,6,7]. Эти признаки явились основными при районировании Нарвского водохранилища для прогноза развития процесса образования сплавин. Вся его территория разделена на участки, в пределах которых торфа различаются по условиям формирования, ботаническому составу, инженерно-геологическим характеристикам, то есть особенностям, характеризующим их способность к всплыванию. При выделении участков были использованы, упомянутые выше, архивные данные результатов изучения территории с созданием комплекта карт различного назначения и, прежде всего, почвенные карты 1948, 1950 гг (Фонды СЗГУ).

Эти материалы были дополнены показателями вещественного состава, инженерно-геологических характеристик пород, полученными при комплексных исследованиях территории, в течение 2011-2012 в составе работ ВСЕГЕИ и были положены в основу районирования территории с выделением участков и более дробных подразделений, каждое из которых соответствует той или иной способности торфа к всплыванию. Инженерно-геологическая карта и схема инженерно-геологического районирования, представляют картографические модели, на которых обобщена и представлена информация, характеризующая распространение участков формирования опасных сплавин в Нарвском водохранилище. Инженерно-геологическая карта, наряду с другими картографическими материалами, составленными для исследуемой территории, входит в ГИС Нарвского водохранилища, включающую следующие слои: литологическая карта дна водохранилища, инженерно-геологическая карта, геоморфологическая карта дна и берегов водохранилища, ландшафтная карта берегов, карта типов берегов, карта техногенной нагрузки, карта развития опасных геологических процессов (Рис.5).

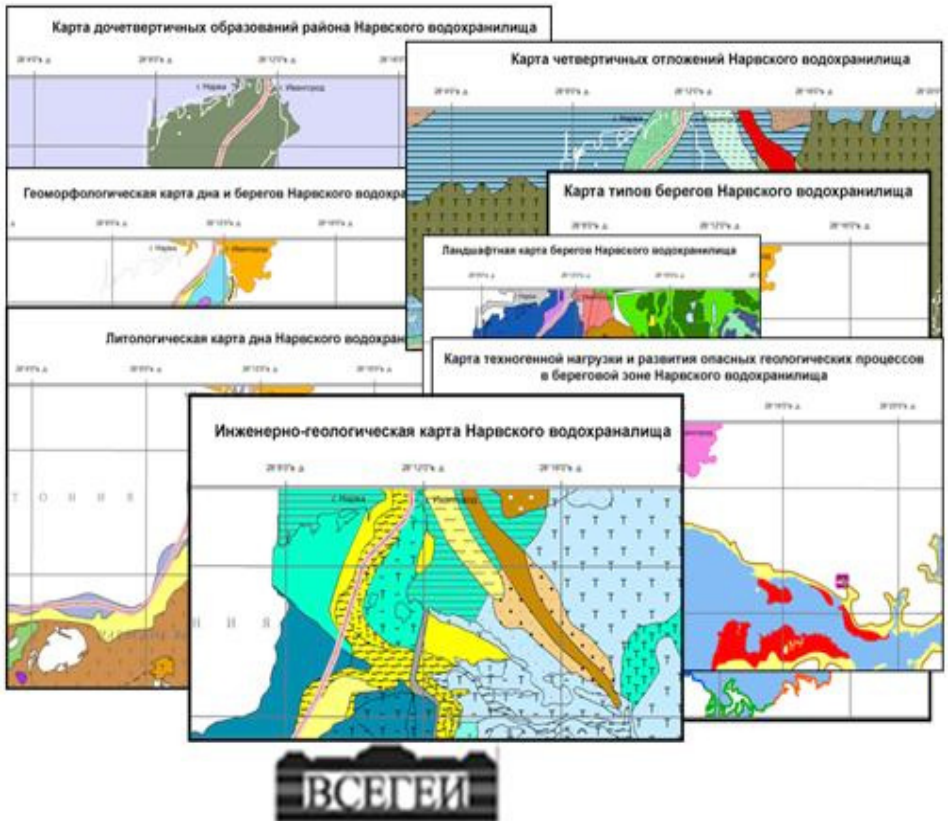


Рис.5. Картографические материалы, представленные в ГИС Нарвское водохранилище (материалы ВСЕГЕИ).

Таким образом, комплексные исследования Нарвского водохранилища, с учётом междисциплинарного подхода к проблеме и методам ее решения, позволили получить важную информацию о строении и свойствах сплавинных берегов и плавучих островов водохранилища, определить основные причины их образования, а также участки распространения. Анализ полученных данных позволил сделать следующие выводы.

Всплыванию торфа способствуют незначительные глубины (2-2.5м), высокая температура придонных вод в летний период, свойства торфяных залежей, характер контакта с подстилающими ледниково-озерными отложениями и тепловое загрязнение со стороны Эстонской и Балтийской ЭС. Данные факторы способствуют формированию так называемых «сплавинных» береговых массивов, которые были охарактеризованы выше. При этом следует учитывать отсутствие у сплавинных «берегов» подводного берегового склона в его традиционном понимании, и они даже при незначительном волнении подвергаются волновой нагрузке, что способствует их разрушению с формированием дрейфующих торфяных островов, общей площадью до 38 км^2 (рис.3). В связи с тем, что берега водохранилища на значительном протяжении образованы сплавиной, усиление волновой деятельности может приводить к постоянному образованию новых сплавинных островов.

Причины отрыва участков сплавинного берега, установленные на основе проведенного моделирования, заключаются в следующем. При штормовых ветрах западных направлений (скорость более 10 м/с) в поверхностном слое воды генерируются течения со скоростями до 30 см/с, также направленные на восток. В подобных гидрометеорологических условиях, одновременно, в придонном слое воды возникают течения противоположного направления со скоростью до 2 см/с, что способствует отрыву корневой системы деревьев от дна. Вследствие противоположно направленных течений, а также воздействия западного ветра на надводную часть сплавинного берега («парусность» отдельных участков которого весьма велика за счет древесной растительности) происходит отрыв участков сплавин. Последующее развитие процесса, связанного с отрывом плавучего острова от массива, и их дрейфом, определяется ветром и течениями, что доказывает построенная математическая модель течений Нарвского водохранилища. Поворот течений с глубиной, существенным образом, зависит от морфометрии дна. Карты распределения течений показали, что их характер полностью определяется

тремя основными факторами: расходами рек Нарва и Плюсса, скоростью и направлением ветра, морфометрией дна водоема.

Как показали результаты комплексных исследований, предотвратить образование плавающих островов в обозримом будущем не удастся, поскольку сплавинные берега на Нарвском водохранилище имеют значительное распространение. Площадь наиболее опасных с точки зрения отрыва сплавин участков берегов в настоящее время составляет 8 км^2 (Рис.3). Зоны наиболее интенсивного отрыва сплавин локализованы преимущественно в восточной (устьевой) части Пятницкого залива (южный берег, и, в меньшей степени, северный берег), а также в междуречье Плюссы и Нарвы.

Важные выводы следуют из результатов исследований антропогенного загрязнения донных отложений водохранилища, проводимых в рамках проекта, которые свидетельствуют о низком уровне загрязнения тяжелыми металлами и радионуклидами. В тоже время, необходимо отметить загрязнение воды, берегов и пляжей водохранилища биогенными веществами, поступающими с остатками торфяных островов и торфяной крошки, в нижний бьеф, в результате спуска в него сплавин. Предотвращение загрязнения необходимо, как с точки зрения недопущения ущерба рекреационной инфраструктуре пляжей Эстонии и России, так и в целях соблюдения международных обязательств РФ в рамках Плана Действий ХЕЛКОМ по Балтийскому морю.

Несмотря на большой объём проделанной работы и всестороннюю изученность проблем в природной среде акватории Нарвского водохранилища и его береговой зоны, исследования необходимо продолжить, что прежде всего требует организации и проведения мониторинга состояния природной обстановки за достаточно представительный отрезок времени, как наиболее эффективного способа получения необходимой информации. Учитывая трансграничный характер проблемы, целесообразна организация специальных двусторонних российско-эстонских исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Денисенков В.П.* Трансформация растительности верховых болот в прибрежной полосе Нарвского водохранилища за последние 50 лет // Материалы Международного научно-практического семинара «Растительность болот: современные проблемы классификации, картографирования, использования и охраны». – Минск, Беларусь, 30 сентября – 1 октября 2009 г. Минск – «Право и экономика». 2009. – С. 152-156.

2. *Иванова В.Н.* Особенности классификации торфяной залежи и растительных группировок болот при прогнозировании всплывания торфа на затопленных торфяных массивах при создании водохранилищ / В.Н.Иванова, Г.С.Молкин // Типы болот СССР и принципы их классификации. – Л.: Наука, 1974. – С.205-209.

3. *Корвет Н.Г.* Решение инженерно-геологических задач при комплексных исследованиях торфяных островов в Нарвском водохранилище. // Естественные и математические науки в современном мире / Сб. Ст. по материалам XXVIII международной научно-практической конференции №3. Новосибирск: Изд. «СибАК», 2015. – С.106-111.

4. *Кот Н.А.* Всплывание торфа в искусственных водоемах. Под ред. Члена корреспондента АН БССР И.И.Лиштвана. – Минск. «Наука и техника», 1980. 160 с.

5. *Мищук А.В., Яани А.* Нарвское водохранилище. Краткий гидрометеорологический обзор и водный баланс. В сб. Река Нарва и Нарвское водохранилище – Тарту. 2000. – С.43-47.

6. *Молкин Г.С.* Основные вопросы теории всплывания торфа / Г.С.Молкин // Природа болот и методы их исследования. – Л.: Наука, 1967. – С.223-226.

7. *Молкин Г.С.* Всплывание торфа на затопленных болотах при создании водохранилищ. Труды Ленгидропроекта, сб.7. – Л.: 1968. – С.196-209.

8. *Молкин Г.С.* О предварительном прогнозировании всплывания торфа и его дрейфа к гидросооружениям / Тр. Ленгидропроекта, № 38. – Л.: 1973. – С.155-167.

9. *Финаров Д.П. Лапинская Т.Д., Живкович Л.А., Кузнецова Л.Г.* Анализ опыта борьбы с всплывающими торфянниками на водохранилищах. Тр. координационных совещаний по гидротехнике, вып.122 «Энергия». – Л.: 1977. – С. 160-164.

10. *Ярвик А., Туровский А., Кадакас В.* Нарвское водохранилище – важный объект трансграничного сотрудничества на основе принципов уравновешенного развития / Река Нарва и Нарвское водохранилище.– Тарту. 2000. – С. 37-42.

RESEARCH NARVA RESERVOIR FOR THE PURPOSE OF STUDYING THE FORMATION OF PEAT ISLANDS

© 2015 N.G. Korvet*, M.A. Spiridonov, D.V. Ryabchuk***, L.L. Sukhacheva***, A.Y. Sergeev**, O.V. Dron****

**St. Petersburg State University, Universitetskaya emb., 7/9, 199034, St. Petersburg, Russia*
nnkorvet2010@ya.ru
***A.P. Karpinsky Russian research geological Institute (VSEGEI),*
74, Sredny prospect, 199106, St. Petersburg, Russia
****Institute of Remote Sensing Methods for Geology (NIIKAM),*
Pulkovskoe shosse, 82, 196140, St. Petersburg, Russia.

The article describes the problems associated with the floating-up of peat and the formation of floating Islands in the Narva reservoir and the results of their research carried out in 2011-2012 FGUP "VSEGEI", involving experts from a number of organizations. In the course of work were developed and tested a unique research methodology, which first obtained comprehensive information on the structure and properties of a floating shores and floating Islands reservoir, the main causes of their formation, and also parts of the distribution. Mapping the materials included in the GIS of the Narva reservoir.

Keywords: Narva reservoir; peat island; research methodology; engineering-geological conditions; cartographic materials; the transboundary nature.

УДК 624.15; 624.131.1

МЕТОД ИСКУССТВЕННОЙ ТРАНСФОРМАЦИИ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ПЛОЩАДНОГО ОСНОВАНИЯ В УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

©2015 г. В. М. Кнатько* , М. В. Кнатько, И. Дмитриев***, В. П. Обухов**, Д. Ю. Здобин***

** Санкт-Петербургский государственный университет,*
Университетская наб., 7/9, Санкт-Петербург, 199034, Россия
*** Научно-технический центр "Технологии XXI века" ,*
Лермонтовский пр., д.7а, лит. А, 3 этаж, Санкт-Петербург, 190121 , Россия, office@nw-tech.ru
****Санкт-Петербургский государственный*
архитектурно-строительный университет,
2-я Красноармейская ул., д. 4, Санкт-Петербург, 190005, Россия, rigasmezi@yandex.ru

Аннотация: В статье рассматривается конструкция и технология строительства искусственных грунтовых оснований на техногенных зольных и слабых водонасыщенных озерно-ледниковых грунтах для устройства площадок контейнерных терминалов. Предлагаемое решение основано на создании несущих пространственных конструкций выполненных из закрепленных аутигенных грунтов с применением нового метода физико-химического закрепления грунтов. Приведены результаты длительных (более года) натурных испытаний сооруженной экспериментальной площадки в морском порту Санкт-Петербурга и анализ варианта осуществленного инженерного решения.

Ключевые слова: слабые грунты, техногенные водонасыщенные грунты, искусственные основания, геотехническая категория, несущая способность основания, грунтово-зольные пространственные конструкции, укрепленный грунт, укрепленный грунт техногенный гидроизоляционный.

Введение.

Вследствие субурбанизации человек выходит за рамки инженерно-геологической среды, которая изначально характеризовалась более или менее, исторически стабильными геологическими условиями. Территории со сложными инженерно-геологическими условиями, а также неблагоприятные геолого-геоморфологические районы (низменные, затапливаемые берега, болота, разного рода водотоки) все более активно вовлекаются в экономический оборот. Строительство на данных территориях сопряжено с известными техническими сложностями, ибо грунты их слагающие имеют либо низкую несущую способность (слабые органические и органо-минеральные грунты), либо особое состояние и свойства (тиксотропные, просадочные, засоленные грунты). Одним из экономически целесообразных способов строительства на данных территориях является искусственное закрепление грунтов, основанное на всестороннем анализе состава, строения и физико-механических свойств исходного грунтового массива.

Расширяющиеся исторически сложившиеся комплексы портовых сооружений – яркий пример территориальной экспансии в районы со сложными инженерно-геологическими условиями, требующий использования новых инженерных и экономически обоснованных нестандартных проектных решений.

В статье рассмотрен опыт успешного применения метода физико-химического закрепления слабых грунтов ГУТ (грунт укрепленный техногенный) и создания на их основе несущих пространственных конструкций (НПК) на слабых тиксотропных водонасыщенных грунтах в качестве площадного несущего основания для складирования контейнерных грузов на территории Морского порта Санкт-Петербурга.

Инженерно-геологические и гидрогеологические условия участка строительства. Санкт-Петербург расположен в дельте Невы в пределах Приневской равнины и до начала строительства города территория представляла собой практически горизонтальную заболоченную местность с абсолютными высотными отметками 0,5-1,5 м.

Грунты, слагающие верхнюю часть разреза, представляют собой голоценовые отложения, сформировавшиеся при образовании р. Нева вследствие прорыва вод Ладожского озера в бассейн Балтийского моря. В виду относительной молодости представленных осадков пылевато-глинистые грунты не прошли стадию диагенеза и, в большинстве своем, являются слабыми, структурно неустойчивыми образованиями с ярко выраженными тиксотропными свойствами. В литологическом отношении это пески различной степени крупности, озерно-ледниковые водонасыщенные супеси, суглинки и глины с линзами торфа и заторфованных грунтов. Относительно прочные моренные отложения подстилают толщу озерно-ледниковых отложений и их кровля залегает на глубинах 20-30 м. Коренными отложениями являются протерозойские и палеозойские глины котлинского горизонта верхнего венда.

Участок проектирования основания площадки контейнерного терминала площадью около 30 га, расположен в районе Морского порта Санкт-Петербурга на территории бывшего золоотвала ТЭЦ. Территория представляет собой пологую поверхность с абсолютными высотными отметками от 2,5 до 6,0 м в Балтийской системе высот.

В инженерно-геологическом разрезе участка проектируемого строительства выделяются пять стратиграфо–генетических комплекса отложений (сверху вниз):

– современные техногенные (насыпные) образования – tIV

– современные аллювиально-морские отложения – amIV

– верхнечетвертичные озерно-ледниковые отложения – lgIII

– верхнечетвертичные ледниковые отложения – gIII

– верхнепротерозойские отложения (котлинский горизонт верхнего венда) – PR3–Vkt2.

В табл. 1 представлены основные физико-механические характеристики грунтов основания строительной площадки.

Современные техногенные отложения сплошным покровом залегают с поверхности. Представлены песками различной крупности со строительным мусором, суглинками и супесями, зольными грунтами, а также щебенисто – дресвяными разностями. Мощность насыпного слоя различна, в среднем от 1,0 до 6,0 м. В строении техногенных отложений четко прослеживаются два горизонта. Верхний – слой песков (от гравелистого до пылеватого; от желто-серого до темно-серого цвета). Нижний – зольные отложения, черного цвета, крайне неоднородные по гранулометрическому составу, содержат большое количество гнезд и карманов песка различной крупности, включения угля, шлака, древесной щепы. Они отличаются незакономерной изменчивостью свойств по латерали и вертикали, а также разной степенью уплотнения: по данным статического зонди-

Таблица 1

Сводная таблица физико-механических свойств грунтов основания

Номер грунта	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Наименование грунта	Удельный вес грунта γ_{II}, кН/м^3	Удельный вес твердых частиц грунта γ_S, кН/м^3	Удельный вес грунта γ_{Sb} с учетом взвешивающего действия воды, кН/м^3	Удельный вес грунта γ_{sat} в водонасыщенном состоянии, кН/м^3	Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Удельное сцепление c_{II}, кПа	Влажность грунта, соответствующая его полному водонасыщению W_{sat}	Степень плотности несвязного грунта, показатель текучести связного	Коэффициент пористости e	Степень влажности грунта S_r	Число пластичности IP	Показатель текучести IL	Коэффициент Пуассона	Коэффициент относительной сжимаемости m_v, МПа$^{-1}$	Модуль деформации, кПа
1а	t_{IV}	6	Зольные грунты	16	22,3	6,3	16,3	19	2	0,42	> 1,0	0,94	1	—	—	0,3	0,23	2800
1б	am_{IV}	2	Суглинки легкие пылеватые	19	27,2	9,7	19,7	15	10	0,28	0,62	0,77	1	0,1	0,7	0,4	0,17	4800
2	lg_{III}	8	Глина, суглинки ленточные пылеватые	17	27,3	7,6	17,7	6	6	0,46	>1,0	1,25	1	0,2	1,1	0,5	0,26	2400
3а	g_{III}	2	Суглинки легкие пылеватые мягко- и тугопластичные	21	27	11,5	21,5	22	17	0,18	0,47	0,47	1	0,1	0,3	0,4	0,08	9900
3б	g_{III}	—	Суглинки легкие пылеватые полутвердые и твердые	23	27,2	12,93	22,9	24	35	0,12	0,07	0,33	1	0,1	–0	0,4	0,04	14 600

рования лобовое сопротивление под конусом зонда варьируется от 0,1 до 30 МПа, что затрудняет выделение последнего в один инженерно-геологический элемент. Характерной особенностью данных зольных грунтов является их тиксотропность. Из-за своей текучей консистенции (IL >1,0), незакономерной изменчивости свойств, наличия органических веществ (до 20%), низкой фильтрационной способности (Кф <0,1 м/сут), зольные отложения являются крайне ненадежным основанием для сооружений. В целом данные техногенные отложения можно охарактеризовать не как техногенные грунты, а как своего рода «свалочную техногенную массу».

Современные аллювиально-морские отложения развиты повсеместно под насыпными образованиями и представлены, в основном, пылеватыми серыми и коричневато-серыми песками с тонкими прослоями илов супесчаных и суглинистых, серыми текучими пылеватыми суглинками и светло-серыми текучими пылеватыми супесями в основании комплекса. Пески проявляют плывунные, а суглинки и супеси тиксотропные свойства. Все выделенные инженерно-геологические элементы залегают неравномерно, с частым выклиниванием и переходом одних разностей в другие, что отражает фациальные условия образования. Общая мощность в среднем 7 – 8 м.

Верхнечетвертичные озерно-ледниковые отложения развиты повсеместно под аллювиально-морскими отложениями. Представлены ленточными глинами, суглинками и неяснослоистыми суглинками. Суммарная мощность в среднем 6-7 м. Основная часть отложений данного стратиграфо-генетического комплекса – коричневато-серые и серовато-коричневые грунты с четкой ленточной текстурой (чередование тонких песчаных и глинистых прослоек). Переход глин в суглинки и обратно постепенный, нечеткий, переслаивание незакономерное. По существу, это единый геологический комплекс, сформированный в одной седиментационной обстановке.

Верхнечетвертичные ледниковые отложения развиты повсеместно и залегают ниже озерно-ледниковых отложений. Они представлены моренными твердыми супесями и суглинками, линзами пылеватых песков и гравийно-галечниковыми несвязными дисперсными грунтами. Отмечаются крупная галька и валуны. Кровля ледниковых отложений неровная, сильно эродированная и прослеживается на различной глубине от – 9,0 до – 23,0 м. Максимальная вскрытая мощность – 9,1 м.

Верхнепротерозойские отложения залегают в основании инженерно-геологического разреза и представлены зеленовато-серыми и голубовато-серыми твердыми суглинками и глинами. Породы имеют ленточную текстуру: тонкое, частое, ритмичное чередование собственно глин (3-5 мм) и алевролитов (1-3 мм). Вскрытая мощность достигает 15,0 м.

Для всех выделенных стратиграфо-генетических комплексов характерна нестабильность консистенции в пределах одного горизонта. Консистенции техногенных грунтов, аллювиально-морских суглинков (от текучей до текучепластичной), озерно-ледниковых ленточных глин и неяснослоистых суглинков (от текучей до мягкопластичной) уверенно позволяют отнести верхнюю часть разреза к мощной толще слабых водонасыщенных связных грунтов с низкими показателями прочностных и деформационных свойств.

Гидрогеологические условия характеризуются наличием безнапорных грунтовых вод, приуроченным к зольным и песчаным грунтам техногенных и аллювиально-морских отложений. Питание – инфильтрация атмосферных осадков и талых вод снежного покрова. Общее направление грунтового потока в сторону акватории Финского залива, с которой имеется непосредственная гидродинамическая связь. Уровень грунтовых вод зафиксирован на отметках от 0,5 до 2,5 м от поверхности земли. В пониженных участках отмечается частичное заболачивание (выход грунтовых вод на поверхность). По химическому составу грунтовые воды смешанного типа – сульфатно-хлоридно-натриево-кальциевые и хлоридно-сульфатно-кальциево-натриевые. Общая минерализация составляет 1,38 - 1,87 г/л.

К неблагоприятным условиям территории необходимо также отнести:

- значительную мощность слабых тиксотропных грунтов (lgIII);
- близкое от поверхности залегание уровня грунтовых вод;
- наклонное залегание кровли плотных грунтов (gIII, Vkt2).
- средняя агрессивность грунтовых вод по отношению к стали и бетону;
- в зимний период существенные величины пучинистости насыпных грунтов (tIV);

Физико-механические свойства грунтов площадки строительства отличаются широким разбросом показателей (табл. 1). По совокупности факторов, инженерно-геологические условия площадки строительства характеризуются как сложные (III категория). Общая суммарная

мощность слабых грунтов превышает 15 м.

Конструктивные и технологические решения подготовки основания опытной контейнерной площадки. При строительстве площадных несущих сооружений, таких как контейнерные, складские, производственные площадки, напольные покрытия промышленных сооружений и т.п., с нагрузками 5 - 20 тс/м2 передача этих нагрузок на слабые грунты приводит к значительным неравномерным вертикальным осадкам. Это тем более актуально в конкретных инженерно-геологических условиях участка строительства, где современные техногенные (насыпные) образования (tIV) имеют мощность от 1,0 до 6,0 м и отличаются крайней неоднородностью физико-механических характеристик. Замена техногенных грунтов на песчаные грунты, как это делается при рекультивации золоотвалов под жилищное строительство, является нерациональным мероприятием как с экономической, так и с экологической точек зрения [16]. Его реализация связана с перемещением и размещением большого количества зольных масс относящихся к отходам IV класса опасности.

Для исключения опирания основания контейнерной площадки на техногенные образования возможно применение свайно-плитного фундамента с доведением острия свай до плотных отложений. Однако, в виду большой мощности слабых тиксотропных подстилающих техногенные образования грунтов, представленных современными аллювиально-морскими отложениями (amIV) и верхнечетвертичными озерно-ледниковыми отложениями (lgIII) длина свай должна быть от 18 до 28 метров, что делает это решение крайне затратным.

Альтернативным свайно-плитному варианту фундамента под покрытие площадки может быть рассмотрен метод устройства искусственного грунтового основания путем переработки техногенных образований в укрепленные грунты, что предусмотрено рядом нормативных документов [3, 4]. Однако закрепление грунтов на глубину до 6 метров для объектов большой площади так же является затратным мероприятием, так как связано с необходимостью переработки большого объема грунта. Существенное сокращение затрат на сооружение искусственного грунтового основания может быть достигнуто путем сокращения объема перерабатываемых грунтов за счет устройства несущих пространственных конструкций (НПК) из искусственно закрепленных местных грунтов и армированных геосинтетическими материалами. Примеры устройства НПК показаны ниже.

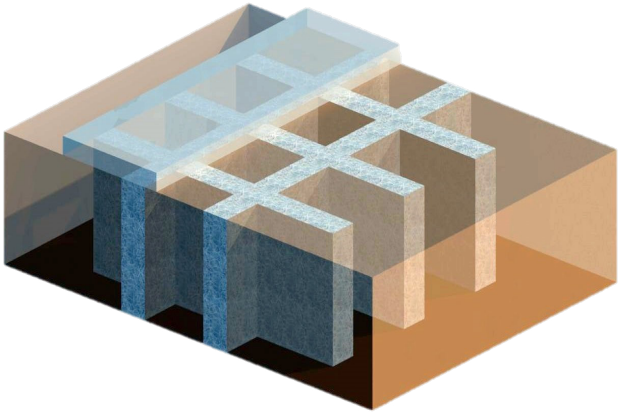


Рис.1

Устройство сотовой структуры из пересекающихся стен шириной 1.6 – 2.2 м и высотой на глубину простирания техногенных отложений (рис.1). Стены выполняются из укрепленных местных грунтов с их послойной укладкой и уплотнением под защитой многоразовой опалубки (рис.2).

Поверх стен сотовой структуры устраивается ростверк из местных укрепленных грунтов, армированных геосинтетическими материалами. Эта жесткая конструкция распределяет нагрузку от верхнего основания и передает ее на грунты естественного основания. Применение этой конструкции позволяет резко (до 70%) сократить объем предназначенных к закреплению техногенных грунтов.

Устройство закрепления грунтового массива путем устройства грунтовых балок из закрепленных грунтов (рис.3). Балки выполняются путем создания траншей на глубину до кровли грунтов естественного сложения трапецеидального сечения с последующим их заполнением укрепленным грунтом, производимым с послойной укладкой и уплотнением укрепленного грунта. Поверх траншей устраивается ростверк из местных укрепленных грунтов, армированных геосинтетическими материалами. Данная конструкция выполняет ту же задачу, что и сотовая структура, но сокращение объема предназначенных к закреплению техногенных грунтов в этом случае меньше – 40%.

Сравнение этих двух конструкций показывает, что, несмотря на лучшие показатели сотовой структуры по сокращению объема предназначенного к закреплению техногенного грунта, для устройства грунтовых несущих оснований на больших площадях можно рекомендовать метод устройства балок. Это связано с оптимальностью проведения работ с применением высокопроизводительной общестроительной техники. Сотовая конструкция предпочтительнее для объектов небольшой площади и зна-

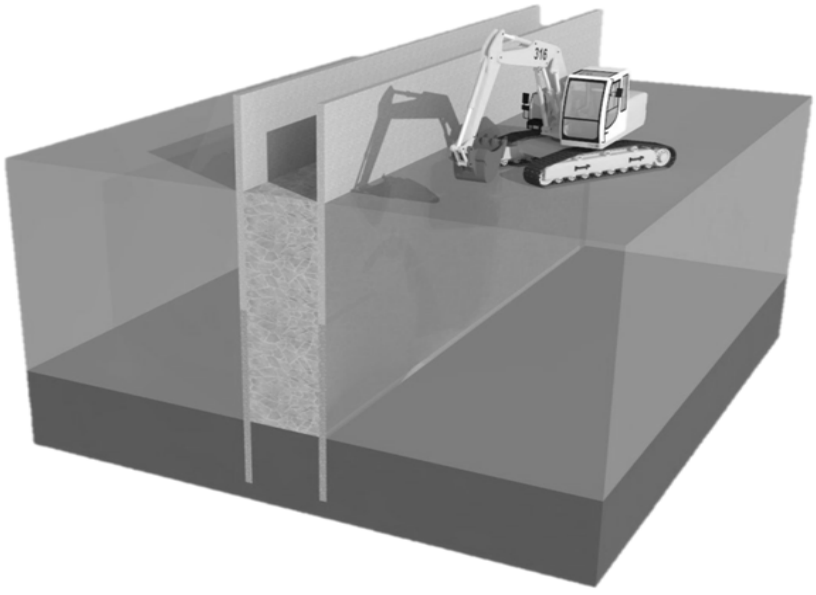


Рис.2

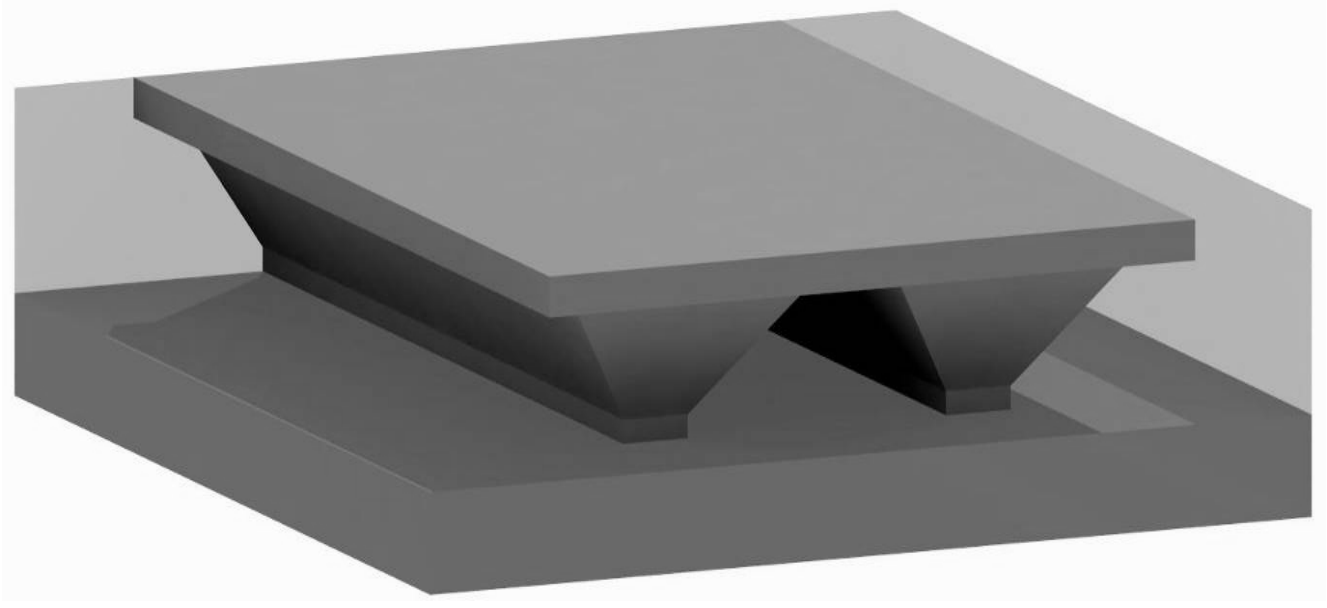


Рис. 3

чительных толщин техногенных грунтов. Например, сотовая конструкция была применена в качестве основания дороги, проложенной по склону массива техногенных грунтов, включающих зольные, мощностью от 6 до 10 метров, в районе улицы Еремеева в Санкт-Петербурге на территории бывшего золоотвала.

Закрепление техногенного массива грунтов, тем не менее, не исключает дальнейшие осадки грунтового основания при нагрузке на площадку контейнерного терминала.

Для контейнерных площадок, в соответствии с табл. 18.1. РД 31.3.05 – 97, вертикальные нагрузки нормируются величиной q =10 тс/м2. [1].

Проведенные расчеты осадки основания контейнерной площадки с конструкцией, принятой в соответствии с п. 18.4. РД 31.3.05-97, показали, что осадка основания под нагрузкой составит величину S порядка 110 см, что многократно превышает допустимые значения осадок (S = 20 см по СП 22.13330.2011 [2]). При этом не учитывалось влияние динамических воздействий на конструкцию покрытия, которые бы способствовали процессу разупрочнения тиксотропных грунтов, ускоряли и увеличивали бы возможные осадки. Это подтверждает, что применение в соответствие с РД 31.3.05-97 конструкций оснований в сложных инженерно-геологических условиях участка предполагаемого строительства невозможно.

В свою очередь расчет осадки конструкции грунтового основания, включающего НПК, представляется сложным в силу ряда факторов:

- нелинейная реакция грунтов на воздействие элементов НПК;

- эффект группового взаимодействия элементов НПК и подстилающих грунтов;

- изменение физико-механических свойств подстилающих грунтов в процессе строительства элементов НПК.

Для экспериментального определения поведения предлагаемой конструкции грунтового основания под нагрузкой необходимо проведение испытаний опытной площадки [7].

С этой целью на территории бывшего золоотвала Морского порта Санкт-Петербурга была сооружен опытный участок контейнерной площадки размером 30 на 30 м (900 м2).

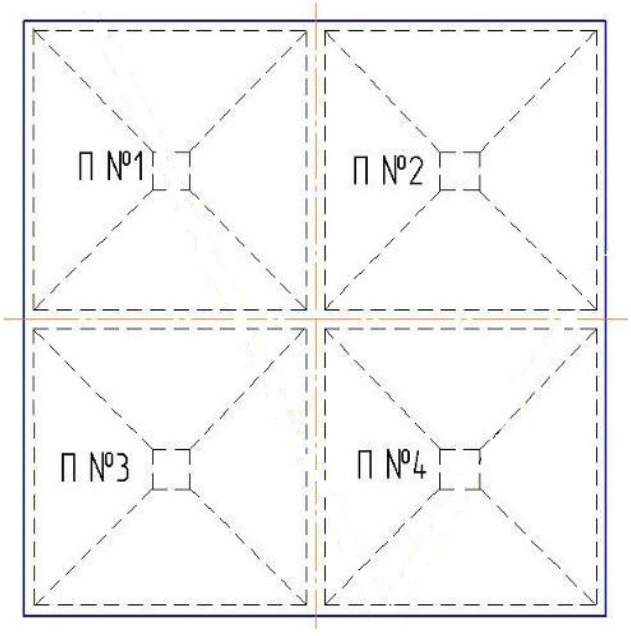


Рис.4. План экспериментальной площадки

В основу конструкции закрепления техногенного массива был положен метод устройства балок, который в силу небольших размеров площадки был модифицирован (рис. 6).

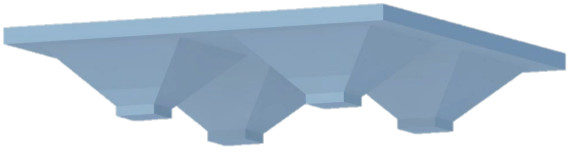


Рис. 5

Конструкция НПК представляла из себя четыре перевернутых обелиска (усеченных пирамид) высотой 5 м опирающиеся на прямоугольные параллелепипеды (пуансоны) с высотой 0,5 – 1,0 и размерами по подошве 3,0 на 3,0 м. (рис. 4, рис. 6).

По верхней – большей части верхнего основания обелисков размером 11,0 х 11,0 м выполнена плита толщиной 1,2 м (рис. 5).

Элементы НПК выполнены из укрепленных техногенных грунтов, представляющих собой твердый материал по типу «грунтобетона». Эти грунты производились из местных техногенных грунтов методом их физико-химического закрепления.

Метод трансформации свойств (укрепления) слабых грунтов. Теория укрепления грунтов методом синтеза неорганических вяжущих веществ на основе природных алюмосиликатов является способом, позволяющим качественно изменить первоначальные свойства естественных грунтов различного состава и генезиса, преобразовать их в прочный и морозоустойчивый конструктивный материал.

Синтез вяжущих в дисперсных грунтах происходит наиболее эффективно при использовании не одного, а совокупности рационально подобранных реагентов. Взаимодействие химических реагентов с дисперсными грунтами представляет собой сложный многостадийный процесс, каждая стадия которого характеризуется определенной последовательностью чередующихся химических реакций и соответствующими им изменениями в системах реагент-грунт. Поэтому в зависимости от природы химических реакций и характера их воздействия на грунт в целом и прежде всего на его жидкую и коллоидно-дисперсную фазу, включающую различные минеральные и органические составляющие грунта, процессы взаимодействия химических реагентов с дисперсными грунтами подразделяются на пять условных стадий взаимодействия (УСВ):

I УСВ – внесение исходных компонентов в грунтовую среду, начальное преобразование минеральной среды, ее переход в неустойчивое состояние;

II УСВ – преодоление факторов буферности грунта и отдельных его элементов в связи с изменением реакции среды грунта pH;

III УСВ – гидролиз и гидратация глинистых минералов и других компонентов вновь образованной минеральной среды, формирование многокомпонентной системы взаимодействующих с компонентами окислов, образование первичных метастабильных соединений;

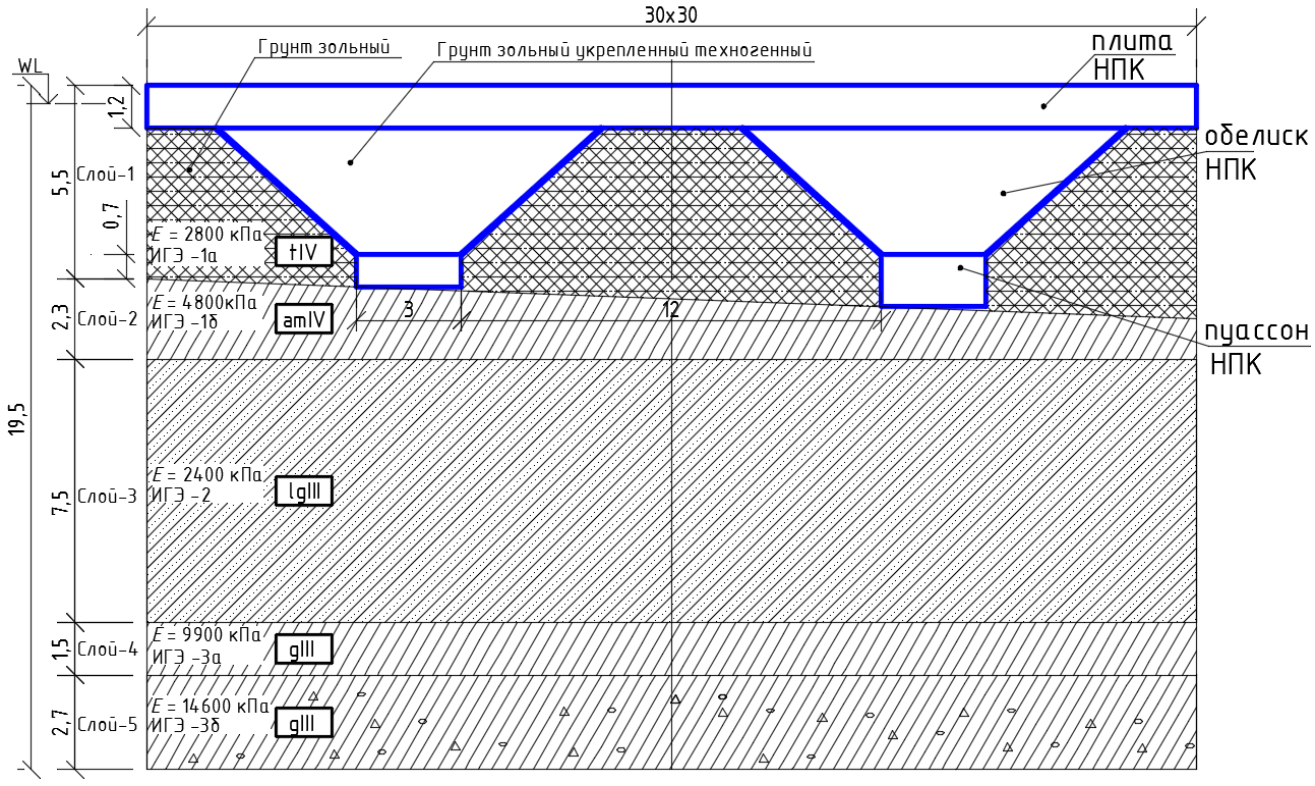


Рис. 6. Продольный разрез подземной несущей пространственной конструкции

IV УСВ – фазовые превращения первичных соединений во вторичные и т.д.;

V УСВ – формирование (синтез) полиминеральных новообразований, обладающих вяжущими свойствами и достижение нового устойчивого состояния.

Последовательность вышеприведенных условных стадий взаимодействия химических реагентов с дисперсными грунтами и их физико-химическая сущность справедливы для всех видов систем «компонент-грунт», жидкофазные реакции которых осуществляются как в кислом, так и в щелочном интервале pH. На основе теории синтеза неорганических вяжущих была разработана технология внесения в исходный грунт дополнительных реагентов, кардинально улучшающих несущую способность последнего. Более подробно данная теория изложена в работе В.М. Кнатько [9].

Реализация метода синтеза неорганических вяжущих в технологии физико-химического закрепления местных техногенных грунтов.

Зольные грунты содержат органические вещества (до 20%), большое количество сульфатной серы, а также гидратированную пылеватую фракцию, определяющую их водоудерживающую способность, многократно превышающую таковую пылеватых песков одинаковых с зольными грунтами по гранулометрическому составу. Это обусловлено нецелесообразностью применения цемента как вяжущего при производстве укрепленного грунта типа грунтобетона по ГОСТ 23558-94 [2]. Зольные грунты агрессивны к бетонным изделиям. В связи с этим в работе для укрепления техногенных грунтов содержащих золу применен комплекс вносимых компонентов, один из которых цемент, а второй модифицирующая комплексообразующая добавка (МКД) [17]. МКД – сухая смесь на основе микродисперсных гидролизованных алюмосиликатов, модифицированных ионами щелочноземельных элементов. Эта добавка связывает соединения серы, уменьшая ее дестабилизирующее действие на цемент, позволяет снизить буферность органических веществ, уменьшает водоудерживающую способность зольных частиц, способствует коагуляции фракций пыли. В силу своей щелочности и наличию ионов переходных металлов, нарушенных структур микрочастиц глины при вводе в грунтовую смесь МКД совместно с цементом стимулируются процессы синтеза вяжущих.

Исходя из инженерно-геологического строения территории был подобран состав грунтов и рецептура компонентов для производства ГУТ, а именно песок (из покровной части техногенного массива), зольный грунт (извлекаемый при создании котлованов под элементы НПК), цемент и МКД.

Нормы расхода компонентов на 1 т ГУТ в

процентах весовых:

- зола – 60 %,
- песок (супесь) – 20%,
- цемент марки М400 – 10 %,
- модифицирующая комплексообразующая добавка (МКД) – 10%

Все вышеперечисленные компоненты вносятся в определенных пропорциях, исходя из водно-физических свойств грунтового массива.

Вне зоны опытной площадки с помощью грунтовых фрез готовится смесь из вышеупомянутых компонентов. Получаемый материал в виде маловлажной смеси послойно укладывается и уплотняется в подготовленный под элемент НПК котлован, таким образом, формируются обелиски (усеченные перевернутые пирамиды), которые впоследствии служат основой созданной НПК (несущей пространственной конструкции). Аналогично формируется плита НПК в виде двухслойной конструкции армированной двуосной георешеткой.

Получаемый материал ГУТ по механическим характеристикам соответствует марке по прочности на сжатие М20 по ГОСТ 23558-94 [2] и характеризуется постепенным набором прочности во времени. В процессе уплотнения – плотность материала достигает 1,95-2,05 г/см3.

В процессе формирования котлованов под элементы НПК в виде перевернутых обелисков (рис. 6, 5) производилась выемка золы. параллельно осуществлялась откачка воды насосами. Зольный грунт в зонах откосов дренировался, вследствие чего существенно улучшались его физико-механические характеристики. Таким образом, экспериментальным путем было установлено, что существующие зольные грунты данного гранулометрического состава в процессе разработки котлована способны удерживать временные откосы вплоть до вертикальных. Полученные результаты не противоречат проведенным ранее исследованиям [16]. Для изготовления пуансонов, совместно с откачкой воды устанавливалась опалубка (в основании нижнего основания обелиска размером 3 на 3 м). Высота опалубки зависела от уклона опорной площадки грунтов естественного сложения залегающих ниже зольных отложений, а также от предполагаемой величиной осадки и принималась равно 0,7-1,0 м. Далее, осуществлялось послойное заполнение и виброуплотнение грунтовой смеси в опалубочном пространстве, создав тем самым, пуансон требуемой прочности (рис. 5). После заполнения пуансона продолжалось послойное заполнение и виброуплотнение грунта в объеме обелиска. На последнем этапе осуществлялось выполнение двухслойной армированной плиты толщиной 1,2 м.

С учетом технологии производства работ (одновременное послойное наращивание тела НПК, начиная с нижнего основания) искусственное сооружение из закрепленного грунта представляло собой сплошную монолитную малодеформируемую конструкцию (грунтонабивную сваю), передающую нагрузку на нижележащие минеральные грунты естественного сложения.

Плотность закрепленного грунта составила ρ=2,0-2,1 т/м3, прочность на одноосное сжатие – Rсж = 10-20 кгс/см2, коэффициент фильтрации kf не более 10-4 м/сут, коэффициент водоустойчивости более 0.7, морозостойкость отнесена к классу F5.

Устройство такой пространственной конструкции из искусственного закрепленного грунта позволяет пройти неустойчивые зольные отложения, улучшить прочностные и деформационные характеристики основания между отдельными НПК, а главное использовать НПК в качестве своеобразного «поршня» для сжатия слабого грунта под НПК, опираясь на нижележащие более прочные грунты. Выполняемая поверх всех четырех обелисков плита из закрепленного грунта позволяет перераспределять нагрузки на основания и способствует уменьшению неравномерности осадок (рис. 5).

Выполненная опытная площадка из четырех элементов НПК объединенная плитой из закрепленного грунта толщиной 1,2 м эксплуатировалась в течение года для складирования грузов и контейнеров в Морском порту г. Санкт-Петербурга показав среднюю осадку 10 мм, а при полной расчетной нагрузке 10т/м2 величина средней осадки по всей опытной площади не превысила 40 мм. (Рис.7). Незначительность осадки опытной площадки по отношению к расчетным осадкам конструкций оснований по РД 31.3.05-97 могут объясняться вышеуказанными факторами и особенно укреплению подстилающих грунтов в процессе строительства элементов НПК.

Перспективы применения технологии устройства площадного искусственного основания с использованием НПК.

Результаты проведенных экспериментальных исследований показали, что примененная технология искусственного улучшения грунтов с использованием НПК является перспективным методом закрепления слабых грунтов с обязательной проверкой качества закрепленного основания.

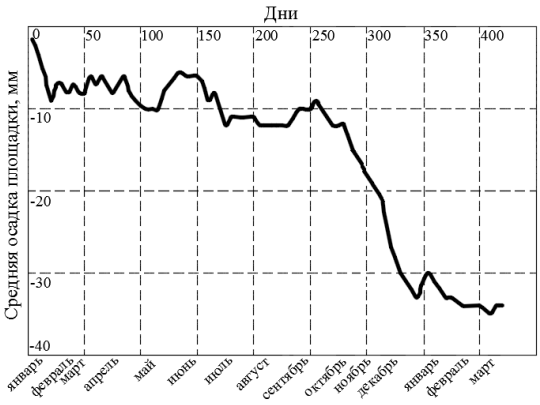


Рис.7. График средней осадки НПК под нагрузкой за 2012-2013 гг. (по данным точной нивелировки)

Отметим, что выбор геотехнологии и оптимальных режимов по улучшению грунтов и созданию закрепляемого массива должен определяться на стадии проектирования в зависимости от проектируемого сооружения, конкретных инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки и состояния окружающей застройки [5]. Методами контроля закрепленного основания должны быть:

- вскрытие шурфов с отбором образцов и кернов закрепленного грунта с последующим их испытанием;
- испытание грунтовых свай из закрепленного статической вдавливающей нагрузкой;
- полевые испытания грунтов основания, позволяющие непосредственно на площадке получать характеристики закрепленного материала;
- геофизические способы контроля (радиометрические, электрометрические и акустические) и др. [6]

Элементы НПК могут изготавливаться открытым способом за счет выемки грунтов, как при траншейной, так и бестраншейной разработке грунтов и укладки его послойно с виброуплотнением. Открытый способ применим до высот НПК 12 м.

При устройстве искусственных оснований с использованием НПК возможны также комбинации открытого способа с инъекционными, виброинъекционными, буросмесительными и струйными способами укрепления грунтов, а также с использованием свайных опор. Указанные геотехнологии требуют дополнительных экспериментальных и теоретических исследований.

Использование таких геотехнологий целесообразно, в первую очередь, в сложных инженерно-геологических условиях, где применение традиционных фундаментных конструкций (сваи, столбчатые и ленточные фундаменты и т.д.) неэкономично, невозможно или затруднено (условия заболоченной местности, наличие слабых или просадочных грунтов).

Заключение. Применение несущих пространственных конструкций (НПК) из искусственно закрепленных местных грунтов, в ряде случаев, позволяет достигать требуемой несущей способности и стабилизации осадок грунтового основания в процессе строительства площадных сооружений с несущим покрытием при сравнительно небольших финансовых и ресурсных затратах и требует дальнейших углубленных исследований.

Искусственный литогенез – второе магистральное направление развития современного теоретического грунтоведения, несущее огромный потенциал оптимизации затрат при производстве оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях как на суше, так и на акватории.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 25100 – 11. Грунты. Классификация // МНТКС, Москва, 2012.

2. ГОСТ 23558 – 94. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и грунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства // МНТКС, Москва, 1995.

3. *Мангушев Р. А., Карлов В. Д., Сахаров И.* И. Механика грунтов // АСВ, Москва, 2009, 264 с.

4. *Захаров М. С., Мангушев Р. А.,* Инженерно-геологические и инженерно-геотехнические изыскания для строительства // АСВ, Москва, 2014, 176 с.

5. *Мангушев Р. А., Усманов Р. А., Ланько С. В., Конюшков В. В.,* Методы подготовки и устройства искусственных оснований // АСВ, 2012, 273 с.

6. РД 31.3.05 – 97. Нормы технологического проектирования морских портов // Министерство транспорта Российской Федерации, Москва, 1997.

7. СП 45.13330.2012. Земляные сооружения, основания и фундаменты // Актуализированная редакция СНиП 3.02.01 – 87. НИИОСП, Москва, 2012.

8. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений // Актуализированная редакция

СНиП 2.02.01 – 83*, НИИОСП, Москва, 2011.

9. *Кнатько В. М.* Теория синтеза неорганических вяжущих веществ в дисперсных грунтах // Л. изд-во ЛГУ, 1989, 91 с.

10. *Кнатько В. М.* Укрепление дисперсных грунтов путем синтеза неорганических вяжущих веществ // Л. изд-во ЛГУ, 1989, 272 с.

11. *Кнатько В. М., Щербакова Е. В., Кнатько М. В.* Искусственное воспроизводство природных процессов минералообразования – перспективное направление обезвреживания и утилизации промышленных отходов. Энергия, экономика, техника, экология. 2001, №12, с. 29 – 35.

12. *Кнатько В. М., Кнатько М. В., Щербакова Е. В., Лаздовская М. А.* Оперативная оценка эффективности химических реагентов при укреплении дисперсных грунтов путем синтеза неорганических вяжущих веществ // Грунтоведение, №1, 2013.

13. Методические указания по определению углов наклона бортов, откосов уступов и отвалов, строящихся и эксплуатируемых карьеров. // Л.: Недра. 1972. 165 с.

14. *Кутепова Н. А., Кутепов Ю. И., Стрельский Ф. П., Кнатько М. В., Фельдман Г. Е.* Изучение отложений золоотвалов ТЭЦ в связи с инженерной подготовкой территорий для строительства // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. - 2008. - № 1. - С.14-28.

15. *Кнатько В. М., Кнатько М. В., Щербакова Е. В.*Патент № 2409417 на изобретение «Способ получения щелочного алюмосиликатного сорбента»

METHOD OF ARTIFICIAL TRANSFORMATION OF WEAK WATER SATURATED SOILS BY BUILDING A SQUARE ARTIFICIAL BASIS UNDER CONDITIONS OF SAINT-PETERSBURG

©2015 г. V. M. Knat`ko * , M. V. Knat`ko **, I. Dmitrijevs *, V. P. Obukhov **, D. Yu. Zdobin***

** Saint-Petersburg State University,*
199034, St. Petersburg, Universitetskaya emb., 7/9,
*** Scientific Technical Center «21st Century Technologies»),*
190121, St. Petersburg ,Lermontovsky pr. 7a, lit. A, office@nw-tech.ru
**** Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPSUACE),*
190005, St. Petersburg , 2-nd Krasnoarmeiskaya St. 4, rigasmezi@yandex.ru

The article deals with the design and construction technology of artificial soil bases on technogenic ash and weak water-saturated lake – glacial soils for the arrangement of container terminals. The proposed solution is based on the creation of supporting spatial constructions made of fixed authigenic soil using a new method of physical and chemical stabilization. Results of long-term (over one year) full-scale tests of experimental platforms erected in the sea port of St. Petersburg, as well as the analysis of a possible engineering decision, are submitted.

Keywords: weak soils, technogenic water-saturated soils, artificial bases, geotechnical category, the bearing capacity of foundation, soil and ash spatial structures, soil stabilization, the strengthened soil technogenic waterproofing.

УДК 624.131

СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

© 2014 г. Е. Н. Богданов

Трест геодезических работ и инженерных изысканий,
улица Зодчего Росси, д. 3–1, Санкт-Петербург, 191023, Россия
trust@grii.ru

Изучение физико-механических свойств глинистых, песчаных, заторфованных и других грунтов, являющихся исходными для расчетов оснований и фундаментов, ведется неудовлетворительно. Для оценки состояния грунтов не применяется показатель консистенции C_B, для изучения механических свойств не применяются пенетрационные испытания, характеризующие естественное сложение грунтов. Необъяснимы методики на определение механических свойств грунтов, предусмотренные ГОСТ 12248-2010 (сдвиговые и 3-х осные испытания по КД, НН и прочим схемам, компрессионные испытания). Изучаются грунты не исходного состояния, а множество грунтов сразу с другими физическими, а значит механическими свойствами. Как если бы не мы должны подстраиваться под грунты и использовать их возможности, а грунты каким-то образом переделывать себя. Механические свойства песков не определяются, а назначаются, к тому же пески оказались лишенными сцепления, а значит части несущей способности. Вновь излагается методика определения естественной прочности глинистых и песчаных грунтов.

Ключевые слова: влажность, пористость, пределы пластичности, показатели состояния J_L и C_B, удельное сопротивление пенетрации, сопротивление одноосному сжатию, вращательный срез, сдвиговые, 3-х осные и компрессионные испытания, прочностные свойства глинистых и песчаных грунтов естественного сложения, минимальное и максимальное давление, уравнение предельного равновесия.

Три науки – грунтоведение, инженерная геология и механика грунтов – занимаются изучением грунтов. Механика грунтов использует полученные данные о грунтах при проведении расчетов оснований и фундаментов. Кажется, что науки, возникшие в 20-30-х годах прошлого века, пусть молодые, имеющие дело со сложнейшими, разнообразными по составу и состоянию системами, какими являются грунты, тем не менее, смогли придти к единому взгляду на то, какие свойства грунтов и как должны изучаться. Однако этого не произошло до настоящего времени. Причина очевидна, хотя ее словно не видят и не замечают. Пора честно заявить об этой причине. Изучением грунтов на разных профессиональных уровнях и по разным направлениям занимаются специалисты, именуемые геотехниками, и инженер-геологи.

Геотехники - выпускники строительных институтов, в программе обучения которых значится курс "Механика грунтов. Основания и фундаменты" с изложением начальных сведений о физико-механических свойствах грунтов, абсолютно недостаточных для того, чтобы стать специалистами по основаниям и фундаментам. Главными исходными данными в расчетах оснований и фундаментов, без которых расчеты всегда будут оставаться неверными, являются механические свойства грунтов. Это геотехники, начиная с 20-ых годов прошлого века, предлагали схемы расчетов оснований и фундаментов и методы испытаний механических свойств. Нетрудно понять, что в основе всего, что создавали геотехники, лежит самообучение. Пусть не обидятся геотехники, но зададим вопрос – где ж Вы во все года набирали в свои ряды столько талантливых людей, по знанию грунтов превосходящим инженер-геологов, углубленно занимающихся их изучением? Однако положение с определением механических свойств грунтов, а значит и расчетов оснований, давно (с 1973 г.) объявлено кризисным. Оно и не может быть иным, если крупнейшие ученые-геотехники заявили, что прочностные

Статьи рубрики «Грунтоведение – особое мнение» публикуются в авторской редакции.

свойства лишены физического смысла. Притом, что методики неконсолидированного, консолидированного и других испытаний для определения прочностных свойств, компрессионных испытаний для определения деформационных свойств имеются, но никак не обоснованы и приводят к самым непредсказуемым результатам. Такая позиция оказалась удобной организациям, занимающимся изысканиями. Можно приводить в отчетах любые, не поддающиеся логике, значения механических свойств грунтов. Какими они должны быть, все равно никто знать не может, поэтому прочностные свойства глин твердой консистенции и торфа естественного сложения могут оказаться равными, значения модуля деформации для одного и того же грунта могут отличаться во много раз. Можно вспомнить виднейших ученых в области геотехники – К.Терцаги, Н.М. Герсеванова, В.А. Флорина, Н.А. Цытовича, Н.Н. Маслова, В.Г. Березанцева, но, ни одним из них не уделено нужного внимания главному, исходному, без чего труды теряют часть доказательности – механическим свойствам грунтов. В последние годы в связи с возросшим высотным и подземным строительством создаются новые модели работы грунта в основании сооружений (одна из последних – упруго-вязко-пластичная модель упрочняющегося грунта!), используются новые, ранее не применявшиеся характеристики грунтов, новые методы расчетов. Вот только не приводится обоснование методов определения механических свойств грунтов. В 2011 г вышел объемный труд Г.Г. Болдырева [1] по механическим свойствам грунтов с характерной припиской "состояние вопроса", что соответствует признанию все той же нерешенности проблемы.

На другой стороне оказались инженер-геологи. Инженерно-геологические организации, обладая подготовленными (так ли?) кадрами, выполняют полевые работы (бурение, зондирование, штамповые испытания), лабораторные исследования физико-механических свойств, проводят камеральную обработку материалов, накапливают и, вероятно, имеют возможность обобщать и анализировать материалы предшествующих изысканий, что могло бы способствовать повышению профессионального уровня. Однако этого не происходит и не может произойти.

Причин тому множество [2]. Это ненадежная, противоречивая нормативная база (СП, ГОСТы), низкое качество экспертизы, недостоверное определение физико-механических свойств грунтов, низкий научный потенциал, низкий уровень проведения изысканий, полное отсутствие какой-либо объединяющей роли СРО, разобщенность, и кажется, сознательная, между инженер-геологами, проектировщиками и геотехниками. Появляются объекты, на площадках которых по требованию геотехников изыскания проводятся заново с целью получения иных, часто непредусмотренных нормативными документами, механических характеристик грунтов. В 2010 г вышел громадный труд по физико-химическим и механическим свойствам грунтов [3], немногое из которого применимо к производственной практике. Механические свойства грунтов изложены на общепринятом, нуждающемся в пересмотре, уровне. Недооценивается значение механических свойств грунтов при проведении реконструкции зданий и сооружений, памятников архитектуры [4].

Таким образом, отсутствие достоверных знаний о грунтах лежит в основе низкого, часто безнравственного, но официально дозволенного, отношения к изысканиям. Как следствие, на фоне неоправданно возросшего числа инженерно-геологических организаций отмечается падение качества изысканий, притом, что отсутствуют рычаги воздействия. Как видно, инженерно-геологическим организациям уготовлена второстепенная роль "лаборантов", не способных на самостоятельные действия. В работе [2] был сделан вывод о том, что при современном состоянии инженерно-геологические изыскания обречены на постоянно низкий уровень.

Различие во взглядах геотехников и инженер-геологов в последнее время настолько возросло, что требует пересмотра всей системы инженерно-геологических изысканий, тем более что по утверждению геотехников инженерно-геологические изыскания должны проводиться ими. Однако разделение функций обязательно, вот только повторим, что без надежных исходных данных, поставляемых изысканиями, расчеты никогда не могут быть верными. Можно утверждать, что в настоящее время расчеты фундаментов ведутся на очевидной или интуитивной основе с последующими непредсказуемыми последствиями.

Не нова мысль, что малое знание таит в себе великую опасность. Не случайно на многих объектах продолжают возникать непредвиденные затраты на работы нулевого цикла, а на ряде объектов и аварийные ситуации. Иначе, неудовлетворенность положением дел в инженерной геологии и геотехнике сохраняется, что прежде всего надо всеми сторонами признать,

затем заинтересованно пересматривать, объединяя усилия инженер-геологов и геотехников.

Для начала, по нашему убеждению, следует вернуться к осмыслению основных понятий по физико-механическим свойствам грунтов. Так, у большинства специалистов вызывают сомнения методы изучения механических свойств и сфера их применимости, отсутствие методов полноценного изучения специфических грунтов и т.д. Свое отношение к проблемам определения физико-механических свойств грунтов и несущей способности свай (надежно определять которую также не умеем) изложено во многих статьях, в частности в [7, 10, 16, 22, 25], не нашедших ни поддержки, ни отрицания, что лишь свидетельствует о нежелании сторон видеть и что-то изменить в положительную сторону.

Изложим свои взгляды на некоторые из существующих, общих для инженерной геологии и механики грунтов, проблемы.

1. Влажность, плотность, пористость.

Характеристика влажности W определяется соотношением веса воды к весу сухого грунта, т. е является функцией плотности частиц, и, предполагается, без большой погрешности применима к глинистым и песчаным грунтам с близкими значениями плотности частиц ρ_s. Однако характеристика становится неопределенной при изучении органно-минеральных грунтов, плотность частиц которых в зависимости от содержания органики изменяется в широком диапазоне, в частности, для заторфованных грунтов и торфов ρ_s от 2,6 до 1,6 г/см^3[16].

К примеру, влажность торфа W = 5. Без представления о плотности частиц ρs или плотности сухого грунта ρd знание влажности несет мало информации. Назвав ρ_d = 0.18, приходим к заключению, что в 1 см^{3}торфа содержится 0,9 г воды.

Эта характеристика называется влагой или объемной влажностью W^1, несет в себе ясный физический смысл, как содержание воды в единице объема, имеет понятную размерность г/см^3 или т/м^3. При полном заполнении пор водой объемная влажность W^1 численно равна пористости n, при неполном заполнении - произведению Sr* W^1, где Sr – коэффициент водонасыщения.

Таким образом, объемная влажность или влага W^1 является объективной, физически понятной характеристикой в сравнении с влажностью W, к тому же не требующей определения или назначения плотности частиц ρs. Для этого определяются плотность грунта ρ и влажность W с выходом на

$$W^1 = W\,\rho / 1+ W \qquad (1),$$

плотность и влажность грунта после насыщения водой под арретиром с выходом на объемную влажность, равную пористости n, и на коэффициент водонасыщения Sr, а при необходимости на коэффициент пористости
e = n / 1-n .

Следует иметь в виду, что плотность грунта является функцией плотности частиц и при полном водонасыщении подчиняется зависимости

$$\rho = n + (1 - n)\,\rho s. \quad (2).$$

2. Пределы пластичности W_L, W_P, показатель текучести J_L.

Призваны оценить пластичность и состояние глинистых грунтов, определяющие прочностные и деформационные свойства. Показатели обладают рядом не лучших особенностей.

2.1. Пределы пластичности по ГОСТ 5180-84 предусматривают определение W_L методом балансирного конуса, W_P – методом раскатывания грунта в жгут, т.е. применяются разные по надежности и объективности методы. Погрешности в определении влажности на пределах пластичности, возрастающие при расчете числа пластичности и еще больше при расчете показателя текучести, могут быть значительными между исполнителями, организациями, регионами.

В разные времена исследователями вносились предложения по упрощению методов определения пределов пластичности или по установлению зависимости между пределами, с тем, чтобы отказаться от метода раскатывания. Так, в работах [5, 6] предлагался прием перехода к влажности на пределе текучести W_L с одноразовыми испытаниями пасты при глубине погружения конуса в диапазоне 8-12 мм и метод двух пенетраций для определения пределов W_L и W_P. Поиски соотношения между W_L и W_P , не приводящие к успеху, велись в установлении линейной зависимости, так как между ними, в действительности, существует степенная зависимость [7], выражаемая в логарифмическом масштабе прямой

$$W_P = 0{,}55\, W_L^{0{,}80}. \qquad (3)$$

Зависимость снимает противоречия предшествующих исследований, проверена на грунтах разного генезиса, минерального и гранулометрического состава по приводимым

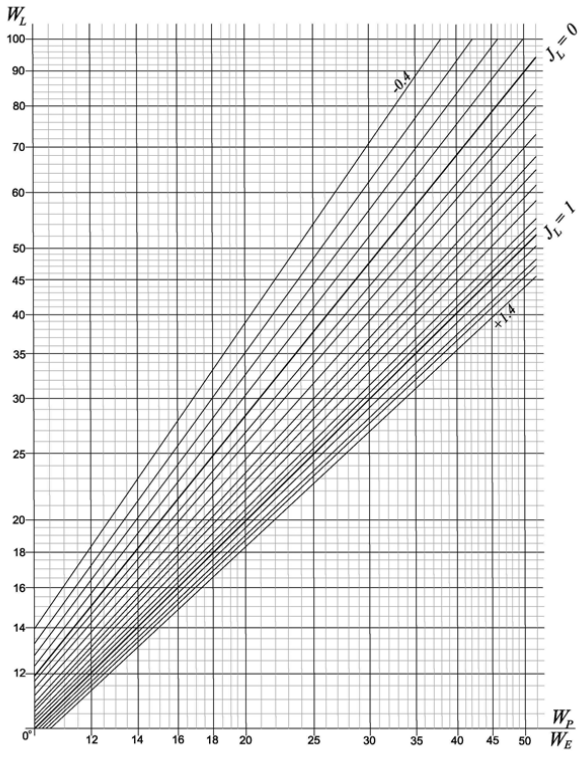


Рис 1.

в литературе широким кругом исследователей данным. Было бы преждевременно делать вывод о влиянии перечисленных факторов на соотношение пределов, отрицая полученную зависимость, без качественного изменения в определении пределов пластичности.

Влажность, равная W_P, соответствует значению показателя текучести $J_L = 0$. Проведя под углом 45⁰ прямую линию, имеем $W = W_L$ и $J_L = 1$. Таким образом, в логарифмическом масштабе может быть построена номограмма, связывающая пределы пластичности, влажность и показатель текучести. Номограмма представлена на рис. 1 для широкого диапазона показателя текучести J_L с шагом 0,1.

Пользование номограммой расширяет возможности – по ограниченному числу известных показателей восстановить другие (по W и J_L - W_P и W_L, по W и W_L - W_P и J_L), при значительном расхождении полученных лабораторией результатов усомниться в их надежности и повторить исследование.

2.2. Показатели, повторим, грубо определяемые, применимы к грунтам нарушенного сложения, необоснованно распространены на грунты естественного состояния, к тому же независимо от степени насыщения пор водой. Между тем, показателю текучести (правильнее, показателю состояния) несправедливо отведена важнейшая роль при назначении по таблицам механических свойств связных грунтов, в оценке несущей способности грунтов основания и несущей способности свай. Если учесть, что табличные данные не пересматривались последние 50-60 лет, то, можно не сомневаться, что показатель J_L следует рассматривать как чисто качественный показатель.

2.3. Нет необходимости доказывать, что грунты разного генезиса не одинаково чувствительны к нарушению структуры. Иначе, одному значению J_L грунтам разного генезиса должны соответствовать разные значения механических свойств.

3. Показатель состояния грунтов ненарушенного сложения СВ.

Еще в 1956 г. П.О. Бойченко [8, 6] предложил использовать для характеристики состояния грунтов ненарушенного естественного сложения показатель консистенции СВ, сходный по смыслу с показателем J_L и определяемый по глубине погружения конуса весом 300 гр. При глубине погружения h = 22,5 мм C_B = 1,0, при h = 4,0 мм C_B = 0,0, т.е. приняты те же глубины погружения, ранее установленные Бойченко для грунтов нарушенного сложения на границах пластичности. По значениям J_L и C_B можно судить о состоянии грунтов нарушенного и ненарушенного сложения. Так, ленточный суглинок по J_L = 0,60 обладает мягкопластичной консистенцией, по C_B = 0,20 – тугопластичной. Кажется, так и должно быть, чтобы $J_L > C_B$, отражая чувствительность к нарушению естественного сложения. Однако для ледниковых,

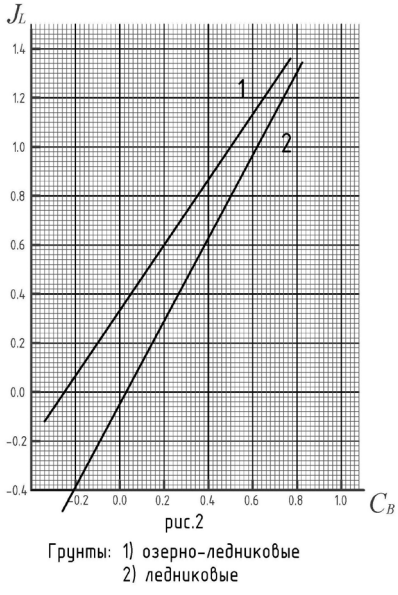


Рис. 2.

кембрийских, протерозойских глинистых грунтов твердой консистенций это соотношение нарушается, J_L становится меньше C_B. К примеру, $J_L = -0{,}35$, тогда как $C_B = -0{,}20$, что означает условность этих показателей и отсутствие в них какого-либо физического смысла, в том числе при оценке чувствительности.

Многотысячные исследования грунтов региона, в подтверждение вывода п. 2.3, позволяют утверждать, что линейная зависимость между J_L и C_B существует только для грунтов одного генезиса.

Для озерно-ледниковых грунтов получена зависимость

$$J_L = 1{,}35\ C_B + 0{,}32,$$

для ледниковых -

$$J_L = 1{,}75\ C_B - 0{,}07. \quad (4)$$

Графически зависимости представлены на рис. 2. Зависимости подобного типа могут быть установлены для грунтов другого генезиса.

Отсюда следуют выводы:

1. все построения (таблицы, расчеты), основанные на J_L, принципиально неверны;

2. необходимо внедрять в практику инженерно-геологических организаций в обязательном порядке пенетрационные испытания грунтов.

Выводы содержались в работе [7] и 20 лет остаются невостребованными. Знание обоих показателей будет способствовать повышению достоверности определения механических свойств.

Однако показатель консистенции C_B, как и J_L, является качественной характеристикой. Сказать, что при $C_B = 0{,}24$ консистенция тугопластичная, а при $C_B = 0{,}26$ – мягкопластичная, значит сказать мало и не справедливо. Поэтому, если проводить пенетрационные испытания, то завершать их надо определением удельного сопротивления пенетрации.

4. Пенетрационные испытания связных грунтов, одноосное сжатие, вращательный срез.

4.1 Пенетрационные испытания проводятся ступенчато-возрастающей нагрузкой с целью выхода на постоянное, независимое (инвариантное) от глубины погружения конуса, значение удельного сопротивления пенетрации, определяемое формулой

$$R = P/h^2 \quad (5).$$

В логарифмическом масштабе уравнение (4) преобразуется в линейную зависимость

$$\lg R = \lg P + 2 \lg h \quad (6)$$

с угловым коэффициентом, равным 2. При h = 1 см удельное сопротивление пенетрации численно равно нагрузке, что делает графическую обработку удобной для применения, не требующей проведения расчетов. Постоянство R обеспечивается после погружения наконечника на глубину, превышающую активную глубину. До активной глубины фаза разрушения не наступает, а отношение P/h^2 приводит к завышенным значениям удельного сопротивление пенетрации, как внутреннему сопротивлению. Поэтому конус Бойченко не применим для определения R, с тем большей ошибкой, чем прочнее грунт. Так, при глубине 1 мм может показаться, что R = 30 кг/см^2, тогда как при ступенчатой пенетрации будет установлено, что R = 12 кг/см^2. Поэтому мало написать, что $C_B < -0{,}27$, так как для конкретного грунта могут быть получены значения R, примеру, и 15 и 40 кг/см^2, за которыми стоят свои значения механических свойств.

Удельное сопротивление пенетрации связано с прочностными свойствами грунтов зависимостью

$$c = K\varphi\ R. \quad (7).$$

Многими исследователями велись поиски коэффициента пропорциональности Kφ в виде постоянной величины (П.А. Ребиндер, М.П. Воларович) или переменной, зависимой от угла внутреннего трения (В.Г. Березанцев, Г.Д. Потрашков, В.Ф. Разоренов, Е.Ф. Мосьяков, П.Л.Клемяционок). Поиски не могли быть успешными, так как не ставилась задача сопоставления с прочностными свойствами, определенными по результатам сдвиговых испытаний.

Пенетрационные испытания проводятся на грунтах естественного сложения. Методика сдвиговых испытаний так же должна обеспечивать получение φ и c, соответствующих естественному состоянию. Официально сегодня такая методика отсутствует. Возможно, поэтому пенетрационные испытания остаются неоправданно непризнанными. Между тем, применение пенетрации значительно расширяет возможности оценки состояния и механических свойств грунтов, может стать основой в интерпретации результатов статического зондирования, как имеющие сходную природу явлений, происходящих при внедрении наконечника и зонда.

О необходимости изучения прочности связных грунтов естественного сложения впервые поставил вопрос И.П. Иванов в 1975 г. [9], позднее метод детально рассмотрен в работах Е.Н. Богданова [10-12]. Особенности проведения и применения результатов пенетрационных испытаний изложены в работах [13-15].

Значения коэффициента пропорциональности $К_{\varphi}$ для конического наконечника с углом при вершине 30º, как результат обобщения опыта предшествующих исследований и опыта автора в проведении пенетрационных и сдвиговых испытаний, испытаний на одноосное сжатие на грунтах естественного сложения, приведены в таблице 1.

Таблица 1

φ,град	0	10	20	30
$К_{\varphi}$	0,65	0,38	0,222	0,13
$К_{сж}$	0,50	0,419	0,35	0,289
$К_{кр}$	1,00	0,74	0,55	0,41

По величине удельного сопротивления пенетрации можно выйти на оценку состояния грунта естественного сложения и на определение прочностных свойств глинистого грунта, задавшись с некоторым приближением значением угла внутреннего трения, тем большим, чем больше R и чем меньше число пластичности J_P. В помощь, в таблице 2 приведено соотношение между результатами пенетрации конусом Бойченко (глубина погружения h и показатель консистенции C_B) и испытаниями возрастающей нагрузкой (удельное сопротивление пенетрации R).

Из рассмотрения таблицы 2 видна вся условность выделения состояния грунтов по C_B, когда равным интервалам C_B соответствуют такие неравные интервалы R. Тем не менее, по величине R можно назвать состояние грунта, а, назначив φ, определить с. Например, грунт – легкий суглинок, R = 0,29 кг/см², очень мягкопластичный, не ошибемся, назвав φ = 10º. Тогда с = 0,11 кг/см². Другой пример. Грунт – супесь, R = 4,5 кг/см², полутвердый, φ = 30º, с = 0,58 кг/см².

Такой подход обеспечивает контроль надежности проведенных сдвиговых (и 3-х осных) испытаний, обосновать отбраковку отдельных измерений.

4.2. Некоторые исследователи придерживаются взгляда на глинистые грунты как на идеально связные с углом внутреннего трения φ = 0º. Отсюда неверие в методику естественной прочности и в интерпретацию пенетрационных испытаний. Кроме 40-летнего опыта, опровергающего подобный взгляд, можно предложить к совместному применению на грунтах тугопластичной – твердой консистенций метод одноосного сжатия. Известно, что

$$\sigma_{сж} = 2\ c\ tg(45 + \varphi/2). \qquad (8)$$

Формула может быть представлена в виде, аналогичном (7)

$$c = К_{сж}\ \sigma_{сж} \qquad (9).$$

Значения $К_{сж}$, как функции угла внутреннего трения, приведены в таблице 1. Интересно отметить, что в полулогарифмическом масштабе зависимости как $К_{\varphi}$, так и $К_{сж}$ от угла внутреннего трения являются линейными.

Как следует из рассмотрения приведенных в таблице 1 значений $К_{\varphi}$, и $К_{сж}$, для φ > 8ºудельное сопротивление пенетрации R превышает сопротивление одноосному сжатию σсж, в 1,1 - 2,2 раза при изменении φ от 10 до 30º, что постоянно подтверждается при проведении параллельных испытаний. Будь φ = 0º независимо от состояния грунтов, а $К_{сж}$ = 0,50, R должно было превышать σсж до 3,8 раза при испытаниях твердых грунтов, что никак не подтверждается опытом.

Из приведенного анализа следует вывод об обязательном использовании комплекса методов исследований, что позволит углубить наши знания о грунтах.

Для слабых грунтов можно было бы ожидать, что $\sigma_{сж}$ > R до 1,3 раза, однако для них метод одноосного сжатия становится не применимым. Пенетрационные испытания таких ограничений не имеют.

4,3. Слабые грунты предпочтительнее испытывать пенетрацией в комплексе с методом вращательного среза (крыльчаткой). Официально методом определяется сопротивление вращательному срезу, которое ошибочно при-

Таблица 2.

Состояние	текучепластичное	очень мягкопл.	мягкопластичное	тугопластичное	полутвердое
h, мм	22,5-17,5	17,5-11,4	11,4-7,4	7,4-4,0	4,0-1,0
C_B	1,0-0,75	0,75-0,50	0,50-0,25	0,25-0,00	0,00- – 0,27
R, кг/см²	0,12-0,18	0,18-0,40	0,40-1,20	1,20-2,20	2,20-6,50

равнивается к сцеплению. Ошибка тем больше, чем прочнее грунт. Нами [16] предложены значения коэффициентов пропорциональности $К_{кр}$ в зависимости

$$c = К_{кр}\ \tau . \qquad (10).$$

Значения Ккр как функции угла внутреннего трения приведены в таблице 1.

Рассмотренные методы относятся к методам с одним внешним усилием, проводятся на одном грунте исходного состояния, получаемые характеристики соответствуют этому состоянию. Испытатель не в силах повлиять на результаты опыта, но для разделения на прочностные свойства требуется приблизительное задание одного из них (угла внутреннего трения) или проведение комплекса испытаний из двух методов.

5. Сдвиговые испытания связных грунтов.

Сдвиговые испытания, как и 3-х осные, относятся к методам с двумя внешними усилиями. Не сомневаясь, можно утверждать, что все, казалось бы, очевидные недоразумения исходят от неверно понимаемого первого внешнего усилия, каким является нормальное давление при сдвиге, боковое – при 3-х осных испытаниях. Для выхода на прочностные свойства необходимо провести испытания при трех разных внешних усилиях, значения которых должны быть назначены, руководствуясь какими-то, но непременно доказательными, соображениями.

Вопросы, встававшие всегда перед исследователями, очевидны.

1. Главный вопрос, каким должен быть диапазон давлений, зависимость его от состояния и (или) давления от веса сооружения.

2. Образцы грунта предварительно уплотнять или не уплотнять. Если уплотнять, то с какой целью (для возврата в исходное состояние, для уплотнения давлением от веса сооружения).

3. Испытания проводить при давлениях в выбранном или ином диапазоне, в режиме медленном или быстром, если медленном, то для чего.

Из простой, как в случае методов с одним внешним усилием, задача превратилась в неопределенную, зависимую от сочетания способа подготовки, давлений при подготовке и испытании, режима испытания. Так появилось огромное число методик сдвиговых испытаний, без обоснования применимости той или иной методики. Тем более, что по общепринятому мнению, методика должна отражать конкретные условия работы грунта в основании сооружения. Как пример, сошлемся на работу [17].

Должно быть понятно, что произвольные методики не могут не приводить к самым разным результатам, требуется лишь обосновать применимость той или иной методики. Однако именно это обстоятельство, наряду с наблюдаемым нелинейным характером зависимости касательных напряжений от давлений при сдвиге, послужило основой для стойкого вывода о том, что прочностные свойства грунтов лишены физического смысла (Флорин В.Л., Цытович Н.А. и др.). Другая, но близкая мысль – прочностные свойства вещь в себе до той поры, пока на грунт не будут оказаны механические воздействия (Солодухин М.А.). Иначе, прочностные свойства до поры, до времени никто знать не может, да и знать незачем. Наконец, утверждается, что значения прочностных свойств в зависимости от условий работы грунта в основании сооружения могут отличаться между собой до 80% [18]. Иначе, кто-то из проектировщиков должен изложить в техническом задании на изыскания эти условия с учетом рассеяния напряжений по глубине, но что в заданиях отсутствует, хотя и приводится необоснованное требование о необходимости учета совместной работы, к тому же с возможными изменениями во времени.

Даже малого приведенного анализа (а еще вспомним, протерозой и торф с равными прочностными свойствами; $\varphi = 0^0$ независимо от состояния грунтов) достаточно для того, чтобы признать положение с отношением к прочностным, да и деформационным, свойствам грунтов ужасающим. А ведь это те свойства грунтов, ради знания которых и проводятся изыскания. Кризисным положение с прочностными свойствами было признано еще в 1973 г. на Международном Конгрессе по механики грунтов, состоявшимся в Москве. За истекшие 40 лет ничего не изменилось, но лишь усугубилось с переходом на высотное и подземное строительство, значительно повысившие риски и последствия от неверно принимаемых решений, которые не могут быть иными. Напомним, как постоянно пересматриваются проектные решения в процессе строительства, как непредсказуемо во много раз возрастает стоимость объекта.

Не снимает глубоких противоречий наличие, начиная с 1966 г., ГОСТ на определение механических свойств грунтов. Казалось бы, что разработчики ГОСТ, хотя бы последнего 2010 г.[19], имели возможность преодолеть все отрицательное и столь очевидное, либо обосновать справедливость принятых методик и изложить область применения каждой из них. Ничего не

произошло, идет повтор ранее сказанного.

Остановимся на содержании ГОСТ на прочностные свойства грунтов по сдвиговым испытаниям.

5.1. Основным остается метод консолидированно-дренированного (КД) сдвига. Более необоснованного, неразумного метода невозможно представить. Три образца грунта естественного сложения с показателем текучести, к примеру, $J_L > 0.5$ ('это может быть и 0.51 и 1,5) уплотняют давлениями 1,0, 1,5 и 2,0 кг/см^2 до полной консолидации и сдвигают при тех же давлениях и медленном режиме нагружения.

Из официальных источников следует, что КД - испытание проводят для определения характеристик прочности и деформируемости с предварительным уплотнением образца и отжатием из него воды в процессе всего испытания, характеризуют стабилизированное состояние грунта [20] и позволяет получить эффективные значения угла внутреннего трения и сцепления [19]. Можно вчитываться многократно, яснее не становится, неизбежно возникают вопросы, ответов на которые самостоятельно не найти, а официальные органы десятилетиями разъяснений не предоставляют.

Между тем, совершенно очевидно для всех, что почему-то испытываются другие грунты трех разных плотностей, а значит, с разными значениями механических свойств. Противоестественно описывать результаты таких испытаний уравнением Кулона, относящегося к поведению грунта одного состояния, называть параметры полученной прямой углом внутреннего трения и сцеплением, но относить их к грунту исходного состояния. Кажется, одного этого суждения достаточно, чтобы признать методику КД – сдвига абсурдной, лишенной всякого физического смысла. В самом деле,

- можно ли припомнить хоть один материал, для определения механических свойств которого многократно изменяли бы его физические свойства;

- как возможно существование тела одновременно в трех состояниях;

- откуда могут взяться силы, способные без финансовых и технических затрат переводить все грунты разреза независимо от глубин залегания в уплотненные состояния;

- почему давления уплотнения задаются от показателя текучести, а не от конкретного давления от веса сооружения с учетом рассеяния напряжений по глубине;

- почему не наблюдаются осадки дневной поверхности после провозглашенного уплотнения грунтов, несравнимые с предельно допустимыми осадками;

- почему бы не доказать наличие эффекта уплотнения изучением физико-механических свойств грунтов в пределах пятна застройки;

-почему грунты, перенесшие виртуальные изменения, будут находиться в стабилизированном состоянии против грунтов, тысячелетия находящихся в естественном залегании, но которые, по официальному мнению, находятся в нестабилизированном состоянии.

Это не единственные вопросы, но и их достаточно, чтобы навсегда запретить методику КД-сдвига (или методику 3-х состояний), как и расчеты, основанные на ее применении.

Следует напомнить, что подготовка (уплотнение) одного образца занимает до нескольких дней, медленный сдвиг требует 1-2 часа. Можно представить объем бесплодных затрат в масштабе страны за истекшие 50-60 лет неоправданных КД испытаний. Результаты этих испытаний не пытались обобщить ни на общероссийском, ни на региональном уровнях. Не удивительно, что многие изыскательские организации либо не соблюдают режим испытаний, либо результаты испытаний создаются за столом.

5.2. Неконсолидированно-недренированное (НН) испытание.

Методика НН – сдвига излагается в ГОСТ 12248, начиная с 1972 г, характеризует нестабилизированное состояние грунта, что соответствует незавершенности деформаций уплотнения, применяется для определения характеристик прочности без предварительного уплотнения, при отсутствии отжатия из образца воды в процессе испытания и быстром режиме нагружения, распространяется на грунты с $J_L > 0,5$ [19,20].

Инженерно-геологическим сообществом методика была воспринята как отражающая прочностные свойства грунтов в условиях естественного залегания и, учитывая простоту проведения, нашла широкое применение. Хотя, при критическом рассмотрении методика вызывает отторжение своей неопределенностью:

- незавершенность деформаций уплотнения предполагает, что давление на грунт превышает несущую способность грунта, может даже значительно. Что-то выигрываем?

- назначенные ГОСТ давления при сдвиге никоим образом не зависят от конкретных давлений от веса сооружения, а значит, ничего не моделируют. Приняты постоянные значения нормальных давлений для широкого диапазона состояний грунтов, J_L =0,5 – 1,0 σ_n = 0,5, 1,0, 1,5 кг/см^2, $J_L > 1,0$ σ_n = 0,25, 0,75, 1,25 кг/см^2. При-

знается, что при каком-то давлении грунт может выдавливаться в зазор прибора, тогда это давление следует снизить на 0,25-0,5 кг/см^2. А ведь это фактически признание того, что диапазон давлений должен задаваться состоянием конкретного грунта,

- вызывает недоумение недопустимость применения методики НН – сдвига к грунтам с J_L < 0,5, хотя по смыслу представить дополнительное уплотнение таких грунтов невозможно. К тому же, практика показывает, что для грунтов твердой консистенции результаты по схемам КД и НН близки, если не во всем, то во многом.

Таким образом, и методика НН-сдвига, которой была уготовлена второстепенная роль, не имеет права на разумное применение.

6. Стабилометрические (3-х осные) испытания грунтов.

Нет необходимости подробно останавливаться на методиках 3-х осных испытаний, как страдающих теми же, даже большими по сравнению со сдвиговыми испытаниями, изъянами, делающими их применение необоснованным:

- для КД – испытания приняты те же диапазоны боковых давлений, что и нормальных давлений при сдвиге, хотя на диаграмме Кулона – Мора место боковых давлений не совпадает с местом нормальных (должно быть много левее), т.е результаты 3-х осных и сдвиговых испытаний, при том, что лишены смысла, несопоставимы,

- уплотнение образца грунта высотой 7-8 см в стабилометре требует в несколько раз времени больше, чем уплотнение образца в сдвиговом приборе. Уплотнение в полной мере никто и не выполняет, проектировщики принимают любые результаты,

- КД – испытание, проводимое на трех поразному уплотненных грунтах, не могут применяться для определения модуля деформации, что заложено в ГОСТ, п. 5.3.1.5 [19],

- НН - испытание выполняется на одном образце при боковом давлении, равном бытовому, для определения сопротивления недренированному сдвигу, как если бы $\varphi = 0^0$.

Методики сдвиговых и 3-х осных испытаний оказались противопоставлены, вместо того, чтобы при правильной постановке приводить к единым значениям угла внутреннего трения и сцепления.

7. Компрессионные испытания грунтов.

Неоднократно обосновывалась [11,12] теоретическая бездоказательность и, как следствие, недопустимость общепринятого по результатам компрессионных испытаний определения модуля деформации грунта исходного состояния [19].

При проведении компрессионных испытаний по ГОСТ 12248-2010 глинистый грунт исходного состояния уплотняют ступенчато возрастающими давлениями. Число степеней не менее 5. Начальная ступень выбирается в зависимости от показателя текучести, последующая ступень по величине в 2 раза превышает предыдущую.

При рассмотрении положений ГОСТ нельзя не увидеть сплошные противоречия. Вроде бы испытания моделируют работу грунта в основании сооружения, с учетом передаваемого на грунт давления и бытового давления. Но давление от веса сооружения на некоторой глубине может полностью затухнуть, а грунт одного состояния может находиться на разных глубинах. К тому же, диапазон давлений задается исходным состоянием грунта без попытки разъяснения, откуда множество разных давлений, приводящих к последовательному уплотнению, способны появиться в грунтовом массиве. Так, следуя указаниям ГОСТ, испытания грунта с J_L < 0.25 и начальной ступенью 1 кг/см^2 должны далее проводиться при давлениях 2, 4, 8, 16 кг/см^2. Испытания грунта твердой консистенции могут выполняться с начальной ступени, равной бытовому давлению. Представили грунт на глубине 30 м, до каких давлений следует проводить испытания. Модуль деформации определяется в заданном программой испытаний интервале давлений. В техническом задании заказчик, как правило, интервал не указывает, хотя чем может быть обоснован этот интервал, как понимать полученное значение модуля, относится ли оно к грунту исходного состояния или к этому интервалу, может ли вообще называться модулем. По тому, что полученное значение приводится в таблице нормативных и расчетных характеристик грунтов, очевидно, должно характеризовать грунт исходного состояния, по тому, что соответствует заданному интервалу, то и отвечать этому интервалу. Но тогда снова вопросы – откуда интервал возьмется, кому интересно это значение, лишенное какого-либо смысла. В Пособии [21], правда, для грунтов с J_L = 0,5 – 1,0 значение компрессионного модуля, определенное в интервале давлений 1 – 2 кг/см^2, увеличивают в 2-6 раз с целью перехода к сопоставимому значению модуля по штамповым испытаниям.

Как видно, компрессионным испытаниям при определении модуля деформации свойственны неопределенность в выборе интерва-

ла давлений и в получаемых значениях модуля, прежде всего, по причине того, что метод компрессионных испытаний изначально был задуман просто для изучения поведения грунта под нагрузкой, если ее приложить, но никак для определения модуля грунта исходного состояния.

Можно недоумевать по поводу заблуждения длиною в десятилетия, когда в результате необъяснимо появившихся давлений имеем дело со множеством грунтов разного состояния, но утверждаем, что определяем модуль деформации грунта исходного состояния. Для каждой точки на компрессионной кривой могут быть вычислены значения физических свойств, но никак не механических. С этих позиций уплотненные грунты ничем не лучше исходного грунта. Касательная к компрессионной кривой в выбранном интервале давлений есть не более, чем касательная, характеризующая наклон кривой на этом участке. Оказалось забытым, что закон Гука устанавливает линейную зависимость между напряжениями и деформациями для определенного состояния тела, а не ряда тел.

Таким образом, необходимо признать невозможность и недопустимость определения модуля деформации по компрессионным испытаниям, то, что находим, не может называться им. Закономерны десятилетиями бесплодные попытки установления зависимости данных по компрессионным испытаниям и модулем деформации по штамповым испытаниям. Вновь обратим внимание на несоответствие - модуль деформации по компрессионным испытаниям пытаемся соотнести к штамповым испытаниям, проводимым на грунтах естественного сложения, прочностные свойства определяем по методикам КД - и НН-сдвигов, естественному сложению не отвечающим.

Наконец, то, что устраивает всех, но продолжает делать бессмысленными компрессионные испытания. Даже при испытаниях грунтов твердой консистенции на начальном участке отмечается значительное падение кривой. Понятно, что идет обмятие торцов образца, но что, не задумываясь, относят к деформации образца по всей высоте.

8. Прочностные свойства грунтов естественного сложения.

Штамповые, пенетрационные испытания, испытания одноосным сжатием, крыльчаткой, статическое зондирование проводятся на грунтах естественного сложения, несущая способность фундаментов – ленточных, плитных, свайных, устойчивость сооружений и склонов определяется грунтами естественного сложения. Но именно прочностные свойства грунтов естественного сложения не хотим и не умеем определять. Невозможно превысить несущую способность грунта без изменения его состояния, чего еще можно достичь в поверхностном слое при обязательных физических и материальных затратах, но что становится немыслимым на глубине. Официальная позиция – на любых глубинах грунты уплотняются сами, бесплатно. Но уплотнение должно сопровождаться значительными осадками дневной поверхности, не наблюдаемыми на практике. Может, потому так часто происходят необъяснимые аварии, что полностью игнорируем прочностные свойства грунтов естественного сложения.

8.1. Между тем, методика определения естественной прочности или прочности глинистых грунтов исходного состояния разрабатывалась с 70-х годов [9, 10], максимально полно отражена в работах [11, 12, 22, 23].

Суть проста. Диапазон давлений при испытаниях σмин - σмак задается не произвольно, а определяется состоянием грунта, неизменным в процессе испытаний. Слабый грунт – узкий диапазон, прочный – широкий, может оказаться намного шире, чем предусмотрено ГОСТ. Давление $\sigma < \sigma_{мин}$ (чему при 3-х осных испытаниях соответствует $\sigma_2 < 0$) приводит к возникновению растягивающих напряжений, давление $\sigma > \sigma_{мак}$ приводит к превышению естественной прочности, что сопровождается появлением порового давления, уплотнением и пр.

Выражения для минимальных σмин и максмальных σмак давлений при сдвиговых и 3-х осных испытаниях вытекают из известного уравнения предельного равновесия

$$\sigma_1 = \sigma_2 \, tg^2(45 + \varphi/2) + 2\, c\, tg(45 + \varphi/2) \qquad (11)$$

В графическом виде уравнение (10) представляет собой два сопряженных круга Мора, из чего может быть сделан вывод, что при проведении стабилометрических испытаний диапазон давлений лежит в интервале от

$$\sigma_{2мин} = 0 \qquad (12)$$

до

$$\sigma_{2мак} = \sigma_{сж} = 2\, c\, tg(45 + \varphi/2) \qquad (13).$$

При проведении сдвиговых испытаний, как следует из графических построений [11,12], минимальное давление

$$\sigma_{пмин} = \sigma_{сж}\,(1 - \sin\varphi) / 2 = \mu\, \sigma_{сж} \qquad (14)$$

Таблица 3.

φ, град	σ/c			$\sigma/\sigma_{сж}$	
	$\sigma_{n\ мин}$	$\sigma_{n\ мак}$	$\sigma_{сж} = \sigma_{2мак}$	$\sigma_{n\ мин}$	$\sigma_{n\ мах}$
0	1,00	3,00	2,00	0,50	1,50
10	0,96	3,82	2,38	0,41	1,59
20	0,94	4,77	2,86	0,33	1,67
30	0,87	6,06	3,46	0,25	1,75

или

$$\sigma_{nмин} = c \cos \varphi \qquad (15).$$

Максимальное давление

$$\sigma_{nмак} = \sigma_{сж} (1 + \sin \varphi) + c \cos \varphi =$$

$$= \sigma_{сж} (3 + \sin \varphi) / 2 = (2 - \mu) \sigma_{сж} \qquad (16)$$

или

$$\sigma_{nмак} = c \cos \varphi (3 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) = (2 - \mu) c \cos \varphi / \mu \qquad (17).$$

По формулам (12 - 16) рассчитаны значения $\sigma_{2мак}$, $\sigma_{nмин}$, $\sigma_{nмак}$ как функции сопротивления одноосному сжатию σсж и сцепления с в зависимости от угла внутреннего трения φ, приведенные в таблице 3.

Из рассмотрения данных таблицы следует, что при сдвиговых испытаниях:

1. минимальное давление не должно быть (приблизительно) менее сцепления и не менее 0,5 - 0,25 значения $\sigma_{сж}$.,
2. максимальное давление не должно превышать сцепление в 3-4-5-6 раз при изменении угла внутреннего трения от 0 до 30º и быть не более 1,5-1,75 значения σсж.

К примеру, грунт мягкопластичной консистенции с = 0,10 кг/см², φ = 10º, сдвиговые испытания следует проводить в диапазоне давлений 0,1-0,4 кг/см². Для испытаний слабых грунтов необходимо создание более чувствительного прибора, нежели ВСВ 25 (25 кг/см²). Другой пример. Грунт твердый, $\sigma_{сж}$ = 6 кг/см². Диапазон давлений от 2 до 10 кг/см² с равномерно расставленными давлениями в диапазоне, например, 3-5-7 или 4-6-8 кг/см². Испытания этого же грунта методом 3-х осного сжатия следует проводить в диапазоне боковых давлений от 0 до 6 кг/см². Испытания (сдвиговые и 3-х осные) давлениями 1,2,3 кг/см² способны подвести к ошибочному выводу о равенстве угла внутреннего трения нулю

Глубоко ошибочно утверждение об учете при назначении нормальных и боковых давлений напряжений от веса грунта. Было бы правильнее объяснить залегание на значительных глубинах слабых грунтов, что свидетельствует о несоблюдении так называемого закона ρh.

Вполне понятно, что до начала испытаний должны быть получены исходные представления об ожидаемых значениях прочностных свойствах грунта на основе предшествующего опыта, проведения пенетрационных испытаний, а для грунтов полутвердой - твердого состояния и одноосных испытаний (смотри п. 4).

8.2. Не лучше, если не хуже, обстоит положение с определением прочностных свойств песчаных грунтов, осложняемое тем, что в большинстве своем пески ненарушенного сложения не отбираются, плотность сложения не устанавливается, и испытания не проводятся [22, 23].

Основной физической характеристикой для песков становится коэффициент пористости е, как правило, назначаемый инженер-геологом по каким-то соображениям, либо, что уж совсем хорошо, по лобовому сопротивлению при статическом зондировании, но, что тоже непросто, учитывая неоднородный характер графика. Для назначенного значения е выписываются значения механических свойств (φ,с,Е) по табл.Б.1 СП 22.13330.2011, еще раньше по табл.13 СНиП II-Б.1-62.

Основой для таблиц нормативных документов стала не пересматриваемая с 1953 г. работа Польшина Д.Е. и Синельщикова С.И. [24]. Уплотнить пески до заданной плотности сложения не так-то просто, поэтому авторы работы создавали пески в широком диапазоне плотностей, сдвиговые испытания всех песков проводили в быстром режиме при давлениях 1, 2, 3 кг/см². Эти испытания следует рассматривать как некий аналог испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме, приближенной, не во всем, к естественной прочности, в отличие от ГОСТ 12248-2010, предусматрива-

ющий для песков методику испытаний по КД-схеме (методика 3-х плотностей). При обработке результатов испытаний [24] для песков были получены значения сцепления от 0,1 до 0,45 кг/см^2, от признания которых за сцепление авторы отказались, придерживаясь общепринятого взгляда на пески, как на идеально сыпучую среду, и просто, отправив сцепление в запас, что лишило пески до половины несущей способности. В итоге оставлены сотые доли кг/см^2 сцепления, вошедшие в нормативные документы.

Можно сожалеть об отказе от сцепления, так как оно должно быть обязательно. Уравнение предельного равновесия (10) распространяется на все грунты, в том числе песчаные. Если с = 0, уравнение перестает существовать, так как оба члена уравнения являются функциями угла внутреннего трения и сцепления.

К пескам, как и глинистым грунтам, применимы формулы (13-17). 3-х осные испытания следует проводить при давлениях от 0 до $\sigma_{сж}$. Аналогично табл. 3 в табл. 4 приведены значения $\sigma_{nмин}$ - $\sigma_{nмак}$ для углов внутреннего трения от 30 до 45^0.

Таблица 4.

φ, град	σ/c			σ/$\sigma_{сж}$	
	$\sigma_{n\ мин}$	$\sigma_{n\ мак}$	$\sigma_{сж}$ = $\sigma_{2мак}$	$\sigma_{n\ мин}$	$\sigma_{n\ мах}$
30	0,87	6,06	3,46	0,25	1,750
35	0,82	6,87	3,84	0,21	1,79
40	0,77	7,81	4,29	0,18	1,82
45	0,71	8,95	4,83	0,15	1,85

Из таблицы следует из табл. 4, что максимальные давления при сдвиге не должны превышать значение сцепления в 6-7-8-9 раз. Стремление проводить сдвиговые и 3-х осные испытания при высоких давлениях необоснованно и лишь способно приводить к изменению плотности сложения. Основная проблема при изучении песков связана с трудностью или невозможностью отбора образцов ненарушенного сложения. Однако начинать решать проблему прочностных свойств песков требуется, повторив исследования Польшина Д.Е. и Синельщикова С.И на ином теоретическом и качественном уровне.

На песках могут проводиться пенетрационные испытания, пока не нашедшие применения из-за необоснованности интерпретация результатов испытаний, но что станет возможным после того как будет внесена ясность, какими должны быть прочностные свойства песков исходной плотности.

В настоящее время безуспешны попытки связать данные статического зондирования с механическими свойствами, прежде всего прочностными, глинистых и песчаных грунтов. Зондирование проводится на грунтах естественного сложения, поэтому его данные должны сопоставляться с прочностными свойствами грунтов естественного сложения и результатами пенетрационных испытаний коническим наконечником с углом при вершине 60^0.

Выводы.

Затронуты далеко не все проблемы, связанные с определением физико-механических свойств грунтов. Некоторые грунты (чисто пылеватые, заторфованные [16], элювиальные, крупнообломочные и др.) изучены плохо, отсутствует подход к изучению их физико-механических свойств.

Деформационные свойства по компрессионным испытаниям, прочностные свойства по сдвиговым и 3-х осным испытаниям по ГОСТ 12248-2010 соответствуют произвольно измененным, не одному, а нескольким состояниям грунта, ничего общего с грунтом естественного сложения не имеющими. Деформационные свойства грунтов в статье рассмотрены частично, полнее в [11, 12, 22, 23], но ситуация такова, что выйти на единое для слоя грунта значение модуля деформации дозволенными приемами невозможно без споров, сомнений и волевых решений.

Соотношение между показателями состояния J_L и C_B является генетическим признаком грунтов. Поэтому все построения (расчеты, таблицы), основанные на показателе текучести J_L принципиально неверны.

Расчеты, производимые проектировщиками и геотехниками на основе существующих методов определения механических свойств, тем более нескольких несовместимых разом, никогда не могут быть верными.

Предлагается:

- номограмма зависимости между пределами пластичности W_L и W_P, влажностью W и показателем текучести J_L (в логарифмическом масштабе),
- зависимость между показателями состояния J_L и C_B для грунтов озерно-ледникового и ледникового генезиса,
- взамен влажности W применять объемную влажность W_1, как единую для всех грунтов независимо от плотности частиц ρ_s и имеющую физическую сущность – количество воды

в единице объема грунта,

- использовать пенетрационные испытания связных грунтов любого состояния с определением удельного сопротивления пенетрации,

- взамен множества методов определения прочности грунтов должен применяться единый для всех грунтов теоретически и практически обоснованный метод определения естественной прочности,

- компрессионные испытания для определения модуля деформации заменить испытаниями штампом малого диаметра.

- для принятия взвешенного решения использовать комплекс методов, сдвиговые испытания сопровждать пенетрационными, вращательным срезом, одноосным сжатием.

Представленных материалов достаточно для того, чтобы признать положение с определением физико-механических свойств грунтов крайне тревожным, по непонятным причинам (не видят или не хотят видеть), не воспринимаемым таковым сообществом инженер-геологов, геотехников, специалистов профильных институтов.

Устранить непреодолимую разобщенность между специалистами, имеющими дело с грунтами и горными породами для целей строительства наземных и подземных сооружений, станет возможным путем создания факультета "Инженерная геология. Основания и фундаменты". Кафедрам оснований и фундаментов с их низким уровнем знаний по грунтам такая задача не по плечу.

Список литературы.

1. *Болдырев Г.Г.* Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. Пенза. ПГУАС, 2008, 696 с.

2. *Богданов Е.Н.* К инженерно-геологическим изысканиям. Проблемы остаются. В сб. Изыскательский вестник № 2(19), Санкт-Петербургское общество геодезии и картографии, Санкт-Петербург, 2014, с. 19-24.

3. *Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е.А., Голодковская Г.А., Васильчук Ю.К., Зиангиров Р.С.* Грунтоведение.. Изд-во Наука, М., 2005, 1024 с.

4. *Пашкин Е.М.* Инженерно-геологическая диагностика деформаций памятников архитектуры. ПИ "Геореконструкция". Санкт-Петербург, 2013, 333 с.

5. *Бархатов А.Ф., Богданов Е.Н.* К методике определения пределов пластичности связных грунтов. В сб. Вопросы научно-технической направленности инженерно-строительных изысканий, Свердловск, 1974, с. 39-42.

6. *Фурса В.М.* Строительные свойства грунтов района Ленинграда. Л., Стройиздат, 1975, с. 41-47.

7. *Богданов Е.Н.* К вопросу об оценке физического состояния глинистых грунтов. В сб. Проблемы инженерной геологии. Санкт-Петербургский Гос. Горный институт. Санкт-Петербург. 1996, с. 10-16.

8. *Бойченко П.О.* К вопросу определения пределов пластичности грунтов методом конуса. В кн.: Ученые записки ЛГУ. Вып. 7 № 209. Л., Изд-во Ленингр. ун-та, 1956, с. 121-143.

9. *Иванов И.П.* Определение показателей сопротивления сдвига грунтов, характеризующих их естественную прочность. 1975, // Грунтоведение. № 2 2014. Санкт-Петербург. Изд-во "Центр генетического грунтоведения" с. 8-13.

10. *Богданов Е.Н., Руднева И.Е.* О методиках сдвиговых испытаний грунтов. – В кн. «Грунтоведение и инженерная геология», Вып. 2, Л., 1980, с. 112-119.

11. *Богданов Е.Н.* О механических свойствах глинистых грунтов. // Грунтоведение. № 1 2012. Санкт-Петербург. Изд-во "Центр генетического грунтоведения" с. 64-71.

12. *Богданов Е.Н.* Механические свойства глинистых грунтов требуют пересмотра. // Проектирование и инженерные изыскания. № 3(17) 2012. НОИЗ. М., с. 22-29.

13. *Богданов Е.Н.* Исследование инвариантности удельного сопротивления пенетрации связных грунтов. – В кн.: «Грунтоведение и инженерная геология», Вып. 1. Л., ЛГУ, 1976, с. 94-105.

14. *Богданов Е.Н.* Связь результатов пенетрационных испытаний различными конусами с прочностными характеристиками связных грунтов. – В кн.: «Грунтоведение и инженерная геология», Вып. 1 Л., ЛГУ, 1976, с. 105-113.

15. *Богданов Е.Н.* О пенетрационных испытаниях глинистых грунтов. // Грунтоведение. № 1 2013. Санкт-Петербург. Изд-во "Центр генетического грунтоведения" с. 24-33..

16. *Богданов Е.Н.* О физико-механических свойствах заторфованных грунтов и торфов. // Грунтоведение. № 2 2014. Санкт-Петербург. Изд-во "Центр генетического грунтоведения" с. 64-71.

17. *Солодухин М.А.* Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства М. Недра, 1975, с. 133-135.

18. *Абелев М.Ю.* Особенности строительства сооружений на слабых водонасыщенных грунтах Промышленное и гражданское строи-

тельство. № 3 2010. М., с 12-13.

19. ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

20. ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.

21. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП2.02.01-83) М. Стройиздат, 1986, 415 с.

22. *Богданов Е.Н.* О механических свойствах песчаных грунтов. // Грунтоведение. № 2 2013. Санкт-Петербург. Изд-во "Центр генетического грунтоведения" с. 55-61.

23. *Богданов Е.Н.* Механические свойства песчаных грунтов необходимо изучать заново.// Автоматизированные технологии изысканий и проектирования. М. Центр дополнительного образования "КРЕДО–образование", № 3 (50) 2013, с.67-71.

24. *Польшин Д.Е., Синельщиков С.И.* Об углах внутреннего трения песчаных грунтов. Сб. трудов НИИ оснований и фундаментов № 21, М. Госстройиздат, 1953, с. 27-36.

25. *Богданов Е.Н.* Несущая способность свай. Состояние проблемы. // Мир строительства и недвижимости. Гражданское строительство. № 50. 2014, с. 13-17.

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Арнаутов Александр Иванович – кандидат геолого-минералогических наук, доцент, начальник отдела инженерной геологии ОАО «Ленметрогипротранс», Санкт-Петербург.

Богданов Евгений Николаевич – кандидат технических наук, главный геолог отдела инженерных изысканий ОАО «Трест геодезических работ и инженерных изысканий» («Трест ГРИИ»), Санкт-Петербург.

Дмитриев Илья Анатольевич – магистрант кафедры геотехники Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург.

Дронь Олег Владимирович – инженер отдела Региональной геоэкологии и морской геологии ФГУП «ВСЕГЕИ», Санкт-Петербург.

Захаров Михаил Сергеевич – кандидат геолого-минералогических наук, профессор Санкт-Петербургского национального открытого института, Санкт-Петербург.

Здобин Дмитрий Юрьевич – кандидат геолого-минералогических наук, ученый секретарь Охотинского общества грунтоведов, Санкт-Петербург.

Кнатько Василий Михайлович – кандидат физико-математических наук, генеральный директор НТЦ «Технологии XXI века», Санкт-Петербург.

Кнатько Михаил Васильевич – доктор технических наук, профессор кафедры грунтоведения и инженерной геологии Института наук о Земле Санкт-Петербургский государственный университет, Санкт-Петербург.

Корвет Надежда Григорьевна – кандидат геолого-минералогических наук, доцент кафедры грунтоведения и инженерной геологии Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Матинян Наталья Никитична – доктор сельскохозяйственных наук, профессор кафедры почвоведения и экологии почв, Институт наук о Земле, Санкт-Петербургский государственный университет, Санкт-Петербург.

Обухов Владимир Павлович – главный инженер проекта, НТЦ «Технологии XXI века», Санкт-Петербург.

Рябчук Дарья Владимировна – кандидат геолого-минералогических наук, заведующая отделом Региональной геоэкологии и морской геологии ФГУП «ВСЕГЕИ»; доцент кафедры экологической геологии Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Сергеев Александр Юрьевич – научный сотрудник отдела Региональной геоэкологии и морской геологии ФГУП «ВСЕГЕИ», Санкт-Петербург.

Спиридонов Михаил Александрович – доктор геолого-минералогических наук, профессор, главный научный сотрудник отдела Региональной геоэкологии и морской геологии ФГУП «ВСЕГЕИ».

Сухачева Леонтина Леонидовна – кандидат географических наук, начальник сектора экологический исследований НИИКАМ (ФГУП «ЦНИИМаш»), Санкт-Петербург.

Сдано в набор: 20.05.2015 Подписано в печать: 16.06.2015 Формат бумаги: 60x88 1/8
Цифровая печать. Тираж 100 экз.

Учредитель: Охотинское общество грунтоведов

Издатель: «Центр генетического грунтоведения»
190068, Санкт-Петербург, Лермонтовский пр., 7, лит. А

Отпечатано в типографии «СВЕН»