

## ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ «СТЕНА В ГРУНТЕ» В УСЛОВИЯХ РАСПРОСТРАНЕНИЯ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

**С. Г. БОГОВ, В. А. ВАСЕНИН** – Институт «Геореконструкция», Санкт-Петербург.

**А. Г. ШАШКИН** – д.г.-м.н., генеральный директор Института «Геореконструкция».

В статье приводятся результаты натурных исследований по апробированию технологии «стена в грунте» в условиях распространения структурно неустойчивых водонасыщенных глинистых грунтов, характерных для территории Санкт-Петербурга.

Для устройства ограждения при вскрытии котлованов и глубоких траншей в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга традиционно и широко применялся метод погружения металлического шпунта Ларсен IV, Ларсен V, Арселор. Во многих случаях приходится сталкиваться с повреждением замков между элементами шпунта независимо от метода погружения, что ведет подчас к дефектам наземных конструкций в существующих зданиях. С начала 90-х годов XX века ограждения выполнялись с использованием касательных буронабивных свай. В данной публикации остановимся на апробации технологии «стена в грунте» в специфических инженерно-геологических условиях петербургского региона.

Освоение подземного пространства в городах мира стало возможным во многом благодаря двум геотехнологиям. Это «стена в грунте» и струйная технология (jet grouting) [2]. Успех применения любой геотехнологии на строительной площадке зависит от степени изученности отклика грунтов основания на воздействия, ею обусловленные. Исследование поведения массива грунта при технологических воздействиях особенно актуально на территориях, сложенных специфическими грунтами. К ним относятся и водонасыщенные глинистые отложения малой и средней степени литификации, распространенные на территории Санкт-Петербурга (озерно-морские, озерно-ледниковые отложения, некоторые типы моренных отложений [1]).

Как известно, технология «стена в грунте» заключается в устройстве железобетонной стены из монолитного бетона в глубокой траншее, вскрываемой грейфером под защитой тиксотропного глинистого (обычно бентонитового) раствора. При этом обеспечивается постоянная циркуляция раствора, подаваемого в траншею, по верху которой устроен железобетонный воротник – форшахта. По достижении проектной отметки в траншею погружают арматурный каркас и подают бетон. Так формируется одна захватка (или панель) стены в грунте. Ее толщина может быть от 40 см до полутора метров, а длина в плане зависит от соседства с окружающими домами (определяется расчетом устойчивости захватки с учетом реологических свойств вмещающих грунтов и напряженно-деформированного состояния массива грунта).

Ключевым вопросом применения технологии «стена в грунте» в конкретных инженерно-геологических условиях является обеспечение устойчивости проходки под защитой тиксотропного раствора. Тиксотропные суспензии изготавливаются на месте строительства, как правило, из смеси бентонитовых глин с пресной водой. По стенкам траншеи образуется кольматированная корка с коэффициентом фильтрации  $k_f = 10^{-6} \dots 10^{-7}$  см/с. Ограничение времени перехода тиксотропной жидкости из жидкого состояния в гелеобразное, является важным техническим параметром для исключения сползания вертикальных стенок,

разработанной в грунте траншеи. Для усиления набухания бентонита в суспензию могут вводиться специальные химические добавки. При этом имеются данные о возможности использования каолиновых и гидрослюдистых глин с введением химических добавок.

Устойчивость вертикальной стенки траншеи по М. Н. Герсеванову обеспечивается гидродинамическим давлением  $D = \Delta_v I$ , где  $\Delta_v$  – удельный вес воды ( $\text{Н/м}^3$ );  $I$  – гидравлический градиент, равный разности напоров, отнесенный к длине пути фильтрации. В 1957 г. австралийский инженер Федер Х. выдвинул гипотезу об удержании стенок траншей при строительстве стены в грунте от обрушения за счет электроосмотических сил, имеющих место в глинистой корке. Расчет устойчивости вертикальной стенки производится, как правило, только с учетом гидростатического давления глинистого раствора на глинистую корку, принимаемую за непроницаемую пленку.

Считается, что устойчивость стенки траншеи будет обеспечена при соблюдении условия:

$$P \geq \sigma,$$

где  $P$  – давление глинистого раствора;  $\sigma$  – горизонтальное давление грунта.

По В. И. Феклину, для несвязных грунтов устойчивость проходки может считаться обеспеченной, если

$$\gamma_{\text{раствора}} \geq \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2);$$

а для связных грунтов, если:

$$\gamma_{\text{раствора}} \geq \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2);$$

где  $\gamma_{\text{раствора}}$  – удельный вес глинистого раствора,  $\text{Н/м}^3$ ;  $z$  – глубина, м;  $\gamma$  – удельный вес грунта,  $\text{Н/м}^3$ ;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта, град.;  $c$  – удельное сцепление грунта, Па.

Первый опыт применения технологии «стена в грунте» в Санкт-Петербурге нельзя назвать вполне успешным. При устройстве котлована вестибюля станции метро «Спортивная» в теле монолитной железобетонной стены ограждения были обнаружены включения грунта и глинистого раствора, что дало основание для остроумной реплики профессора Е. М. Перля: *«это технология «грунт в стене»*. Похожие проблемы с обеспечением

устойчивости проходки под защитой глинистого раствора имели место и при устройстве ограждения котлована вестибюля станции метро на Комендантской пл.

Суть проблемы заключается в том, что водонасыщенные глинистые грунты малой и средней степени литификации проявляют различный отклик на внешние воздействия в зависимости от степени нарушения их природного сложения. При сохранении природных структурных связей они ведут себя под нагрузкой как твердообразное тело, а при их нарушении – как жидкообразная среда [1, 4]. Первое состояние характеризуется некоторым коэффициентом Пуассона, характерным для твердого тела ( $\nu = 0,2 \dots 0,4$ ). При этом природные горизонтальные давления в грунте при равнинном рельефе определяются как

$$\sigma_{\text{хр}} = \nu / (1 - \nu) \sigma_{\text{zp}},$$

где  $\sigma_{\text{zp}}$  – природные вертикальные напряжения, равные произведению удельного веса слоев грунта  $\gamma_i$  на мощность этих слоев  $h_i$  до глубины  $z$ .

Таким образом,  $\sigma_{\text{хр}} = \nu / (1 - \nu) \sum \gamma_i h_i$ .

Например, при  $\nu = 0,33$  определим, что

$$\sigma_{\text{хр}} = 0,5 \sum \gamma_i h_i.$$

Нетрудно убедиться, что в глинистых грунтах с удельным весом  $\gamma = 1,9 \dots 2,0 \text{ т/м}^3$   $\sigma_{\text{хр}} = 1,0 h_i [\text{т/м}^3]$ . Очевидно, что в этом случае для удержания в равновесном состоянии стенок проходки достаточно ее заполнить раствором с плотностью, близкой к плотности обычной воды ( $1,0 \text{ т/м}^3$ ). Именно такой плотностью обладают стандартно применяемые бентонитовые растворы ( $1,05 \dots 1,15 \text{ т/м}^3$ ). Смысл применения этих растворов состоит не только в их способности быстро образовывать структурную сетку, но и в том обстоятельстве, что, обладая вязкостью, существенно превышающую вязкость воды, они (в отличие от воды) не будут фильтроваться в слои несвязного грунта.

В том случае, если по каким-либо причинам допущено нарушение природных структурных связей, грунт превращается в жидкообразную среду с коэффициентом Пуассона, стремящимся к 0,5. Нетрудно убедиться, что при  $\nu = 0,5$  природное горизонтальное давление  $\sigma_{\text{хр}} = 1,0 \sum \gamma_i h_i$ , т.е. равно вертикальному,

что свойственно для жидкостей. Таким образом, при нарушении природного сложения грунт превращается в тяжелую жидкость, природное горизонтальное давление грунта по грани проходки возрастает вдвое. Такому давлению никак не может противостоять давление бентонитового раствора с плотностью  $1,05 \dots 1,15 \text{ т/м}^3$ . В результате возможна потеря устойчивости стенок выработки, ее оплывание.

Реальная физика явления несколько сложнее. Развитие во времени деформаций водонасыщенных глинистых грунтов определяется их реологическими свойствами. Из-за высокой чувствительности слабых глинистых грунтов достоверное определение их реологических свойств возможно только в натуральных условиях по результатам инструментального мониторинга деформационного поведения массива при квазистатическом нагружении и разгрузке. Установлено, что при нарушении структурных связей параметры вязкости снижаются на два порядка по сравнению с естественным сложением грунта [5]. При этом скорости развития деформаций формоизменения резко возрастают. Применительно к технологии «стена в грунте» изложенное выше означает, что успешное выполнение проходки под стандартным бентонитовым раствором возможно только в том случае, если обеспечена сохранность природного сложения грунта.

Учитывая актуальность освоения подземного пространства Санкт-Петербурга и необходимость расширения круга применяемых геотехнологий, были организованы натурные исследования по апробации технологии «стена в грунте» в инженерно-геологических условиях города.

Специалисты ведущих европейских фирм поначалу имели отрицательное мнение касательно перспектив применения технологии «стена в грунте» в грунтах Санкт-Петербурга. Предлагалось выполнить предварительное улучшение свойств слабых отложений методом глубинного перемешивания с цементными растворами (deer mixing), после чего по закрепленному грунту выполнить проходку по стандартной технологии. Очевидна экономическая бесперспективность такого пути освоения подземного пространства города.

Первым объектом в городе (2006 г.), где частично была реализована технология «стена в грунте», стал торгово-коммерческий центр на Комендантской пл., включающий подземное сооружение диаметром 78 м и глубиной 18 м (заказчик «Адамант»; подрядчик и проектировщик – «Геоизол» и «Franki» (Бельгия); геотехническое сопровождение, в том числе расчетное обоснование – ПИ «Геореконструкция») [3]. Для обеспечения устойчивости проходки специалисты фирмы «Franki» предложили использовать тяжелый бентонито-цементный раствор с плотностью до  $1,5 \text{ т/м}^3$ , закономерным следствием чего стал отказ от бетонирования проходки по причине вероятности перемешивания бетона с раствором. Вместо железобетонной конструкции защитной стенки был применен металлический шпунт, погружаемый в бентонито-цементный раствор. Реализованный вариант обеспечил устойчивость проходки и сплошность ограждения. Однако он был лишен таких важных преимуществ монолитной стены в грунте, как ее высокая жесткость.

В центральной части подземного сооружения была устроена захватка «стены в грунте» с использованием обычного бентонитового раствора (рис.1). Эксперимент показал, что при использовании современного оборудования и соблюдении технологических режимов устройство стены в грунте по традиционной технологии в слабых глинистых грунтах, характерных для Санкт-Петербурга, вполне возможно.



Рис. 1. Опытная захватка «стены в грунте» в процессе откопки

Почти одновременно в 2006 г. были устроены участки тоннеля открытого способа ведения работ на левом берегу Невы для Орловского транспортного тоннеля, где впервые в Санкт-Петербурге была реализована монолитная «стена в грунте» из захваток таврового сечения (координатор работ ПСО «Система ГАЛС», подрядчик – «Геоизол» совместно с «Franki», проектировщик – ПИ «Геореконструкция»).

Наличие значительной толщи песчаных отложений позволяло здесь отечественному подрядчику отработать технологию устройства монолитной стены в грунте с использованием современного западного оборудования в условиях, свободных от присутствия специфических петербургских слабых глинистых отложений. При значительной мощности фильтрующей толщи все дефекты ограждающей конструкции наглядно проявляются в виде протечек. Технология «стена в грунте» была успешно реализована на этом объекте (рис. 2).



Рис. 2. Рампа Орловского тоннеля с ограждением по технологии «стена в грунте»

Следующим шагом по апробации технологии стало решение вопроса о том, насколько проходка под защитой бентонитового раствора с плотностью 1,05...1,15 т/м<sup>3</sup> применима в условиях слабых глинистых грунтов при неоднородном напряженном состоянии, обусловленном примыканием к существующим строениям.

При проведении натурального эксперимента на Зоологическом пер. (декабрь 2007 г. – январь 2008 г., заказчик – СК «Возрождение Петербурга», подрядчик – «Геоизол», геотехнические исследования – ПИ «Геореконструкция») в качестве «подопытных» зданий использовались расселенные и предназначенные к сносу строения, между которыми и была устроена опытная площадка (рис. 3). Следует подчеркнуть, что искусственно создать условия, эквивалентные воздействию на массив грунта реальных зданий, практически невозможно.

Защитная стена в грунте выполнялась на расстоянии 1,8 м от существующих многоэтажных зданий. Устраивались захватки различной формы в плане: крестообразные по углам площадки, плоские – в примыкании к одному из домов и тавровые – в примыкании к другому.

На опытной площадке имел место целый комплекс самых неблагоприятных условий: плотная застройка на значительной толщине слабых структурно-неустойчивых глинистых грунтов и наличие валунов в отложениях морены. Тем не менее, результат оказался вполне обнадеживающим: в процессе устройства «стены в грунте» горизонтальные смещения массива грунта не превысили 10 мм (рис. 4), а осадки соседних зданий составили всего 18 мм, что находится в границах допустимого уровня деформаций по территориальным нормам (рис. 5).

Откопка опытного котлована на глубину 10 м в толще слабых грунтов позволила установить, что качество стены в грунте вполне соответствует международным требованиям к такого рода конструкциям. Важно отметить, что на данной площадке впервые в слабых глинистых грунтах Санкт-Петербурга были выполнены захватки таврового сечения. Несмотря на то, что их изготовление сопряжено с большей длительностью работ и большим



риском вывала грунта во внутренних углах сечения внутри проходки, влияние на соседние здания по данным измерений было сопоставимым с захваткой плоского сечения. Это открывает возможность применения в проектировании подземных сооружений малодеформируемых стен в грунте с контрфорсами. Жесткость такой конструкции при толщине стенки 800 мм и вылете контрфорса 2,5 м эквивалентна плоской стене толщиной 2,5 м.

в грунте» для освоения подземного пространства Санкт-Петербурга ее применение является фактором повышенного риска как для строящегося объекта, так и для окружающей застройки. В этом можно убедиться на реальном примере устройства подземного объема здания на одной из набережных Санкт-Петербурга.

Котлован подземного сооружения представлял собой объем 50×40 м в плане и 8 м глубиной, устраиваемый по технологии «top-down» под защитой монолитной железобетонной «стены в грунте». Подрядчика поначалу не сильно беспокоило, что при изготовлении стены в грунте, от захватки к захватке, постепенно нарастал перерасход бетона, под конец более чем вдвое. Но при устройстве очередной захватки обнаружилось, что докопать до проектной глубины (24 м) не представляется возможным. Грейфер, захвативший грунт с глубины 9 м, и переместивший его в отвал, погружаясь в выработку, вновь оказывался на глубине 9 м. Многократные попытки пройти глубже не увенчались успехом. Проходка глубиной 9 м была забетонирована, при этом объем бетона многократно превысил геометрический объем захватки. На третий день, когда подрядчик приступил к проходке соседней захватки, он обнаружил, что пройти на глубину более 9 м не представляется возможным: ниже находится схватившийся бетон, распространившийся из соседней захватки. Только после подключения специалистов-технологов процесс изготовления «стены в грунте» был налажен и устройство ограждения котлована завершено, после чего пришлось решать самый сложный вопрос о компенсационных мероприятиях в местах бракованных захваток.

Риск применения технологии «стена в грунте» может быть минимизирован только строжайшим соблюдением стандартной процедуры ведения работ: применением тиксотропных растворов, способных к многократному восстановлению структурных связей (с контролем необходимой плотности и вязкости); постоянной циркулирующей тиксотропного раствора, с его очисткой от грунтового шлама; постоянным поддержанием необходимого уровня тиксотропного раствора над поверхностью грунта и зеркалом подземных вод; исключением разрыва во времени между окончанием проходки и началом бетонирования

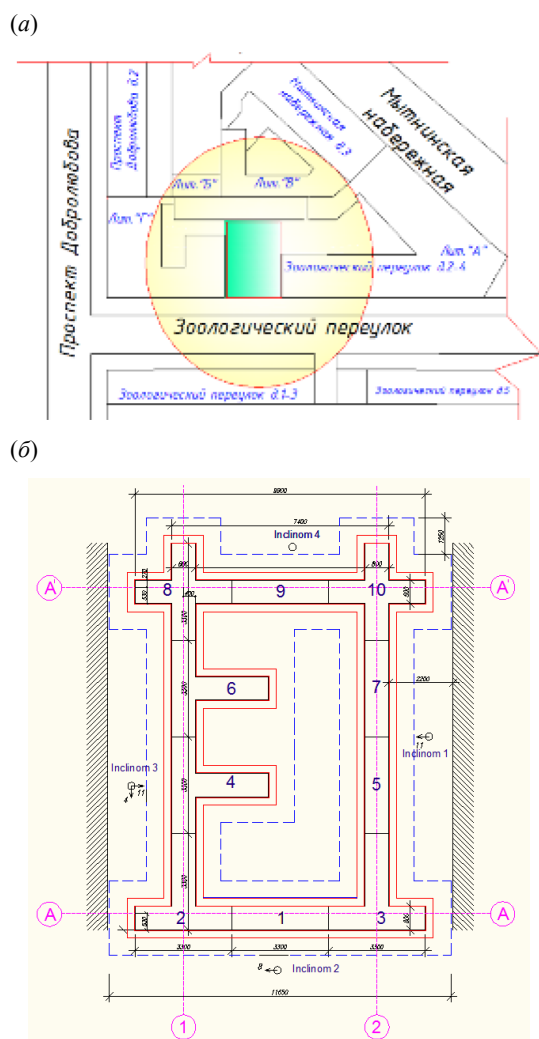


Рис. 3. Опытная площадка на Зоологическом пер. в Санкт-Петербурге: (а) – расположение площадки; (б) – схема устройства «стены в грунте» по захваткам

Следует отметить, что при очевидной перспективности использования технологии «стена

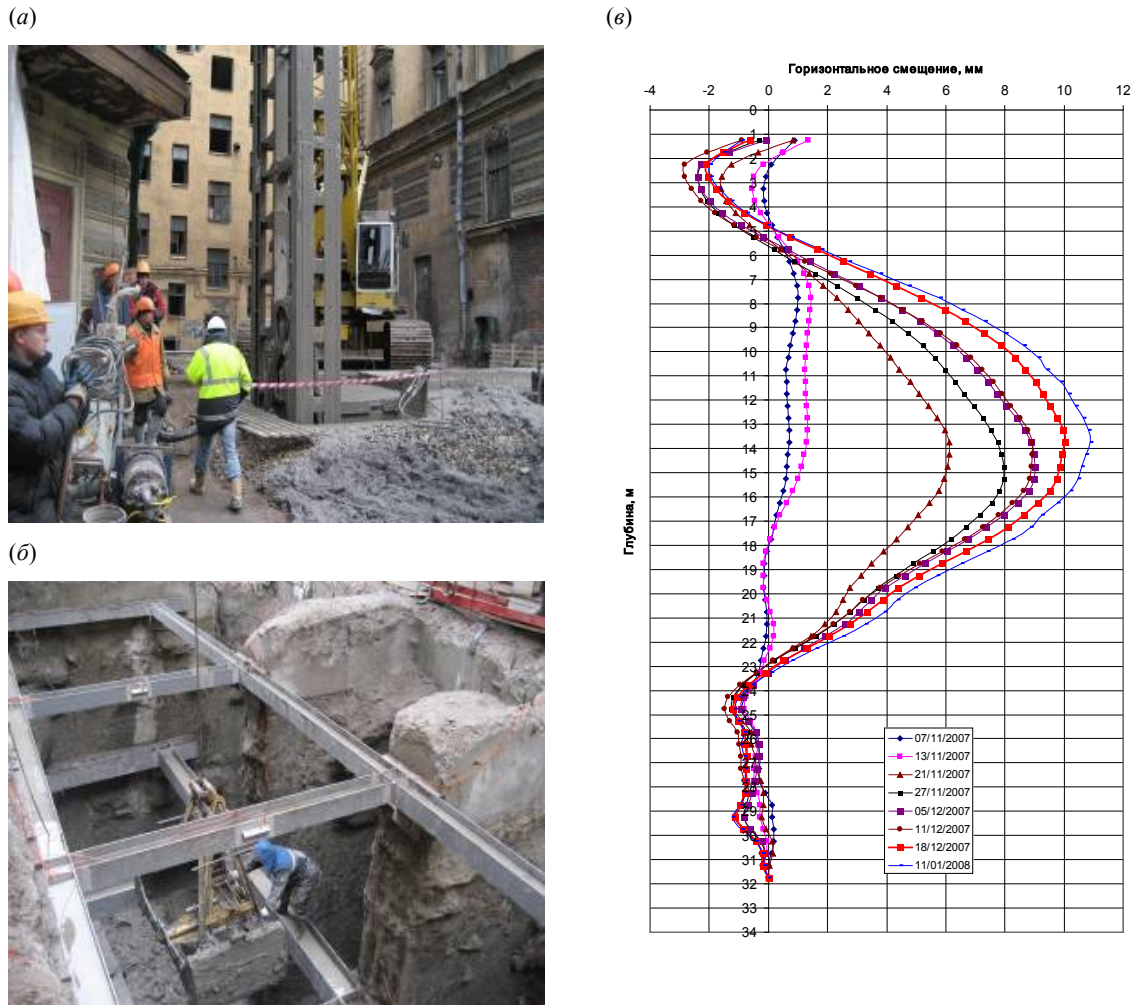


Рис. 4. Опытная площадка (Санкт-Петербург, Зоологический пер., д. 2–4) : (а) – изготовление «стены в грунте»; (б) – вид после откопки котлована; (в) – горизонтальные смещения массива грунта (со стороны здания) при устройстве стены в грунте по результатам инклинометрических наблюдений

ния, заменой раствора перед бетонированием и пр.

Следует учитывать имеющиеся данные, что параметры суспензий при работе установок периодического действия – грейферных установок – остаются относительно стабильными и ухудшаются постепенно и равномерно. При работе же установок непрерывного действия – роторных буровых агрегатов с обратной промывкой, особенно в начале разработки захватки, характерны резкие скачки показателей: плотности и динамической вязкости.

Вторым условием успеха является недопущение нарушения природного сложения грунта на территории строительной площадки, которое может произойти, например, вследствие применения различных технологий изготовления свай, связанных с динамическими воздействиями на грунт, избыточным извлечением или вытеснением грунта. Иными словами, в условиях чувствительных грунтов геотехнические работы на площадке должны начинаться с устройства «стены в грунте».

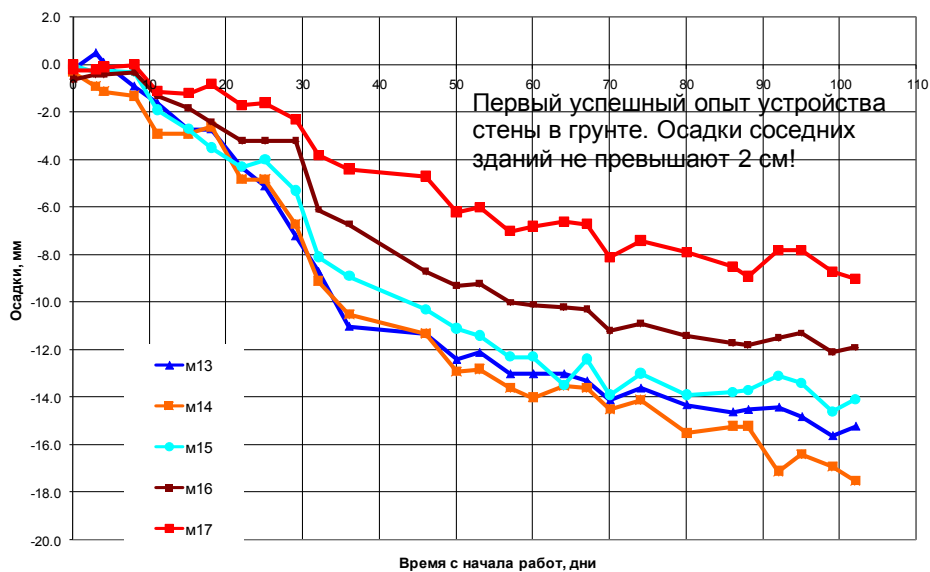


Рис. 5. Развитие осадок соседнего здания при устройстве возле него ограждения котлована по технологии «стена в грунте»



Рис. 6. Эпюры осадок соседних зданий при устройстве возле них ограждения котлована по технологии «стена в грунте»

### Список литературы

1. Дашко Р. Э. *Теория и практика инженерно-геологического анализа и оценки водонасыщенных глинистых пород как основания сооружений*. Дисс. д-ра геол.-мин. наук. Л., 1985.
2. Улицкий В. М., Богов С. Г., Шахназаров А. В. *Строительство паркинг-сейфов в застроенной части Санкт-Петербурга*. – Развитие городов и геотехническое строительство. СПб.: 2012, №13. С. 72–79.
3. Улицкий В. М., Шашкин А. Г., Шашкин К. Г. *Геотехническое сопровождение развития городов*. – СПб: «Стройиздат Северо-Запад», «Геореконструкция». 2010. 551 с.
4. Шашкин А. Г. *Описание деформационного поведения глинистого грунта с помощью вязко-упруго-пластической модели*. – Инженерная геология. М.: 2010, №4. С. 22–32.
5. Шашкин А. Г. *Определение реологических характеристик по результатам мониторинга напряженно-деформированного состояния массива грунта и их учет при проектировании подземных сооружений* // Инженерные изыскания. М.: 2011, №8. С. 8–20.