

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Геотехника и экология в строительстве»

ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА

Материалы

Международной научно-технической конференции,
посвященной 60-летию кафедры оснований, фундаментов
и инженерной геологии
и 90-летию со дня рождения
профессора Юрия Александровича Соболевского

(Минск, 23–25 октября 2013 г.)

В 2 частях

Часть 2

Минск
БНТУ
2013

УДК 624.1
ББК 38.58
Г36

Редакционная коллегия:

М. И. Никитенко, д-р техн. наук, профессор (ответственный редактор);

Д. Ю. Соболевский, д-р техн. наук;

Т. М. Уласик, канд. техн. наук, доцент (ответственный секретарь)

В издании представлены статьи, отражающие теоретические и практические исследования в области геотехники – инженерной геологии, механике грунтов, оснований и фундаментов, проводимые в вузах и научных учреждениях Республики Беларусь, Российской Федерации, Украины, Польши, Словакии, Чехии, Казахстана. В них освещены теоретические и методологические проблемы механики грунтов и фундаментостроения, рассмотрены инновационные геотехнические технологии и конструктивные решения фундаментов. Должное внимание уделено искусственным основаниям и свайным фундаментам, отражены экологические аспекты в строительстве, актуальные вопросы геотехнического мониторинга, нормативное обеспечение инженерно-геологических изысканий, проектирования и устройства оснований и фундаментов.

Материалы будут полезны для научных работников, специалистов проектных, производственных, научно-исследовательских и изыскательских организаций, преподавателей, докторантов, аспирантов, магистрантов и студентов учебных заведений строительного профиля.

Материалы конференции подготовлены при содействии следующих организаций: компании «GLASSBEL», РУП «Геосервис», ЧПУП «МОНОРАКУРС», НП ОДО «Фундаменты», ОДО «Георемстрой», ЧУП «Специнжстрой», ОАО «Буровая компания «Дельта».

Статьи публикуются в авторской редакции.

Первая часть вышла в БНТУ в 2013 г.

ISBN 978-985-550-317-1 (Ч. 2)
ISBN 978-985-550-318-8

© Белорусский национальный
технический университет, 2013

Секция 3

**Конструкции и технологии устройства фундаментов
в сложных инженерно-геологических условиях.
Усиление и реконструкция оснований и фундаментов**

**БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ**

**МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)**

УДК 624.131:699.841

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ НА ОБВОДНЕННЫХ ГРУНТАХ

Алексеенко В.Н., Жиленко О.Б.

*Национальная академия природоохранного
и курортного строительства, г. Симферополь, Украина*

В статье рассматриваются основные проблемы сейсмостойкости памятников архитектуры на обводненных грунтах.

The main problems of seismic stability of monuments on the flooded soils are discussed in this article.

Целью научного исследования является оценка технического состояния зданий памятников архитектуры в сейсмических районах при изменении гидрогеологических условий.

Крым является сейсмобезопасной территорией – поэтому при ремонтно-восстановительных работах, реставрации, усилении и реконструкции необходимо учитывать требования действующих в Украине нормативных документов [1, 2].

Причин изменения гидрогеологических условий участка памятника может быть множество: обводнение и осушение территории; изменение уровня грунтовых вод; нерациональная система водоот-

ведения; не отрегулированный режим хозяйственной деятельности и т.д. Все они приводят к изменению физико-механических характеристик грунтов основания. Снижение сил сцепления водонасыщенного грунта, гниение органики, образование карстовых пустот, засоление грунта провоцирует неравномерные осадки фундаментов, деформации несущих конструкций здания.

Режимы эксплуатации различных территорий должны способствовать сохранению, как самих памятников, так и их градостроительного значения. В Украине для каждой из охранных зон существует свой режим использования территории [3].

Режим использования территории охранной зоны направлен на обеспечение сохранения исторической среды памятника и возможность воссоздания его утраченных ценных элементов. Режим определяет первоначальная функция памятника (оборонительная, культовая, жилищная, общественная, промышленная, инженерная и т.д.), его архитектурное решение, современное использование, а также особенности среды памятника и ее взаимодействие с ним [4].

Не соблюдение требований по режиму эксплуатации и ведению хозяйственной деятельности в охранной зоне памятников архитектуры, в конечном счете, ведет к утрате аутентичности объекта.

Ярким примером негативных последствий изменения гидрогеологических условий участка памятника, при обводнении и осушении территории, является Воронцовский дворец в п.г.т. Алушка (рис. 1).



Рис. 1. Воронцовский дворец, п.г.т. Алушка

Воронцовский дворец – уникальный памятник архитектуры XVIII века [5, 6], строился с 1830 по 1848 г.г., как летняя резиденция генерал-губернатора Новороссийского края М.С. Воронцова. Он построен по проекту английского архитектора Эдуарда Блора.

Здание практически не пострадало от Крымского землетрясения 1927 г. Были утрачены малые архитектурные формы (рис. 2), что не отразилось на несущей способности и техническом состоянии дворца.



Рис. 2. Последствия землетрясения 1927 г. Воронцовский дворец, п.г.т. Алушка

В послевоенные годы второй половины XX столетия во дворце организовали водолечебницу без надлежащей системы отвода сточных вод. Из-за систематического подтопления грунтов здание получило деформации от неравномерных осадок фундаментов (рис. 3). После проявления деформаций, провели осушение территории. Обследование технического состояния здания дворца показало наличие трещин в каменных стенах и неравномерные осадки фундамента. Однако решить проблему по усилению и тонировке реставрированных участков так и не удалось, т.к. фасадным материалом является материал кладки стен, диабаз Алушкинского месторождения, который имеет высокую прочность, но хрупок в обработке.



Рис. 3. Последствия неравномерных осадок фундаментов вследствие искусственного обводнения грунтов.
Воронцовский дворец, п.г.т. Алушка

Собор Святого Равноапостольного князя Владимира в Севастополе (рис. 4) – православная церковь, место захоронения русских адмиралов и морских офицеров, памятник архитектуры и истории XIX в. [5; 7].



Рис. 4. Собор Святого Равноапостольного князя Владимира.
Усыпальница адмиралов, г. Севастополь

Подготовительные работы к строительству собора начались в 1848 г., а закладка собора была произведена 15 июля 1854 г. Во время Крымской войны в склепе будущего храма были захоронены адмиралы М.П. Лазарев, В.А. Корнилов, В.И. Истомин, П.С. Нахимов, погибшие на бастионах Севастополя. В 1862 г. работы по возведению собора возобновились. Для этого пригласили известного архитектора, академика А.А. Авдеева. Он переработал проект К.А. Тона на основе изученной им традиционной византийской церковной архитектуры. В 1881 году закончено сооружение нижней церкви, а в 1888 году, после смерти А.А. Авдеева — завершено строительство верхней церкви.

Здание сооружено из инкерманского камня, его высота с крестом составляет 32,5 м. Наружные колонны сделаны из диорита, для облицовки внутренних колонн использован каррарский мрамор.

Фундаменты (рис. 5) находятся в удовлетворительном состоянии, их параметры позволяют провести ремонт (реставрацию) здания с обеспечением его дальнейшей безопасной эксплуатации, так как нагрузка на них не увеличивается. Однако необходимо выполнить конструктивные мероприятия по повышению их сейсмостойкости и устойчивости всего здания собора в целом к неравномерным осадкам грунтов основания.



Рис. 5. Фундамент Собора Святого равноапостольного князя Владимира, г. Севастополь

Визуальным осмотром шурфов фундаментов установлены грунты основания – суглинки. По сейсмическим свойствам эти грунты относятся ко II категории [1], что позволяет не изменять нормативную сейсмичность площадки. При этом следует отметить, что грунты основания находятся в водонасыщенном состоянии, однако при вскрытии шурфа на глубину 4.0 м от планировочной отметки дневной поверхности линза грунтовых вод не обнаружена.

В период возведения здания собора строителями был установлен факт подъема уровня грунтовых вод, что привело к подтоплению склепа с захороненными останками адмиралов. Было принято решение об устройстве дренажной системы для отвода вод от собора. В настоящее время дренажная система не функционирует (рис. 6). Дренажный тоннель выполнен из крымбальских камней чистой тески сечение канала 1400×600 мм, сечение колодцев 650×650 мм заглубление на 5.0 м ниже уровня земли (по ул. Фрунзе). В целях оперативного контроля за уровнем грунтовых вод, в полу крипты пробурены две скважины входящие в склеп. В ходе визуального обследования дренажного колодца по ул. Фрунзе установлена прокладка в нем водонесущей трубы общего пользования г. Севастополя.



Рис. 6. Колодец дренажной системы Собора Святого равноапостольного князя Владимира

Представляется целесообразным выполнить ревизию и очистку дренажной системы, решить технический вопрос об отводе вод из дренажной системы. При этом следует исключить возможность пересечения существующего дренажа с водонесущими и водоотводящими городскими коммуникациями общего пользования. В целях уточнения уровня грунтовых вод после выполнения непо-

средственных измерений через скважины в полу крипты возможно устройство скважины за алтарной частью. Если в ходе выполнения ревизии и ремонта старой дренажной системы выяснится невозможность восстановления дрен, учитывая грунты основания – суглинки новая кольцевая система дренажа будет малоэффективна [8], а при выполнении новой пристенной системы дренажа высока вероятность провоцирования прогресса неравномерных осадок основания собора. В этом случае рекомендуется ограничиться устройством поверхностных водостоков на всей территории прилегающей к собору, а также ее обетонированием с последующим мощением тротуарной плиткой из естественных камней.

Рекомендуется в уровне верхнего обреза фундаментов по периметру стен выполнить замкнутый монолитный железобетонный пояс, охватывающий полностью верхний обрез фундамента на глубину 1200 мм с внешней стороны фундамента. Ширина сечения пояса 300 мм (рис. 7) [9; 10; 1].

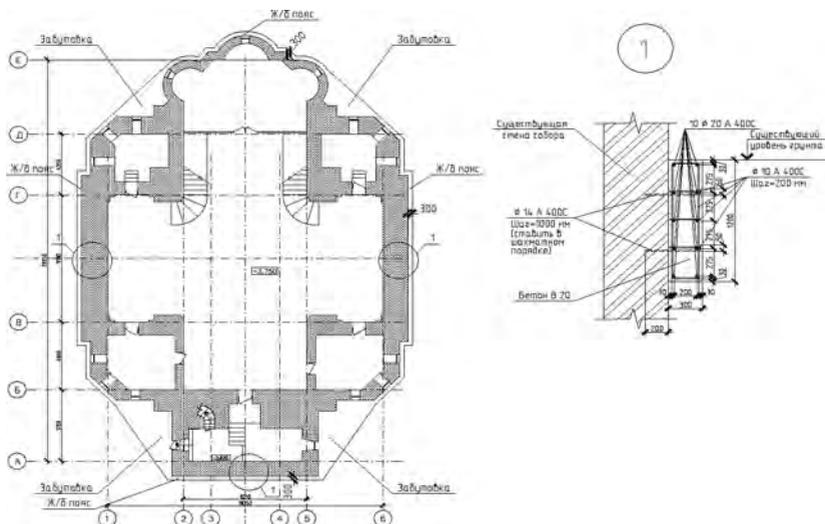


Рис. 7. Схема расположения замкнутого монолитного железобетонного пояса по верху фундамента Собора Святого равноапостольного князя Владимира

Выводы

1. Обводнение грунтов оснований памятников архитектуры в сейсмических районах приводит не только к неравномерным осадкам фундаментов, но и к резкому увеличению расчетной сейсмичности, многократно повышающей риск утраты аутентичности или всего памятника в целом.

2. Анализ результатов обследований ряда памятников архитектуры, выявил существующую вероятность прогресса неравномерных осадок при осушении охранных зон традиционными пристенными или кольцевыми системами дренажа.

3. Реставрация памятников архитектуры в сейсмических районах требует многофакторного анализа альтернативных конструктивных решений, заключающегося в поиске баланса и объемов инженерного вмешательства [12] в изменение сложившихся гидрологических условий площадки, закрепления грунтов оснований и усиления несущих элементов.

Литература

1. Строительство в сейсмических районах Украины : ДБН В.1.1-12:2006. – К. : Мінбуд України, 2006. – 49 с.

2. Проектирование и строительство гражданских зданий из блоков и камней пильных известняков крымских месторождений в сейсмических районах : ДБН В.1.1-1-94. – К. : ЗНИЕП, 1995. – 36 с.

3. Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження науково-проектної документації щодо визначення меж та режимів використання зон охорони пам'яток архітектури та містобудування : ДБН Б.2.2-2-2008. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 16 с.

4. Об утверждении Порядка определения границ и режимов использования исторических ареалов населенных мест, ограничения хозяйственной деятельности на территории исторических ареалов населенных мест : постановление от 13 марта 2002 г. N 318. – К. : ВВР, 2002. – 5 с.

5. Список памятников местного и национального значения, расположенных на территории Автономной Республики Крым (по состоянию на 01.01.2004 г.) / Республиканский комитет по охране

культурного наследия Автономной Республики Крым. – Симферополь, 2004. – 487 с.

6. Культурное наследие Крыма / Совет министров АРК; Республиканский комитет АРК по охране культурного наследия. – Симферополь : Орианда, 2011. – 137 с.

7. Литвинова, Е.М. Путеводитель. Крым. Православные святые / Е.М. Литвинова. – Симферополь : Рубин, 2005. – 378 с.

8. Руководство по проектированию дренажей зданий и сооружений / Правительство Москвы, Москомархитектура. – М. : Москомархитектура, 2000. – 39 с.

9. Алексеенко, В.Н. Техническое заключение по результатам обследования несущих конструкций здания Владимирского собора по адресу: г. Севастополь, ул. Суворова 3, с разработкой технических решений по усилению / В.Н. Алексеенко, О.Б. Жиленко // ООО «НПП «Южсейсмострой». – Симферополь. – 2011. – 167 с.

10. Алексеенко, В.Н. Сохранение памятников архитектуры в сейсмоопасных районах / В.Н. Алексеенко, О.Б. Жиленко // Устойчивая архитектура: настоящее и будущее. – М. : МАРХИ, 2012. – С. 620–628.

11. Алексеенко, В.Н. Многофакторный анализ эксплуатационных характеристик несущей системы здания SPA-центра / В.Н. Алексеенко, О.Б. Жиленко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2013. – Вип. 25 – С. 501–506.

12. Алексеенко, В.Н. Современный метод усиления кирпичных стен храма святого Архистратига Михаила в г. Севастополе с сохранением его аутентичности / В.Н. Алексеенко, О.Б. Жиленко // Наука, образование и экспериментальное проектирование. – М. : МАРХИ, 2013. – С. 267–268.

УДК 624.151:550.834.015.2

УДАРНЫЕ ВОЛНЫ В ГРУНТОВЫХ ОТЛОЖЕНИЯХ

Баранов Н.Н.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

В докладе рассмотрены вопросы повышения устойчивости оснований зданий и сооружений при сейсмических воздействиях. Выводы основаны на анализе содержания процессов в многокомпонентных средах при распространении ударных сферических волн. Автор описывает процесс принудительно нагнетания воздуха в поры песчаного водонасыщенного грунта в глубине толщи с помощью специального устройства. Объемно – вязкое демпфирование гасит импульс и снижает давление на фронте проходящей через эту область сейсмической P_w – волны.

The article deals with questions increased stability of the bases of buildings and structures under seismic actions. The conclusions are based on an analysis of the content of the processes in multicomponent in the dissemination of spherical of shock waves. The author describes the process of forcibly injecting air into the pores of sand saturated soil deeps in the ground with the help of a special device. Volumetric – viscous damping takes off impulse and reduces the pressure on the front passing through the area of seismic P_w – wave.

1. Нагрузки в многокомпонентных средах

В природных условиях грунты представляют собой среды с различным сочетанием компонентов:

- однородные (твердые частицы с заполненными воздухом порами);
- двухкомпонентные (минеральные частицы с заполненным гравитационной водой объемом пор);
- трехкомпонентные (минеральные гранулы, вода и заземленный газ в виде пузырьков).

В механической модели грунтовой массы Терцаги-Герсеванова приложенная нагрузка вначале передается на воду. В этой модели жидкость в сосуде моделирует поровую жидкость, отверстия в поршне – капилляры (фильтрационные ходы) грунта, а пружина – его скелет. По мере оттока воды через отверстия в поршне и начинающего сжатия грунта, представленного в виде упругого элемента Гука (пружины), нагрузка перераспределяется между твердой и жидкой компонентами. После приложения нагрузки по мере погружения поршня она начинает восприниматься пружиной. Процесс заканчивается, когда нагрузка полностью передается на пружину и последняя прекратит сжиматься. Таким образом, в грунтах в процессе нагружения функционируют две системы давлений – нейтральное поровой воде и эффективное в скелете грунта. В такой среде при распространении ударных волн доминирует упругое состояние.

В 50–60х XX столетия вышел ряд работ, в которых рассматривалось распространение ударных волн в многокомпонентных средах – водонасыщенных и водогазонасыщенных грунтах. Результаты исследований показали, что наличие в среде компонентов с различной сжимаемостью, равномерно распределенных по всему объему, обуславливает закономерности распространения, отличные от тех, которые имеют место в однородных средах.

Впервые исследования ударных волн в среде вода-воздух были проведены Г. И. Покровским. Опыты показали, что наличие в воде небольшого количества мелких пузырьков воздуха приводит к существенному падению давления на фронте ударной волны [1].

2. Плоские волны

Соотношение параметров динамического воздействия экспериментально изучалось при сбрасывании (ударах) штампа на поверхность рыхлого водонасыщенного песка, заполнявшего металлическую трубу диаметром 1 м и высотой 8 м [2]. В результате удара штампа по

поверхности в грунтовой массе распространялась плоская ударная волна сжатия. Время действия волны изменялось от 2 до 6 миллисекунд, а длительность импульса – от 4 до 14 мс. В импульсе динамическое давление в воде значительно превышало давление в скелете – в опытах фиксировалось превышение до 10 раз. По результатам проведенных опытов установлено:

- после удара штампа в грунтовой массе появлялись и распространялись две волны сжатия $-P_w$ в воде и P_z в скелете;
- ударная волна имеет характер одиночного импульса длительностью несколько м/с;
- при ударе по поверхности грунтовой массы большая часть нагрузки передавалась на грунтовую воду;
- для давления в скелете грунта характерно отставание его максимума во времени от максимума давления в воде.

3. Сферические волны

Первые экспериментальные исследования, позволившие установить основные закономерности распространения взрывных волн в водонасыщенных песчаных грунтах примерно с одинаковым гранулометрическим составом и плотностью скелета но с различным содержанием защемленного воздуха (трехкомпонентная среда), были выполнены под руководством Г. М. Ляхова [1]. Давление взрывной волны в среде измерялось пьезодатчиками с записью на осциллографах. Экспериментально было установлено:

- при подходе волны давление скачком возрастает, а затем убывает по закону, близкому к экспоненциальному;
- нормальное и боковое давление практически одинаковы, т.е. водогазонасыщенный грунт ведет себя как идеальная жидкость
- время действия ударной волны мало – от долей до нескольких миллисекунд;
- при относительном объемном газосодержании порядка 0,01–0,04 давление на фронте ударной волны убывает во много раз по сравнению с двухкомпонентной средой;
- параметры волн мало меняются при изменении гранулометрического состава и пористости грунта в пределах, встречающихся в реальных условиях.

Упруго-вязкая модель грунтовой среды по Г. М. Ляхову может быть представлена упругими элементами Гука и вязкими элементами (демпферами) Ньютона. Если сжатие и разгрузка каждой из пружин одинаковы, то в вязко-упругой среде остаточные деформации не образуются (рис. 1).

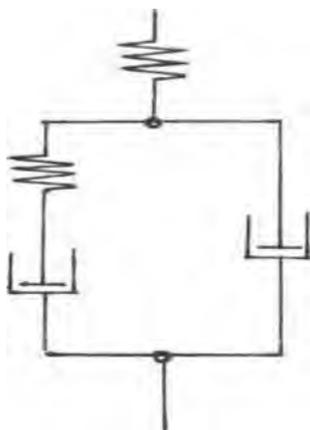


Рис. 1. Упруго-вязкая модель грунта

4. Сейсмические волны

Земная кора (литосфера, наружный каменный слой) в области континентов образует твердую гранитовую оболочку. Основанием литосферы служит вещество верхней мантии – перегретые массы каменных расплавов (магма). Покровное вещество верхней мантии вследствие неравномерности разогрева испытывает сложные внутренние перемещения (т.н. астеносферные движения). Таким образом, мантия является податливым основанием перемещающихся жестких литосферных плит, вследствие чего в отдельных участках твердой оболочки происходят разрывные движения.

Постоянно накапливающиеся в литосфере упругие напряжения (потенциальная энергия) после достижения предела прочности пород разрушают их с образованием более или менее протяженного разрыва (разлом, смеситель). Выделившаяся при этом энергия распространяется от места разрыва в форме упругих колебаний, которые носят ударный (импульсный) характер. Существует два основных вида сейсмических волн – объемные и поверхностные. Объем-

ные волны распространяются через толщу Земли и причиняют наибольший ущерб. Землетрясение генерирует два типа объемных сферических волн – продольные P и поперечные S . Продольная P – это волна типа звуковой. При ее прохождении каждая частица породы перемещается вперед и назад (сжатие и растяжение) вдоль направления движения волны. Поперечные волны являются результатом реакции среды на изменение формы вещества при его сжатии.

При подземном ударе в грунтовой среде распространяются сферические волны. Продольная волна вызывает объемную деформацию скелета и твердых минеральных частиц. Если поры грунта заполнены гравитационной гидравлически непрерывной водой, то нагрузка будет передаваться на твердую и жидкую компоненты. В связи с перераспределением нагрузки в грунтовом основании возникают две продольные сейсмические волны: P_w в воде и P_z в скелете. Они распространяются в двухкомпонентной среде раздельно: впереди P_w и за ней P_z . Так как объемные деформации двухкомпонентной среды пренебрежимо малы, то энергия удара переносится волнами без заметных диссипативных потерь.

5. Физическое состояние грунтовой среды

Из рассмотрения грунтовых сред как естественных деформируемых образований следует, что их поведение при распространении ударных волн в общем случае определяется различными сочетаниями упругих и вязких свойств. При сейсмических воздействиях в упругих двухкомпонентных средах волны P_w и P_z распространяются со скоростью $c \approx 1500$ м/с с малозаметными потерями энергии. Поэтому обводненность оснований повышает интенсивность сотрясений ориентировочно до одного и более балла, а до двух и более – в отложениях, подстилаемых скалой.

Однако упругое поведение двухкомпонентной грунтовой среды, когда поры скелета заполнены только жидкостью, можно скорректировать в направлении увеличения количественной меры внутреннего трения и, соответственно, энтропии (рассеяния, диссипации) энергии на фронте пробегавшей в гидравлически непрерывной свободной воде P_w – волны. Это изменение может быть достигнуто за счет принудительного добавления в грунтовую массу объемов заземленного газа. В грунтовой воде могут находиться пузырьки газа с размерами в диапазоне от долей до нескольких миллиметров.

Однако наличие пузырьков в реальных условиях может иметь место только до глубины не более нескольких метров ниже уровня грунтовых вод, т.е. в непосредственной близости от дневной поверхности. На больших глубинах, измеряемых десятками метров, в отличие от верхней части, в поровой воде может присутствовать только растворенный в воде газ без заземленных пузырьков.

В трехкомпонентной среде присутствие газообразной составляющей в виде рассеянных в объемах пор газовых пузырьков при прохождении фронта P_w – волны обеспечивает эффект Ньютонова тела (вязкого элемента). Опыты свидетельствуют, что водогазонасыщенный грунт при этом ведет себя как идеальная жидкость. Нормальные и боковые напряжения в трехкомпонентной среде на фронте сферической волны одинаковы. Часть энергии деформации – в данной ситуации сокращение на фронте P_w – волны объема трехкомпонентной среды вследствие быстрого сжатия и растворения пузырьков заземленного газа – преобразуется в тепло. Мгновенно выделившееся количество тепла сразу же, после ухода P_w – волны, расходуется на восстановительный процесс – обратный переход газа из растворенного состояния в свободное в виде заземленных пузырьков. За мгновенный промежуток времени, измеряемый тысячными, сотыми или десятками долями секунды, выделившееся тепло не успевает рассеиваться в окружающие объемы среды. Такой взаимобратимый процесс растворения – выделения газа вследствие пренебрежимо малого оттока тепла в окружающую среду за мгновенный промежуток времени можно с достаточной для практики точностью считать адиабатическим.

Потери энергии и уменьшение давления на фронте ударной волны физически объясняется тем, что часть кинетической энергии теплового движения молекул газа в пузырьках, соответствующей движению частиц в направлении распространения P_w – волны, переходит в энергию беспорядочного теплового движения. Эта часть энергии теряется волной, что обуславливает ее ослабление.

Таким образом, имеющиеся изменения физического состояния в объемах газонасыщенной грунтовой массы в направлении от упругого к вязкому при распространении сферической сейсмической P_w – волны обуславливают на ее фронте количественные потери энергии в цикле «выделение тепла – его поглощение», т.е. реализацию внутреннего трения, сопровождающегося энтропийными потерями.

Наличие на пути распространения P_w – волны насыщенных защемленным газом областей ослабляет избыточное давление на ее фронте.

6. Глубинное нагнетание газа

Для газонасыщения объемов водонасыщенных песчаных и крупноблочных грунтов 1 удобно использовать манжетные трубки 3 монтируемые в предварительно пробуренные скважины под защитой обсадных труб 2 (рис. 2). Расположенные на внешней стороне резиновые манжеты (клапаны) 7 перекрывают выходные отверстия 8 в стенках трубки 3 и ограждаются от бокового давления грунта 4 фильтровой сеткой 5, закрепляемой на привариваемом выпуклом каркасе. Наличие такой защитной сетки позволяет создать вокруг резинового клапана 7 ограниченную полость 6. После установки манжетной трубки 3 в эту полость просочится вода, а при нагнетании она заполнится сжатым газом, который и будет продавливаться в окружающий грунт.

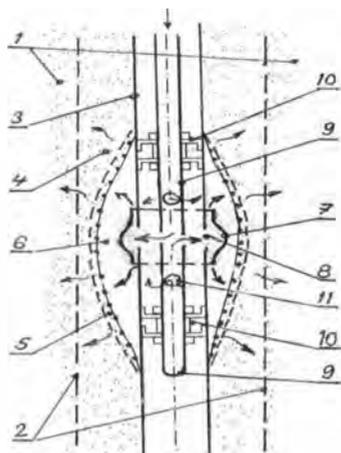


Рис. 2 Устройство для нагнетания газа:

- 1 – водонасыщенный грунт; 2 – расположение обсадной трубы;
- 3 – манжетная трубка, монтируемая после разработки скважины;
- 4 – местный грунт после извлечения обсадной трубы; 5 – защитная фильтровая сетка на приваренном к трубке каркасе; 6 – свободная полость;
- 7 – резиновая манжета; 8 – выходные отверстия в стенке манжетной трубки;
- 9 – внутренняя воздухоподводящая трубка с глухим нижним концом (обтуратор); 10 – верхний и нижний уплотнители (тампоны);
- 11 – выходные отверстия

Передаваемый компрессором сжатый воздух попадает в обтюратор 9. Выходящий через отверстие 8 газ отгибает обратный клапан 7, выдавливает свободную воду и заполняет полость 6. После заполнения полости начинается процесс миграции газа по капиллярам (фильтрационным ходам, порам) в скелете грунта в прилегающие объемы за фильтровой сеткой 5. Манжеты 7 выполняют роль выпускных клапанов нагнетаемого через обтюратор 9 сжатого газа. Обратное истечение газа в манжетную трубку 3 невозможно, так как при снижении давления в обтюраторе 9 внешнее давление в полости равномерно и плотно прижимает манжету 7 к стенке трубки 3.

Находящийся в полости 6 сжатый газ оказывает выдавливающее действие на вогнутые мениски воды в капиллярах радиусом r_k , преодолевая наряду с гидростатическим давлением $P_{\sigma w}$ силы поверхностного натяжения воды

$$P_{\sigma w} = \frac{2 * \sigma_r * \cos\gamma}{r_k},$$

где σ_r – коэффициент поверхностного натяжения воды: $\sigma = 7,5 * 10^{-5}$ Кн/м; γ – угол смачивания поверхности минеральных частиц скелета (для кварца и полевых шпатов ориентировочно $\gamma \approx 45^\circ$).

При решении вышеперечисленной зависимости для радиусов капилляров $r_k = 0,1-2$ мм давление поверхностного натяжения $P_{\sigma w}$ изменяется ориентировочно от 10 кПа до 0,5 кПа.

В реальных водонасыщенных грунтах радиусы менисков и их сопротивление выдавливанию $P_{\sigma w}$ различны. Формирующееся из вогнутых менисков очертание газонасыщенной области будет ограничено казуальными (случайными, не четко выраженными) границами. Поэтому газонасыщенный объем можно условно представить в виде среды со сформированной сетью произвольно пересекающихся взаимосвязанных частично заполнившихся газом разрозненных каналцев. Сплошность в такой среде может сохраняться только за счет не выдавленной оставшейся гидравлически связанной воды в порах меньших размеров. При распространении в такой газонасыщенной области с дискретной сплошностью давление на фронте P_w – волны существенно снижается вследствие затрат энергии на мгновенное сжатие и растворение объемов заземленных пузырьков газа.

Заполненные оставшейся водой поровые каналы представляют систему сообщающихся сосудов. Находящиеся в окружении жидкости объемы газа в порах подвержены действию Архимедовых сил взвешивания и будут испытывать выталкивание вверх. Но в грунтовой массе эти объемы заземлены и могут перемещаться только принудительно. В процессе нагнетания газ течет по каналам разных размеров, в итоге проникает на различные расстояния от источника избыточного давления. По мере удаления от газовой полости величина избыточного давления уменьшается. После его выравнивания с гидростатическим на данной глубине закаченный газ оказывается рассеянным в порах скелета, образуя водогазонасыщенную трехкомпонентную среду с казуальными границами.

В качестве источника нагнетания через манжетные трубки с обтюратором воздуха в поры скелета можно использовать поршневые компрессоры (максимальное рабочее давление $P_{\sigma k} = 0,8$ МПа). Значение действующего на вогнутые мениски напора H_{σ} может быть определено по формуле

$$H_{\sigma} = \frac{P_{\sigma} - P_0}{\gamma_w},$$

где P_0 – атмосферное давление, кПа; $Z \cdot \gamma_w$ – гидростатическое давление на рассматриваемой глубине z , кПа; P_M – сопротивление гибкой манжеты отжиманию при нагнетании, кПа; γ_w – удельный вес воды, кН/м³;

7. Демпфирование сейсмических волн

Физическое состояние грунтовой среды, в которой распространяются сферические сейсмические волны, определяет условия проявления ее упругих или вязких свойств. Автором предложен способ повышения устойчивости водонасыщенных оснований от сейсмических воздействий принудительным нагнетанием в глубинные области газообразной компоненты [3]. В условиях, когда осадочная толща пород района строительства сложена водонасыщенными крупнообломочными или песчаными грунтами, либо в разрезе прослеживаются их отдельные пласты, можно обеспечить рассеяние (диссипацию) энергии на фронте P_w – волны (рис. 3). С этой целью

в заполненные гравитационной водой поры скелета на глубинах в десятки метров выполняется принудительное нагнетание воздуха. Вследствие этого упругая среда (твердые минеральные частицы + вода) трансформируется в упруго-вязкую (трехкомпонентную). Рассеянные в газонасыщенной области пузырьки защемленного воздуха обладают объемной упругостью, т.е. способностью сопротивляться сокращению их объема при распространении P_w – волны.

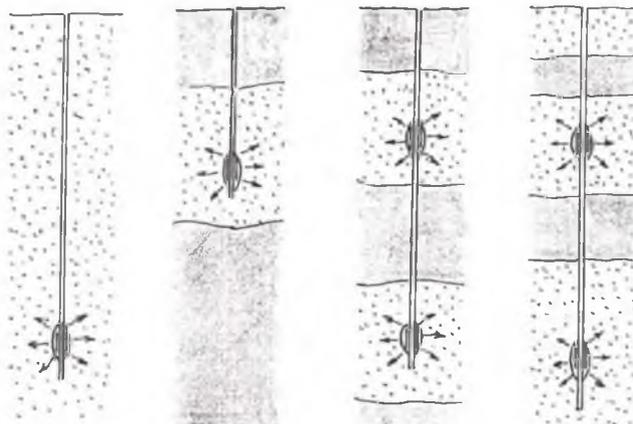


Рис. 3. Расположение песчаных и глинистых пород в геологическом разрезе верхней толщи осадочных отложений

Устройство для нагнетания газа представлено на рис. 2. Расположение газонасыщенных областей объемно-вязкого демпфирования в основании зданий и сооружений выбирается для конкретных условий района строительства. При этом следует учитывать:

- вероятное расположение мест разрыва (смеситель) в коренных породах;
- расположение в разрезе верхней толщи осадочных пород пластов песчаных и крупнообломочных грунтов;
- характер подземного ударного импульса (интенсивность по исходной балльности, плотность пород, скорость и особенности распространения P – волн и P_w – волн);
- газонасыщенные области (ловушки P_w – волны) целесообразно формировать в различных уровнях по схемам:

горизонтальных пластов,
вертикальных завес,
локализованных с боков и низа «сейсмических островов»,
комбинации областей в нескольких пластах.

Выводы

1. В многофазных грунтовых средах (водо- и водогазонасыщенные песчаные грунты) объемная ударная P – волна распространяется в твердой P_z и жидкой P_w компонентах.

2. Поведение (распространение) ударной P_w – волны в значительной степени диктуется физическим состоянием среды.

3. Газообразная компонента при пробегании фронта P_w – волны трансформирует упругое состояние в упруго-вязкое в процессах ее мгновенного сжатия и растворения с выделением тепла.

4. Последующий переход газа из растворенного состояния в свободное после ухода волны сопровождается поглощением ранее выделенного тепла.

5. Процесс мгновенного растворения – выделение газа является адиабатическим и обеспечивает количественные потери энергии на фронте P_w – волны.

Литература

1. Ляхов, Г.М. Волны в грунтах и пористых многокомпонентных средах / Г.М. Ляхов. – М. : Наука, 1982, – 286 с.

2. Лобастова, Н.Г. Некоторые результаты исследования механизма разрушения скелета водонасыщенных песков при воздействии плоской волны сжатия / Н. Г. Лобастова, П.А. Эйслер // Труды координац. совещ. по гидротехнике «Сейсмостойкость гидротехнических сооружений». – Вып. 47. – Л. : Энергия, 1969 . – С. 412–420.

3. Баранов, Н.Н. Способ защиты оснований, сложенных водонасыщенными грунтами, от сейсмических воздействий / Н.Н. Баранов // АС № 1786226, кл. E02D 27/34. Бюлл. изобрет. № 1. –1993.

УДК 624.15

**УЧЕТ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ПРИЛОЖЕНИЯ
НАГРУЗКИ ПРИ ЧИСЛЕННОМ МОДЕЛИРОВАНИИ
РАБОТЫ УСИЛЕННОГО СВАЯМИ
ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА
МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ**

Блащук Н.В., Маевская И.В., Балакер С.Ю.
*Винницкий национальный технический университет,
г. Винница, Украина*

В статье приведены результаты численного моделирования НДС систем «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи усиления–основание» и «ленточный свайный фундамент–основание». Проведен сравнительный анализ полученных данных для обеих систем. Установлено, что без учета последовательности приложения нагрузки при моделировании работы усиленного сваями ленточного фундамента мелкого заложения результаты моделирования соответствуют работе нового ленточного свайного фундамента. При этом отсутствие учета последовательности приложения нагрузки в процессе моделирования существенно снижает величину нагрузки, которая может быть воспринята ростверком усиленного фундамента, в состав которого входит существующий фундамент.

The article presents the results of numerical simulation of strained-deformed state of the systems' «strip shallow foundation–pile–ground» and «strip-pile foundation–ground ». A comparative analysis of the data for both systems found that, excluding the sequence of load modelling of reinforced piles strip foundation shallow simulation results obtained us-

ing the new ribbon pile foundation. In this case, the lack of consideration sequence of load application in the modelling process significantly reduces the amount of load that can be perceived reinforced raft foundation, which includes the existing foundation.

При численном моделировании напряжено-деформированного состояния (НДС) конструкций зданий и сооружений последовательность приложения нагрузки, как правило, не учитывается, поскольку значительного влияния на конечный результат не оказывает. При моделировании работы фундаментов на грунтовом основании не учитывать историю и этапы нагрузки было бы большим упущением, особенно при моделировании усиления фундамента. Об этом свидетельствуют результаты численного моделирования совместной работы свай и ростверка на грунтовом основании.

Численное моделирование выполнено методом конечных элементов в программном комплексе «Plaxis 3D Foundation» (право на пользование лицензионным программным продуктом было предоставлено совместным украинско-французским предприятием «Основа-Солсиф» в рамках договора о творческом содружестве №60/2 от 30.05.2011 г.). Оценка соответствия результатов, полученных при моделировании работы свайных фундаментов [1] в программном комплексе «Plaxis 3D Foundation», с данными натурных исследований показала хорошую сходимость (расхождение не более 10 %).

Для оценки влияния последовательности нагрузки на работу фундамента выполнен комплексный анализ НДС систем «ленточный фундамент мелкого заложения–свай–основание» (ленточный фундамент мелкого заложения, впоследствии усиленный сваями) и «ленточный свайный фундамент–основание» (фундамент, сразу выполненный как свайный). При моделировании были учтены этапы работы систем под нагрузкой (табл. 1), а также были приняты следующие предпосылки и параметры:

- модель грунта основания – упругопластическая модель Кулона-Мора;
- модель ленточного фундамента с соотношением сторон $L/B \geq 10$ (рис. 1);
- сваи – 3 поперечным размером $d = 30$ см, длиной 3, 6, 9, 12, 15 м;
- способы устройства свай: без выемки и с выемкой грунта;

- размещение свай в два ряда;
- расстояние между рядами свай 5d, 7d и 9d;
- шаг свай в продольном направлении 3d, 6d, 9d и 12d;
- размеры расчетной области в плане 40×60 м, по глубине размер изменялся в зависимости от длины свай;
 - грунт основания варьировался (как песчаный, так и глинистый) с сохранением физически возможных сочетаний физико-механических характеристик);
 - за допустимую нагрузку для ленточного фундамента до и после усиления принимается значение внешней нагрузки с учетом собственного веса, соответствующее деформациям, которые не превышают допустимого значения;
 - доля нагрузки, воспринимаемой ростверком, определяется как произведение реактивного отпора грунта под подошвой ростверка на площадь ростверка без учета площади свай;
 - при моделировании усиления принят вариант устройства выносных свай, как менее эффективный (по сравнению со сваями усиления, которые проходят через конструкцию существующего ленточного фундамента) (рис. 1).

Таблица 1

Этапы работы систем
«ленточный фундамент мелкого заложения–свай–основание»
и «ленточный свайный фундамент–основание»

Ленточный фундамент мелкого заложения–свай усиления–основание	Ленточный свайный фундамент–основание
1. Работа грунтового основания без фундамента (начальная фаза)	
2. Устройство ленточного фундамента мелкого заложения	2. Устройство ленточного свайного фундамента
3. Работа ленточного фундамента мелкого заложения под действием вертикальной нагрузки	3. Работа ленточного свайного фундамента под действием вертикальной нагрузки
4. Устройство свай усиления	
5. Объединение свай усиления и существующего фундамента единым ростверком	
6. Совместная работа существующего фундамента и свай при его усилении под действием вертикальной нагрузки	

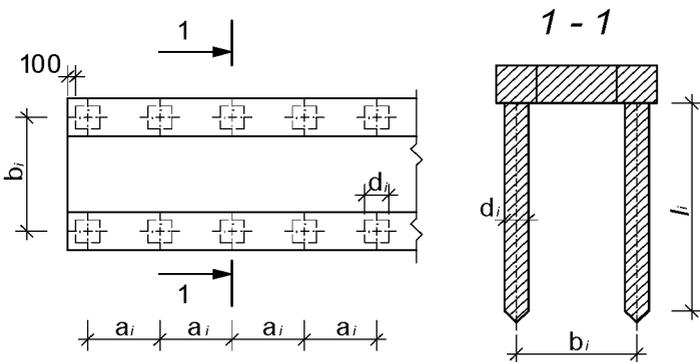


Рис. 1. Модель ленточного фундамента при усилении сваями

На рис. 2 для примера показаны вертикальные перемещения грунта основания системы «ленточный свайный фундамент–основание» при различном шаге свай длиной 9 м (сваи устраиваются без выемки грунта, грунт основания – песок средней крупности). Видно, что чем больше расстояние между сваями, тем лучше включается в работу грунт между свайного пространства и тем лучше реализует свою несущую способность по грунту свая. Характер развития деформаций грунта в основании фундамента существенно меняется при изменении расстояния между сваями, реактивный отпор основания под подошвой ростверка с увеличением расстояния между сваями также увеличивается. Качественно такие же зависимости наблюдаются при оценке вертикальных перемещений грунта основания системы «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи усиления–основание».

На рис. 3 показаны вертикальные перемещения грунта основания системы «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи–основание» для свай длиной 6 м на разных этапах работы. При сравнении величины нагрузки на фундамент до усиления и на ростверк (в состав которого входит существующий фундамент) без учета нагрузки, которую воспринимают сваи, то нагрузка на ростверк больше только за счет увеличения площади.

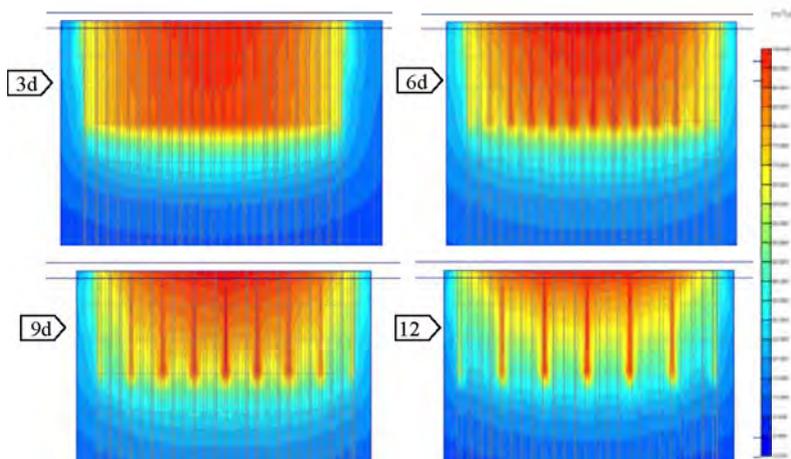


Рис. 2. Вертикальные перемещения грунта основания системы «ленточный свайный фундамент–основание» для свай длиной 9 м при разном продольном шаге свай

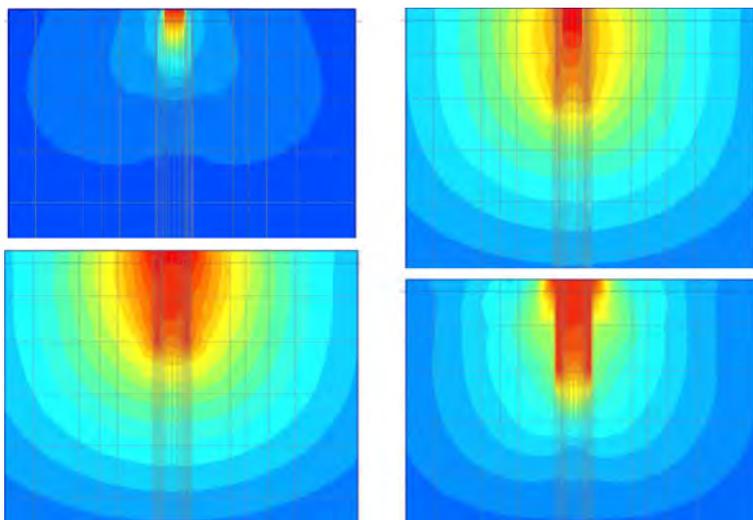


Рис. 3. Вертикальные перемещения грунта основания системы «ленточный фундамент мелкого заложения фундамент–свай–основание» для свай длиной 6 м на разных этапах приложения нагрузки:
a – ленточный фундамент мелкого заложения до усиления; *б* – устройство свай усиления; *в* – объединение свай усиления с существующим фундаментом; *г* – увеличение нагрузки

Проанализировав результаты численного моделирования НДС систем «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи усиления–основание» и «ленточный свайный фундамент–основание», можно сделать выводы о том, что модель системы «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи–основание» соответствует работе ленточного фундамента мелкого заложения до и после усиления сваями, а модель системы «ленточный свайный фундамент–основание» соответствует работе нового ленточного свайного фундамента. То есть, если не учитывать историю приложения нагрузки, то моделирование работы усиленного фундамента получится некорректным.

По результатам численного моделирования были построены графики зависимости нагрузки, воспринимаемой ростверком в составе свайного фундамента, от шага свай в продольном направлении (на рис. 3 для примера показаны такие зависимости для забивных свай на однородном основании из песчаных грунтов при расстоянии между рядами свай 5d). При сравнении графиков рис. 4, а и 4, б видно, что ростверк в составе усиленного фундамента воспринимает большую нагрузку, чем в составе свайного ленточного фундамента при одинаковой внешней нагрузке, в одних и тех же грунтовых условиях и при одинаковых геометрических параметрах фундаментов.

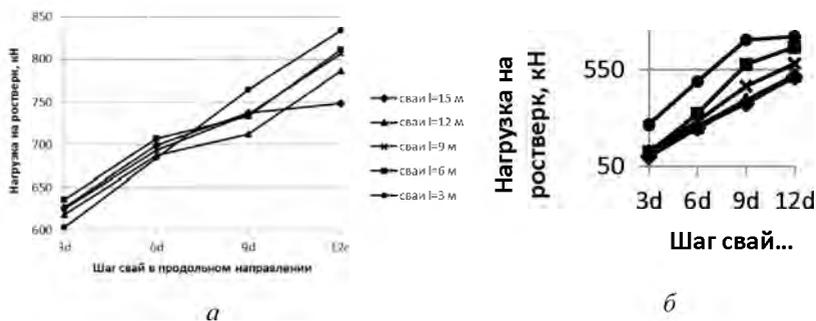


Рис. 4. Зависимость нагрузки, которая воспринимается ростверком, при различной длине свай от шага свай в продольном направлении для систем «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи усиления–основание» (а) и «ленточный свайный фундамент–основание» (б)

Численное моделирование с учетом последовательности приложения нагрузки позволило оценить НДС систем «ленточный фундамент мелкого заложения–сваи усиления–основание» и «ленточный свайный фундамент–основание». Реактивный отпор основания под подошвой ленточного фундамента мелкого заложения до и после усиления практически не меняется (при увеличении нагрузки после устройства свай изменение 5–8 % объясняется включением в работу конструкции усиления), сваи включаются в работу только после увеличения внешней нагрузки. Реактивный отпор основания под подошвой ленточного свайного фундамента постепенно растет с увеличением внешней нагрузки, то есть характер распределения нагрузки между ростверком и сваями в составе нового и усиленного фундаментов существенно отличается, что подтверждается испытаниями на маломасштабных моделях [2] и натурных свайных фундаментов [3, 4].

Результаты численного моделирования подтвердили необходимость учета последовательности приложения нагрузки при моделировании работы усиленного сваями фундамента мелкого заложения. Воспроизведение истории загрузения при моделировании усиления позволяет получать более экономичные проектные решения.

Литература

1. Блащук, Н.В. Сумісна робота існуючого фундаменту і паль при його підсиленні: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Н.В. Блащук. – Київ, 2012. – 212 с.
2. Маєвська, І.В. Результати модельних досліджень стрічкових фундаментів мілкового закладання, що підсилюються палями / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2009. – № 2(7). – С. 64–69.
3. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М. : Стройиздат, 1994. – 377 с.
4. Бартоломей, А.А. Расчет осадок ленточных фундаментов / А. А. Бартоломей. – М. : Стройиздат, 1972. – 121 с.

УДК 624.159.4

**К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ
И ПРИМЕНЕНИЯ ЦЕМЕНТНЫХ РАСТВОРОВ
ДЛЯ СТРУЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ
ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ**

Богов С.Г.

ООО «ИСП Геореконструкция», г. Санкт-Петербург, Россия

В статье приведены результаты исследований реологических свойств цементных растворов с различным водоцементным соотношением и различными химическими добавками. Ясное понимание физических процессов происходящих в грунте при струйной цементации позволяет произвести бездефектное формирование закрепленного массива с известными прочностными свойствами, без гидравлических разрывов грунта и подъемов поверхности, включения в закрепляемую область фрагментов незакрепленного грунта и т.д.

The results of studies of the rheological properties of cement mortars with different water-cement ratio, and various chemical additives. Understanding the physical processes occurring in the soil with jet grouting can produce defect-free formation of fixed array with known strength properties without hydraulic fracturing of the soil and surface lifts, inclusion in the frozen region fragments of unfixed soil, etc.

Достоинством струйной цементации является, что с ее помощью можно осуществить закрепление практически все разности грунтов – от песков до глин, выполнить как ограждение котлована, так и усиление отдельного ленточного или свайного фундамента.

В комплекс работ по закреплению грунтов согласно технологии «jet grouting» – струйной цементации входят следующие основные операции: бурение, размыв грунта цементным раствором, перемешивание и создание массива проектного размера, обладающего необходимыми свойствами и, если необходимо, армирование. При этом еще до проблемы создания конструкции в грунте той или иной прочности при проектировании необходимо решить несколько вопросов по формированию компактной струи цементного раствора, позволяющей разрушать грунт, задать расход для гидравлического транспортирования в затрубном пространстве нужного размера частиц закрепляемого грунта. Таким образом, для успешного применения струйной технологии в проекте необходимовентивное решение комплекса задач строительных материалов, гидравлики бурения, механики грунтов и оснований и др.

Формирование струй цементного раствора. Струя цементного раствора, выходящая из гидромонитора формируется при истечении из специальных сопел. Конструкция струйного гидромонитора для закрепления грунтов должна обеспечивать сохранность формы и компактности струи на возможно большем расстоянии от сопла. Качество струи из сопел монитора и полнота преобразования потенциальной энергии жидкости в кинетическую во многом зависит от свойств сопел. Проходя через монитор цементный раствор приобретает большую скорость и дробится по числу сопел на отдельные струи. Сопла в мониторе выполняются, как правило, коноидальными с диаметром на выходе до 5мм. На компактность струи, характер распределения потока существенное влияние оказывает выбор профиля сопел. Коноидальные насадки лучше сохраняют кинетическую энергию струи на выходе и имеют по всей длине самые высокие динамические давления. Сопла с углом конусности равным 130° и цилиндрической направляющей частью на конце равной четырем диаметрам, которая служит для уменьшения сжатия и разбрызгивания струи на вылете. При размыве давление струи на контакте с грунтом превышая прочность грунта на растяжение, обеспечивает разрушение забоя и отделение частиц грунта.

В зависимости от плотности раствора струи $\rho_{ст}$ и окружающей среды $\rho_{ср}$ струи подразделяются [2; 3] на свободные незатопленные, когда $\rho_{ст} > \rho_{ср}$; свободные затопленные, когда $\rho_{ст} = \rho_{ср}$ и несвободные

затопленные, когда $\rho_{ст} < \rho_{ср}$. Струя цементного раствора, достигая стенки скважины, интенсивно промывает грунт, увлекая за собой все разрушаемые частицы. Давление жидкости на выходе из сопел монитора практически равно ее скоростному напору. При этом струя раствора на протяжении полета в воздушной среде претерпевает ряд изменений. На выходе из сопла струя имеет плотную структуру и цилиндрическую форму, по мере удаления от сопла струя, испытывая сопротивление окружающей среды, начинает распыляться, увеличиваясь в поперечном сечении. В результате чего давление по оси струи снижется. На рис. 1 фотографиях, приведенных в [1, 2], истечения струи жидкости диаметром 5 мм под давлением 0,19 МПа и 3МПа. На рис. 1, *в* приведены фото истечения струи в воздушную среду без избыточного давления и в среду находящуюся под избыточным давлением от 0,0021 МПа до 1,45 МПа. На фото рис. 1, *б* хорошо видно образование «вихрей» и разрывов на поверхности струи, а на рис. 1, *в* хорошо видно постепенное увеличение расширения струи при увеличении плотности среды [1, 2].

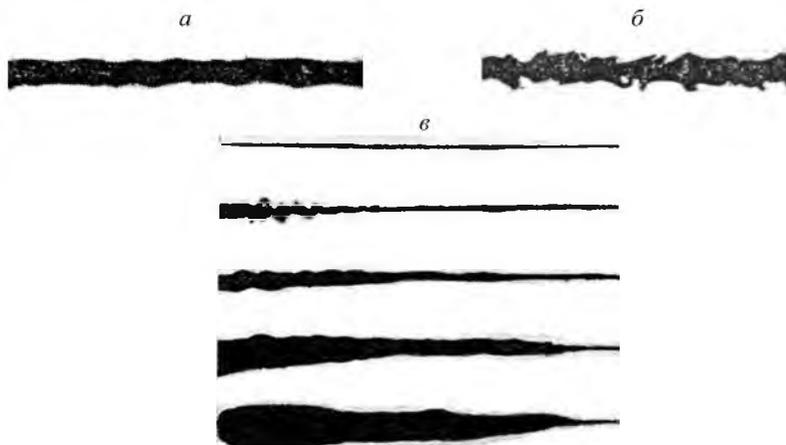


Рис. 1. Истечение в воздушной среде струй диаметром 5 мм под давлением: *а* – 0,19МПа, *б* – 3МПа; *в* – в среде с избыточным давлением от 0,0021 МПа до 1,45 МПа

Исследование реологических свойств цементных растворов.
Для определения реологических параметров и тиксотропных

свойств цементных растворов были проведены исследования на вискозиметре Fann 35SA рис. 2 [3].

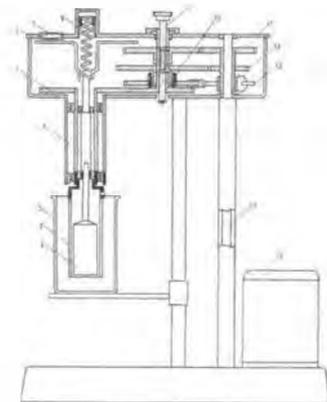


Рис. 2. Принципиальная схема вискозиметра Fann 35SA:

- 1 – измерительный цилиндр; 2 – наружный вращающийся цилиндр; 3 – стакан с испытуемой жидкостью; 4 – вал подвески измерительного цилиндра; 5 – привод наружного цилиндра; 6 – градуированный диск; 7 – реперный визир; 8 – динамометрическая пружина; 9 – переключатель скоростей; 10 – пружинное сцепление; 11 – шестерня привода для частот вращения 300 и 600 об/мин; 12 – шестерня привода для частот вращения 100 и 200 об/мин; 13 – червячное сцепление для частот вращения 3 и 6 об/мин; 14 – промежуточный вал; 15 – двухскоростной (750 и 1500 об/мин) синхронный двигатель

В гидравлических расчетах для Бингамовских жидкостей, к которым относятся цементные и глинистые растворы, используются пластическая вязкость и величина динамического предельного напряжения сдвига. Величина пластической вязкости η_p определялась по формуле:

$$\eta_p = \varphi_{600} - \varphi_{300}, \text{ мПа}\cdot\text{с} \quad (1)$$

где φ_{300} и φ_{600} – углы закручивания в градусах при частотах вращения соответственно 3000 и 600 об/мин.

Величина динамического предельного напряжения сдвига τ_0 определялась по формуле:

$$\tau_0 = 0,4789 \cdot (\varphi_{600} - \varphi_{300}) \text{ Па} \quad (2)$$

Для описания течения жидкостей, когда предельное напряжение сдвига $\tau_0 = 0$ используется степенная модель Освальда-де Вале с двумя реологическим параметрами: $\tau = k(\dot{\gamma})^n$, где k – индекс консистенции, Па·сⁿ; n – показатель степени неньютоновского поведения жидкости; $\dot{\gamma}$ – скорость сдвига, с⁻¹.

Для определения реологической модели цементного раствора, а также для определения параметров k и n используются формулы:

$$n = 3,32 \cdot \lg \frac{\varphi_{600}}{\varphi_{300}}, \quad (3)$$

$$k = 511 \cdot 10^{-3} \cdot \varphi_{300}, \text{ Па} \cdot \text{с}^n; \quad (4)$$

Значение кажущейся вязкости для степенной жидкости определялись по формуле

$$\eta = k \cdot (\dot{\gamma})^{n-1}, \quad (5)$$

Оценка тиксотропии цементных растворов производится по скорости и степени гелеобразования в состоянии покоя. Эти свойства характеризуются значениями напряжения сдвига, необходимого для разрушения структуры цементного раствора. Исследовались цементные растворы на основе портландцемента М400 (ЦЕМ II/A-Ш32,5 Б) с В/Ц = 1; 0,75 и 0,5 с различным содержанием добавок суперпластификатора С-3, жидкого стекла, хлористого кальция и без добавок [3]. Показания снимались для шести значений вращения цилиндра 600, 300, 200, 100, 6 и 3 об/мин при температуре воздуха 20°С.

Таблица 1

Составы цементных растворов

№ состава п/п	В/Ц раствора, хим. добавка % от веса цемента		
	В/Ц=0,5	В/Ц=0,75	В/Ц=1
1	без добавок	-⟨⟩-	-⟨⟩-
2	Na ₂ SiO ₃ - 1%	-⟨⟩-	-⟨⟩-
3	С-3 - 0,17% + Na ₂ SiO ₃ - 1%	-⟨⟩-	-⟨⟩-
4	CaCl ₂ - 2%	-⟨⟩-	-⟨⟩-

Реологические характеристики цементных растворов

№ п/п состава	В/Ц цементного раствора	n	k, Па·с	Статическое напряжение сдвига, Θ , Па через, с		Пластическая вязкость η_p , мПа·с	Динамическое предельное сопротивление сдвига τ_0 , Па
				10	600		
1	В/Ц=0,5	0,64	0,468	5,267	7,66	28	10,534
	В/Ц=0,75	0,73	0,08	1,915	4,31	9,5	2,394
	В/Ц=1	0,83	0,026	0,718	2,87	7	0,958
2	-«-»-	0,66	0,541	6,703	13,41	38,5	13,167
	-«-»-	0,65	0,246	3,83	7,661	16	5,746
	-«-»-	0,88	0,027	2,394	6,703	11	0,958
3	-«-»-	0,65	0,541	6,703	13,41	34	12,445
	-«-»-	0,86	0,039	1,676	5,746	13	1,436
	-«-»-	1,1	0,005	0,958	6,703	10,3	0
4	-«-»-	0,7	0,256	4,549	8,14	25,5	7,182
	-«-»-	0,85	0,032	1,197	3,83	10	1,197
	-«-»-	0,95	0,011	0,958	2,872	7,5	0

Исследованные цементные растворы можно отнести к жидкостям Освальда-де Ваале. На графиках (рис. 3) в логарифмических осях практически все экспериментальные точки располагаются на прямых линиях. Для анализа реологических свойств растворов при течении растворов в кольцевом пространстве рекомендуется использовать показания для частот вращения 3 и 6 об/мин.

Для технологии закрепления jet-1, как правило, используются штанги диаметром 76 мм, а долото 93 мм или 112 мм, при технологии jet-2 применяются штанги диаметром 89 мм и долото 112 или 132 мм. Таким образом, через кольцевое пространство которое имеет зазор, в данном случае от 8,5 мм до 18 мм необходимо транспортировать весь избыточный в скважине грунтоцемент. Средняя скорость жидкости в кольцевом пространстве определяется по формуле:

$$v_n = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot (D_2^2 - D_1^2)} \text{ м/с} \quad (5)$$

где Q – расход жидкости, м³, D₁ и D₂ – диаметры труб и скважины соответственно, м.

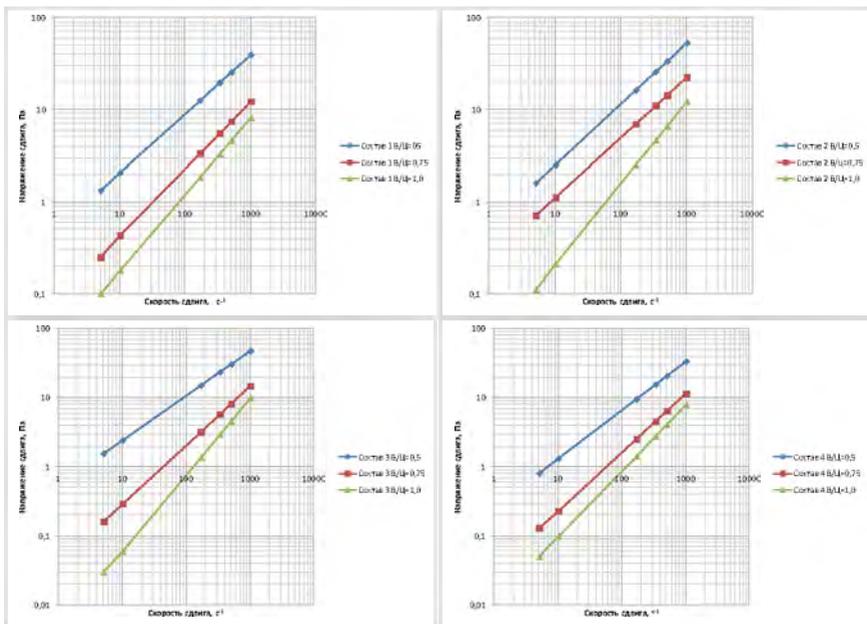


Рис. 3. Реограммы исследованных цементных растворов в логарифмических осях

Скорость осаждения v_{oc} частиц выбуренного шлама с диаметром D движущегося со скоростью v_{cp} в потоке с плотностью $\rho_{ш}$ по данным [5] можно рассчитать по формуле

$$v_{in} = \frac{69,12 \cdot \left(\rho_{ш} - \rho \right) D v_{cp}^2}{1,07 \tau_0 \cdot \left(R_2 - R_1 \right) + 3,33 \eta \cdot v_{in}^2}, \text{ м/с} \quad (6)$$

Очевидно, что для прокачивания и транспортирования цементного раствора, обогащенного разрушенной породой в затрубном пространстве, нужны значительные расход и давление цементного раствора. Для слоя грунта, подвергаемого закреплению, известен гранулометрический состав и процентное содержание частиц диаметром большим D , который останется в скважине и будет являться «инертным» заполнителем цементогрунта, частицы диаметром меньшим D будут транспортироваться из скважины на поверхность в виде излива (рис. 4) [6]. Массив цементогрунта будет состоять из частиц закрепляемого объема грунта, частиц цементного раствора,

со своим водотвердым отношением В/Т. Оценку прочностных свойств получаемого цементогрунтового материала можно произвести по следующим данным: В/Ц отношению цементного раствора, влажности и гранулометрическому составу закрепляемого грунта, плотности и прочности изливов из скважин.

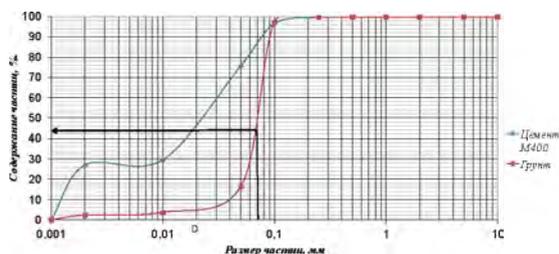


Рис. 4. Интегральные кривые гранулометрического состава закрепляемого грунта и цемента

В случае, если скорость восходящего потока раствора в затрубном пространстве будет ниже скорости осаждения частиц заданного размера D , плотность изливающегося раствора близка к плотности исходного цементного раствора, в скважине можно ожидать явления клаважа, роста давления на стенке скважины и гидроразрыва пласта.

Литература

1. Асатур, К.Г. Исследование кинематики свободной незатопленной струи / К.Г. Асатур // Записки Лен. горн. ин-та, т. ХLI. – 1959. – Вып. 1. – С. 52–61.
2. Цяпко, Н.Ф. Гидроотбойка угля на подземных работах / Н.Ф. Цяпко, А.М. Чапка. – М. : Госгортехиздат, 1960. – 308 с.
3. Богов, С.Г. Исследование свойств инъекционных растворов на основе цемента для качественного закрепления грунтов. Реконструкция и строительство на слабых грунтах / С.Г. Богов, И.А. Запелалов [Интернет-журнал]. – 2000. – № 2.
5. Булатов, А.И. Технология промывки скважин / А.И. Булатов, Ю.М. Проселков, В.И. Рябченко. – М. : Недра. 1981. – 301 с.
6. Ulitsky, V.M. Formation of piles with set strength characteristics / V.M. Ulitsky, S.G. Bogov. – Grouting and deep mixing. – Balkema /Rotterdam/ Broorfield, 1996. – P.773–776.

УДК 624.131.37

**СТРУЙНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ
В ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ ПРАКТИКЕ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

Бойко И.Л., Никитенко М.И., Аль-Хаснави Р.М.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

Статья посвящена опыту применения высоконапорной струйной цементации грунтов в грунтовых условиях Беларуси при реконструкции зданий и сооружений и строительстве в стесненных условиях городской застройки.

The article presents the experience of application of high-pressure jet grouting in soil conditions of Belarus in renovation of a buildings and building in restricted conditions of urban area.

Вступление. В геотехнической практике нашей страны все активнее применяются новые технологии и оборудование. К ним относятся широкий спектр вибрационной техники, оборудование для задавливания свай, технология CFA и другие. Наличие современного оборудования и технологий позволяет решать технически невыполнимые ранее задачи в сложных инженерно-геологических условиях.

Все больше для инъекционного упрочнения грунта применяется технология “Jet Grouting”, получившая у нас название – «струйной технологии». Оборудование для нее (рис. 1) позволяет устраивать сваи в виде неармированных или армируемых бетонных столбов

диаметром до 2,0...2,5 м, улучшать свойства грунтов с недостаточной несущей способностью. Работы при новом строительстве и реконструкции могут выполняться вблизи существующих зданий в условиях плотной застройки без динамических воздействий.



Рис. 1. Оборудование итальянской фирмы Soilmec для струйной технологии

Технология «Jet Grouting» позволяет решать широкий спектр геотехнических задач: закреплять слабые естественные и насыпные грунты (мелиорация грунтов) с изменением характеристик и структуры грунтового массива на месте залегания (in situ) или замещением их твердеющими материалами, выполнять подземные несущие и противодиффузионные конструкции, элементы зданий и сооружений, отдельные сооружения и создавать массивы грунтов с заданными свойствами. При этом можно сооружать под землей фундаменты, сваи, искусственные основания, подпорные стены, горизонтальные или наклонные плиты и экраны, противодиффузионные диафрагмы, завесы и ванны, дренажные конструкции и пр.

В Беларуси технология «Jet Grouting» нашла применение на десятках объектов. В статье отражен такой опыт на примере характерных объектов с учетом проводимых исследований.

Примеры применения «Get-grouting» технологии. Технология «Jet grouting» предусматривает:

- подземное гидравлическое разрушение естественной структуры грунтов, в том числе на большой глубине;
- вынос на поверхность земли разрушенных грунтов;
- перемешивание грунтов с твердеющим раствором или полное их замещение материалом с заданными свойствами.

Высоконапорная цементация грунтов предполагает следующую последовательность работ:

- предварительно пробуренную технологическую скважину опускают монитор, имеющий боковую насадку (возможно и несколько боковых насадок) с соплами;
- к монитору подают под большим напором по гибкому рукаву размывающую жидкость, например, цементный раствор. При этом из сопла насадки выходит высокоскоростная струя раствора, которая размывает грунт, образуя в нем горизонтальную каверну. Размытый грунт вместе с отработанным раствором может частично выноситься на поверхность в виде пульпы;
- монитор приводят во вращение вокруг вертикальной оси при одновременном извлечении.

В результате, по мере подъема вращаемого монитора, часть размытого струей грунта (в пределах радиуса размывающей способности струи) перемешивается с раствором. Таким образом в грунтовом массиве образуется цилиндрический столб из грунтоцементной смеси, который после завершения подъема монитора и затвердевания создает несущий или противофильтрационный элемент из закрепленного грунта (грунтобетона).

Технология высоконапорной цементации грунтов нашла применение на ряде объектов в г. Минске и других городах. Возможности оборудования позволили применить ее при устройстве противофильтрационных ванн, подпорных стен, свай повышенной несущей способности, усилении основания фундаментов зданий при реконструкции, прокладке подземных коммуникаций и др.

При реконструкции цирка в г. Минске на берегу р. Свислочь потребовалось выполнить заглубленный объем под магазин сменных арен. Геотехнические условия оказались сложными - отметка дна котлована оказалась на 3,44 м ниже уровня подземной воды и подошв существующих фундаментов, а основание сложено песчаными грунтами с большими коэффициентами фильтрации. Водопонижение в таких условиях неизбежно вызвало бы значительные деформации фундаментов и существующих конструкций здания цирка. Использовать крупногабаритную буровую технику для устройства свай в стесненных условиях внутри здания было невозможно. Задача казалась технически неразрешимой или осуществление ее влекло значительное увеличение сроков и стоимости строительства. В связи с этим генеральный проектировщик – институт «Минскпроект» - обратился за консультацией к специалистам кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ и под научным руководством ее заведующего – доктора технических наук, профессора Никитенко М.И. УП «Минскпроект» был разработан проект создания противофильтрационной ванны. Стены и днище ее были выполнены в обводненном грунте ООО «Специнпортстрой» из пересекающихся свай и цилиндрических элементов по технологии высоконапорной инъекции с помощью малогабаритного оборудования «Jet Grouting» (рис. 2).



Рис. 2. Устройство противофильтрационной ванны установкой «Jet Grouting» при реконструкции здания цирка.

Сваи ограждения ванны и примыкающего котлована $\varnothing 800$ мм имели длины соответственно 9,25 и 4,0 м (рис. 3). Вместо первоначального варианта армирование свай двутаврами при стесненности в здании для оборудования требуемой грузоподъемности были приняты высокопрочные полые стержни типа «Титан» с винтовой накаткой, соединяемые по длине секциями при помощи навинчиваемых муфт. Для устройства водонепроницаемого дна и исключения попадания воды в котлован ниже отметки его дна предусмотрено устройство с поверхности цилиндрических элементов $\varnothing 1000$ мм с их взаимным пересечением.

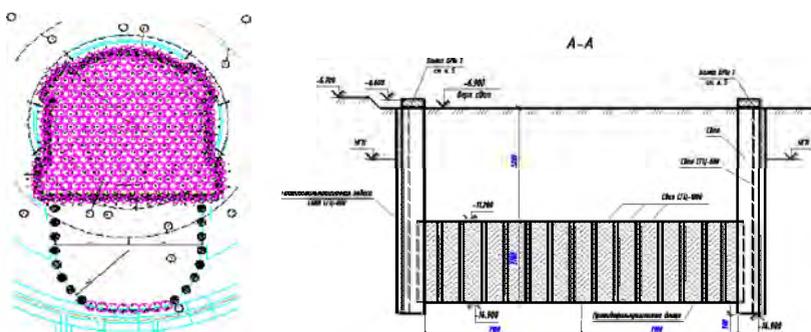


Рис. 3. Схема расположения буронагреваемых свай в составе стен и дна ванны, а также ограждения котлована для магазина сменных арен.

В процессе разработки грунта внутри ванны произошло проникновение воды в котлован (рис. 4) через небольшие щели (ширина 5...10 см, высота до 30 см) между стволами свай, возникшие за счет их изготовления при отрицательной температуре в январе–феврале 2010 года, хотя оборудование «Jet Grouting» не предназначено для работы зимой. Замерзание воды и цементного раствора приводило к остановке процесса размыва и инъекции, что и послужило причиной брака. Устранение протечек оказалось достаточно сложной инженерной задачей в виду значительного количества поступающей воды и ее напорного характера. Для закупорки зазоров между сваями использовалась вспенивающаяся однокомпонентная полиуретановая смола. Далее внутри ванны была устроена гидроизоляция и прижимная железобетонная облицовка (рис. 5).



Рис. 4. Раскопка котлована внутри ванны и протечки в нее воды



Рис. 5. Выполнение внутри ванны гидроизоляции и облицовки

Огромная противофильтрационная ванна рядом с цирком требовалась для котлована под многофункциональный комплекс с гостиницей «Кемпински» в г. Минске в квартале – ул. Я. Купалы – р. Свислочь – просп. Независимости, под которым проходят тоннели метро (рис. 6).

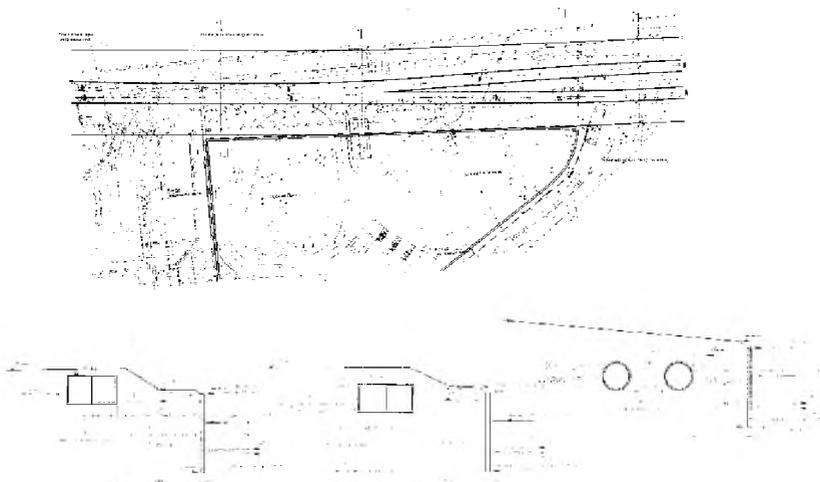


Рис. 6. План расположения ограждения котлована и расположение тоннелей метро возле него

Для ограждения котлована и в качестве несущих конструкций подземных этажей зданий комплекса по его контуру запроектиро-

ваны траншейные стены, возводимые методом «стена в грунте» (рис. 6, 7). Они имеют толщину 0,8 м и заглубление ниже дна котлована 14,5 м, причем за счет водонепроницаемого материала и при замкнутом контуре выполняют еще и противодиффузионную функцию, исключая приток воды в котлован сбоку.

Рис. 7. Стены «стена в грунте»

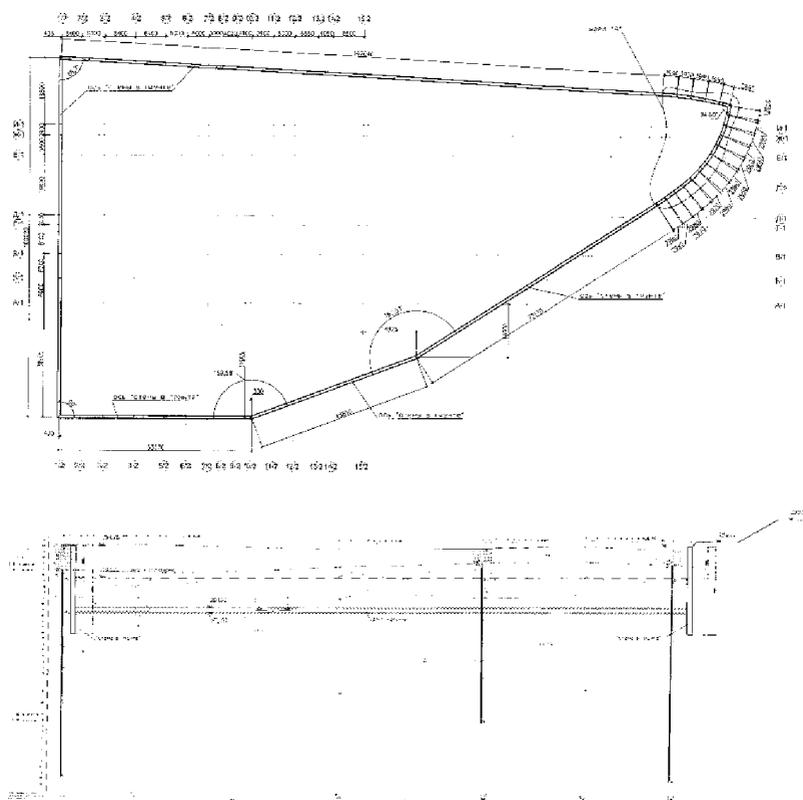


Рис. 7. Траншейные стены по контуру котлована и положение горизонтального противодиффузионного экрана в продольном разрезе

Для предотвращения возможности подтопления котлована снизу напорными водами проектом предусмотрено устройство ниже фундаментной плиты горизонтального противодиффузионного экрана высотой 0,8 м при отметке его верха ниже фундаментной плиты.

Этот экран создается из грунтоцементной смеси по струйной технологии в виде пересекающихся джет-колонн диаметрами от 1,2 м до 1,6 м. Глубина устройства такого горизонтального противодиффузионного экрана обусловлена необходимостью погашения напора подземной воды за счет наличия над ним слоя грунта под устраиваемой фундаментной плитой. Теоретическая проницаемость экрана принята в проекте 0,009 м/сут. Это должно было обеспечить защиту от прорыва подземных вод в котлован.

Проект противодиффузионной ванны и работы по ее устройству (рис. 8) выполнены СП «ОСНОВА-СОЛСИФ», г. Киев.



Рис. 8. Строительные работы на котловане для многофункционального комплекса «Кемпински»

При раскопке котлована оказалось, что сплошность горизонтального противодиффузионного экрана не была достигнута из-за

некачественно выполненных работ. В этой связи потребовался водоотлив из котлована для возможности производства в нем строительных работ по устройству фундаментной плиты. Откачка воды привела к выносу песка и их скоплению во многих местах на поверхности плиты

Высоконапорная цементация применена и при строительстве канализационного коллектора «Центр» в г. Минске, где закрепление грунтов у наружной стенки колодца для входа и выхода продавливаемых труб позволило исключить вывалы грунта (рис. 9).

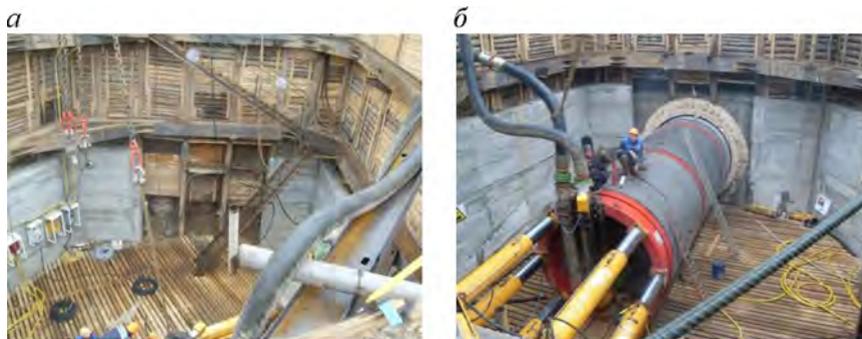


Рис. 9. Работы в колодце для проходческого щита канализационного коллектора «Центр»:

а – закрепленный высоконапорной струйной цементацией грунт в зоне продавливания труб коллектора через торцевую стену; *б* – процесс продавливания труб коллектора через торцевую стену колодца

Наличие линз и слоев рыхлых песчаных или малопрочных глинистых грунтов при залегании на значительной глубине в активной зоне под подошвами фундаментов не позволяет использовать такие основания без улучшения их свойств. Наиболее простым и дешевым способом усиления в таких условиях оказывается армирование слабых слоев грунта вертикальными цементно-грунтовыми столбами, изготавливаемыми по технологии “Jet Grouting”. В результате армирования основания модуль деформации грунта изменяется от 5...7 МПа (природное значение) до 20...30 МПа. Испытания на ряде объектов фрагментов фундаментных плит размером в плане 2,0×2,0 м подтвердили результаты выполненных расчетов.

Технология «Jet Grouting» нашла применение при устройстве ограждения строительного котлована здания ОАО «Приорбанк» во врезке на склоне между существующими зданиями по пр. Победителей в г. Минске (рис. 10), проект которого разработан ЧПУП «Моноракурс». В качестве ограждающей конструкции применена свайная стена из армированных буронабивных свай с заполнением промежутков между ними неармированными сваями, изготовленными по технологии «Jet Grouting». Для обеспечения устойчивости стены применены грунтовые анкеры системы «Титан», которые изготавливались также за счет высоконапорной инъекции через полые трубчатые тяги из высокопрочной стали с наружным винтовым профилем для натяжных гаек. Закачка цементного раствора под большим напором обеспечивала создание уширенных корней.

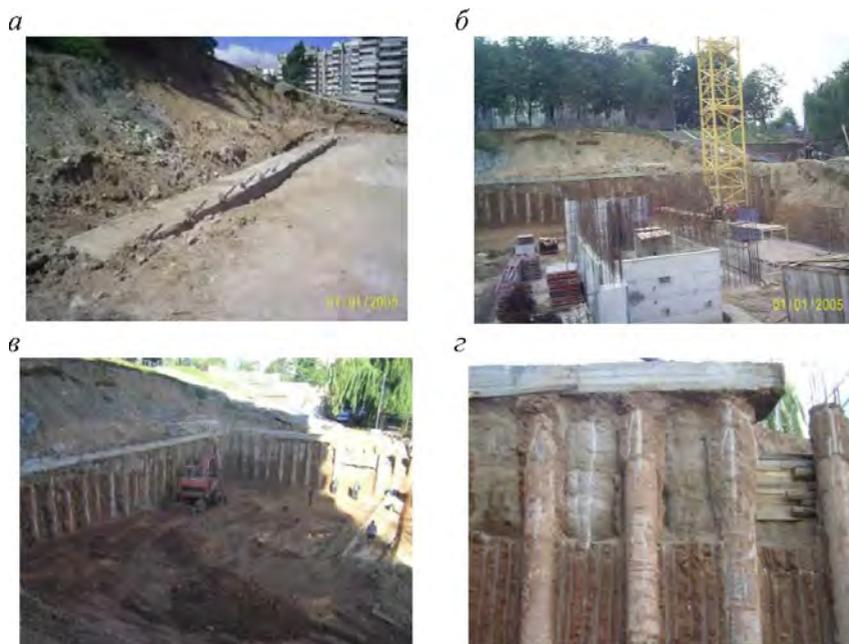


Рис. 10. Ограждение котлована для здания ОАО «Приорбанк» по пр. Победителей в г. Минске:

- а* – анкерование верхнего монолитного железобетонного обвязочного пояса перед раскопкой котлована; *б, в* – общий вид котлована в процессе возведения здания; *г* – фрагмент свайной стены с обвязочным поясом сверху

При строительстве подземной станции очистки воды на Белорусском металлургическом заводе в г. Жлобине (рис. 11) и технологической линии по производству листового полированного стекла мощностью 780 т стекломассы в сутки с цехом приготовления шихты на ОАО «Гомельстекло» в р.п. Костюковка Гомельской обл. и устройстве глубоких котлованов для их возведения выявили слои слабого грунта в активной зоне под подошвой фундамента (пылеватые пески $\varphi = 14^\circ$, $C = 4$ кПа, $E = 4$ МПа).

Слабые грунты находились и в активной зоне подпорной стены, поэтому не обеспечивалась надежная эксплуатация самого сооружения и удерживающей свайной стены при принятой длине свай.



Рис. 11. Ограждение котлована из буронабивных свай диаметром 1,0 м на БАЗ в г. Жлобине

Для улучшения свойств грунта предусмотрено устройство армированного основания под подошвой фундаментной плиты, а вдоль свайной подпорной стены 2 рядов упрочненных грунтоцементных столбов $\varnothing 1000$ мм с длинами по 4 м, выполненных методом струйной цементации. Такое решение обеспечило устойчивость свободной стены и позволило сократить длину свай при заглублении ниже дна котлована на 4,5 м (рис. 12).

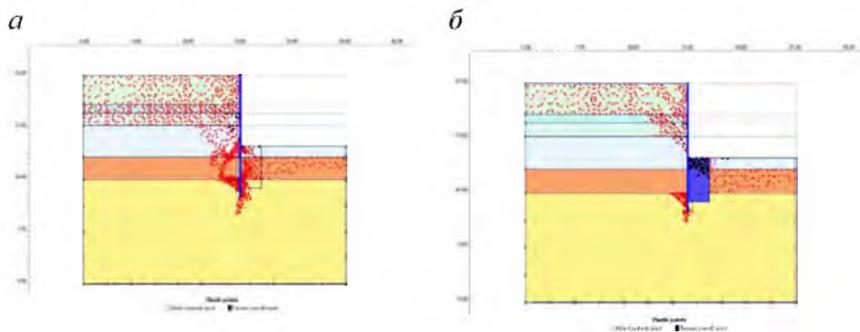


Рис. 12. Зоны развития пластических деформаций в основании подпорной свайной стены:
а – без упрочнения грунта ниже дна котлована;
б – с упрочнением грунта ниже дна котлована

Высоконапорная цементация грунтов применена при реконструкции здания Минского городского штаба МЧС. Неправильное армирование этой плиты при неверно принятой расчетной схеме привело к неравномерным ее осадкам и деформациям надземных конструкций здания. Посредством высоконапорной инъекции были созданы по контуру деформированной железобетонной фундаментной плиты здания грунтоцементные опоры с консолями.

Применение технологии «Jet Grouting» позволило существенно увеличить несущую способность набивных свай при устройстве фундамента под силос для хранения сахара на объекте «Реконструкция ОАО «Скидельский сахарный комбинат». Сваи устраивались в пылеватых и мелких песках при высоком уровне подземной воды. Проектом, разработанным ЧПУП «Моноракурс», предусмотрено устройство уширения под острием свай. С этой целью в ее ствол на всю длину закладывалась опускаемая вместе с каркасом полиэтиленовая труба Ø150 мм, через которую затем опускался монитор и выполнялось уширение. Для уточнения параметров инъекции и расхода материалов, а также определения прочности грунтоцемента, выполнялись опытные сваи с последующей их откопкой (рис. 13,а). Для определения прочности из уширения были выбурены керны и испытаны в лаборатории (рис.13, б–г).

Испытания свай показали их способность при длине 7,8 м и стволе Ø 600 мм воспринимать нагрузку не менее 3800 кН.



Рис. 13. Исследование свай на объекте:
 а – откопанная свая и уширение; б – керны, выбуренные из уширения;
 в – испытания кернов; г – испытанные образцы

Несмотря на широкое внедрение технологии «Jet Grouting», в нормативной литературе [1] отсутствует информация с методикой определения прочности грунтоцемента, размеров зон инъекции в различных грунтовых условиях в зависимости от скорости перемещения монитора, давления струи на выходе и расхода инъекционного материала. Это вынуждает пока закладывать в проекты до-

рогостоящие эксперименты, либо большие запасы прочности, что неизбежно приводит к неоправданным затратам и существенно удорожает строительство. Попытка выявить качественную картину влияния давления и времени инъекции в песчаных грунтах на размеры ее зоны предпринята сотрудниками кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ. Эксперименты выполнялись в лотке с прозрачной стенкой. Для инъекции использовалось оборудование, позволяющее создавать давление на выходе из сопла до 45 бар. Лоток заполнялся песком с варьированием его плотности и крупности. На рис. 13 приведены результаты экспериментов.

Эти опыты показали, что при инъекции в песке образуется полость, размеры которой зависят от плотности его сложения, давления струи на выходе, времени инжецирования. Вокруг полости образуется область «пропитки» песка с увеличением его влажности.

Проведенные исследования позволят определить область наиболее эффективного использования технологии «Jet Grouting» в условиях залегания песчаных грунтов Беларуси, сократить дорогостоящие натурные эксперименты, проведение которых необходимо для разработки нормативных документов.

Литература

1. Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-45-2006 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2006. – 33 с.
2. Проектирование и устройство оснований из армированного грунта : пособие П 10-01 к СНБ 5.01.01-99 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2002. – 44 с.
3. Геотехнические реконструкции оснований и фундаментов зданий и сооружений : пособие П 10-01 к СНБ 5.01.01-99. – Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2001. – 120 с.
4. Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай : пособие П 18-04 к СНБ 5.01.01-99. – Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2005. – 79 с.

УДК 624.131.37

**ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
НА ФУНДАМЕНТАХ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ
И НА ОСНОВАНИЯХ, АРМИРОВАННЫХ
ГРУНТОЦЕМЕНТНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ**

**Винников Ю.Л., Ларцева И.И.,
Харченко М.А., Мирошниченко И.В.**

*Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина*

Приведены результаты численного 3D-моделирования напряженно-деформированного состояния систем «ленточный ростверк – фундаменты в пробитых скважинах – замоченное лессовое основание» и «плитный фундамент – армированное по буросмесительной технологии слабое глинистое основание», которые сравниваются данными наблюдений за осадками зданиями и сооружениями.

The results of numerical 3D simulation of stressed-deformed state of systems «strip grillage – foundations in the punched holes – saturated loessial base» and «slab foundations – clay bases reinforced by boring and mixing technology» are presented. This results and dates of long-term settlement observations of buildings and structures are compared.

Фундаменты в пробитых скважинах (ФПС) отличает высокая степень использования несущей способности основания вследствие формирования в нем уплотненной зоны грунта. ФПС позволяют почти исключить земляные и опалубочные работы, уменьшить расход бетона и металла, трудоемкость работ, ускорить возведение ну-

левого цикла по сравнению с фундаментами, возводимыми с выемкой грунта и погружением в массив сборных элементов [1].

Метод ПолтНТУ [2, 3] расчета ФПС учитывает параметры их уширений и уплотненных зон в зависимости от характеристик трамбовки, материала уширения и грунта, расстояния между осями ФПС. Недостаток методов определения осадок зданий на ФПС в составе ленточных ростверков по схеме одиночных свай с уширением [3] – не учет взаимодействия зон влияния соседних ФПС, что при расстоянии между их осями $\ell_w = 3 + 5d$ (d – диаметр поперечного сечения ствола ФПС) существенно занижает фактические осадки оснований фундаментов. Для совершенствования методики расчета осадок ФПС в составе ленточных ростверков за базовое целесообразно принять решение плоской задачи механики грунтов.

Решения геотехнических задач в осесимметричной версии метода конечных элементов (МКЭ) в физически [4] и геометрически [5] нелинейной постановке достаточно адекватно моделируют напряженно-деформированное состояние (НДС) массива при устройстве отдельных фундаментов с уплотнением грунта и их последующей работе. Но эти решения не корректно использовать для оценивания взаимодействия ФПС в составе ленточных ростверков с грунтом.

Пространственная КЭ модель системы «ленточный ростверк – ФПС – основание» («ЛР – ФПС – О») составлена для реального 9-этажного здания в Полтаве. Глубина ФПС – 2,5 м, диаметр ствола – 0,5 м, объем втрамбованного в уширение щебня – 2,0 м³ (диаметр его поперечного сечения – 1,1 м). Ленточный ростверк имеет размер поперечного сечения 500х400 мм с глубиной заложения 1,4 м. Шаг ФПС – 2000 мм. Погонная нагрузка на ростверк – 450 кН.

Грунтовые условия представлены замоченными лессовыми суглинками с модулем деформации $E = 5 - 9$ МПа. Уровень грунтовых вод – 4,6 м от поверхности земли. Размеры модели (рис. 1) в Plaxis 3D (Version 1.6) составляют: ширина 2 м; длина 16 м; глубина 15 м. При генерации КЭ сетки использована средняя глобальная крупность. Локальное сгущение КЭ сетки было выполнено возле ФПС. При этом 2D-сетка состояла из 1308 треугольных КЭ, 3269 узлов, а 3D-сетка – из 36623 КЭ, 101159 узлов и 42000 точек напряжений. Средний размер КЭ – $114,5 \cdot 10^{-3}$ м.

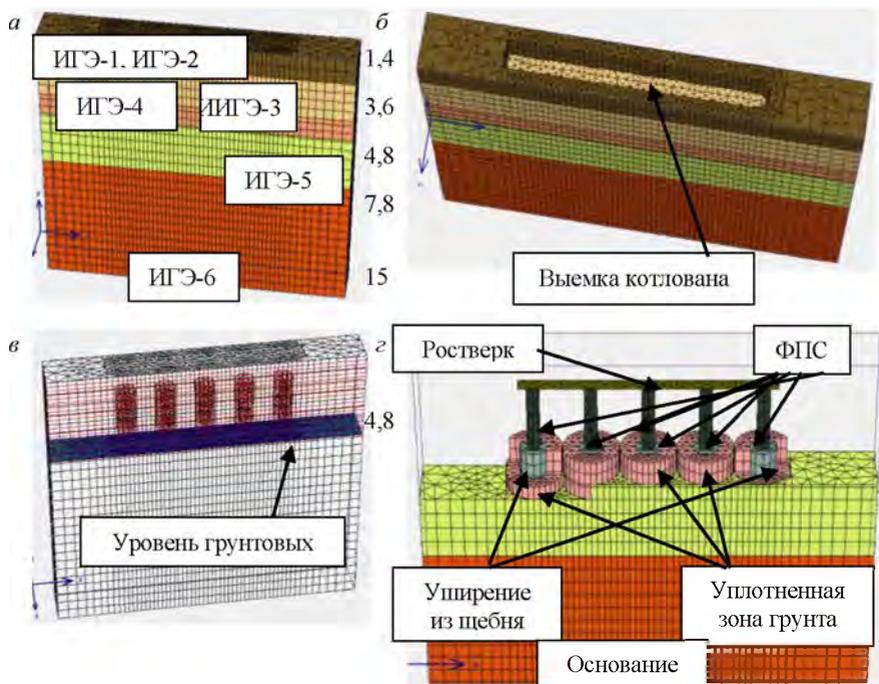


Рис. 1. КЭ модель системы «ЛР – ФПС – О»:

a – 3D КЭ сетка; *б* – на стадии выемки грунта; *в* – уровень грунтовых вод
z – устройство ФПС и ростверка; ИГЭ-1...ИГЭ-6 – инженерно-геологические элементы, на которые разбито основание

Для имитации НДС грунтов, уширений и уплотненной зоны использована нелинейная модель с критерием прочности Мора – Кулона (МС). Заданы ее параметры: 1) дренированное, недренированное или непористое поведение грунта; 2) удельный вес в природном γ_{unsat} и в водонасыщенном состоянии γ_{sat} ; 3) коэффициенты фильтрации k_x, k_y, k_z ; 4) модуль деформации E ; 5) коэффициент Пуассона ν ; 6) угол внутреннего трения грунта ϕ ; 7) удельное сцепление c ; 8) угол дилатации $\psi = 0$. Поведение грунта – дренированное.

Свойства грунтов определены лабораторными испытаниями. Для грунтов, расположенных выше уширения, использованы испытания на прямой сдвиг предварительно уплотненных водонасыщенных образцов с обработкой результатов способом полной логарифмической перестройки; для грунтов под уширением – с обработкой данных по стандартной методике. Эти значения были исходными для определе-

ния параметров прочности уплотненной зоны. Гидростатическое давление воды учтено уровнем грунтовых вод (рис. 1, в).

Для железобетонного ствола использована упругая модель Гука (изотропной линейной упругости). Ростверк задавался как плоский элемент. Ему присвоены изотропные упругие свойства бетона.

Этапы задачи: 1) гравитационная загрузка расчетной области весом грунта и определение начального НДС массива; 2) устройство выемки под ростверк до отм. -1,400 м; 3) устройство ФПС и ростверка, равномерная загрузка. Использован расчет пластического состояния.

Рассчитанные осадки основания системы «ЛР – ФПС – О» и деформированная сетка КЭ приведены на рис. 2. На рис. 3 сравниваются графики «нагрузка F – осадка S » по результатам 2D и 3D моделирования, а также длительных геодезических наблюдений за зданиями на ФПС в составе ленточных ростверков в условиях водонасыщенных лессовых грунтов. Относительная погрешность результатов 2D и 3D моделирования и натурных наблюдений – до 15 %. Графики имеют четко выраженный криволинейный характер, т.е. грунт вокруг ФПС, их уширений и ростверков работает в пластической стадии.

Изополя распределений полных напряжений приведены на рис. 4, а, относительные касательные напряжения – на рис. 4, б, пластические точки – на рис. 4, в. Из анализа последних заметно, первоначально в пластическую стадию переходит уплотненный грунт возле уширения, потом вокруг ствола ФПС, после чего пластические зоны возникают в основании под уплотненной зоной уширения.

Сравнением результатов 2D и 3D моделирования МКЭ при использовании упруго-пластической модели и данных геодезических наблюдений за осадками зданий на ФПС установлено, что при расстоянии между их осями до $\ell_w = 5d$ в составе ленточного ростверка грунт между и вокруг ФПС работает как единый массив. Для упрощения расчета осадок их оснований корректной есть расчетная схема в виде условного ленточного фундамента шириной, равной диаметру уширения, глубиной, соответствующей его низу, и с уплотненной зоной под уширением. Модуль деформации в ней возможно принять как три величины природного грунта, а на значения модуля деформации замоченных лессов, определенные компрессионными испытаниями, не вводят повышающих коэффициентов.

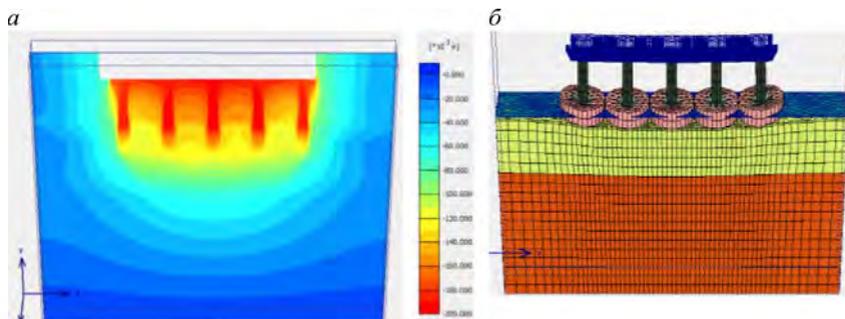


Рис. 2. Деформации системы «ЛР – ФПС – О»:
a – изополя распределения вертикальных деформаций U_y ; *b* – деформированная сетка, условно увеличенная в 5 раз

Нагрузка F , кН

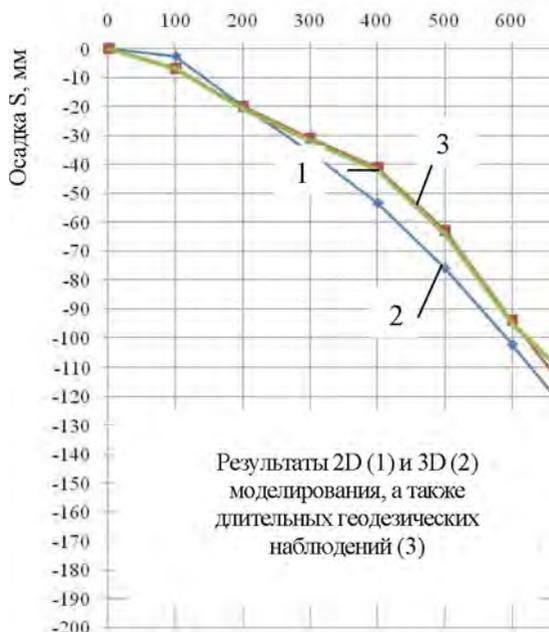


Рис. 3. Сравнение графиков «нагрузка F – осадка S » по результатам 2D (1) и 3D (2) численного моделирования МКЭ, а также длительных геодезических наблюдений (3)

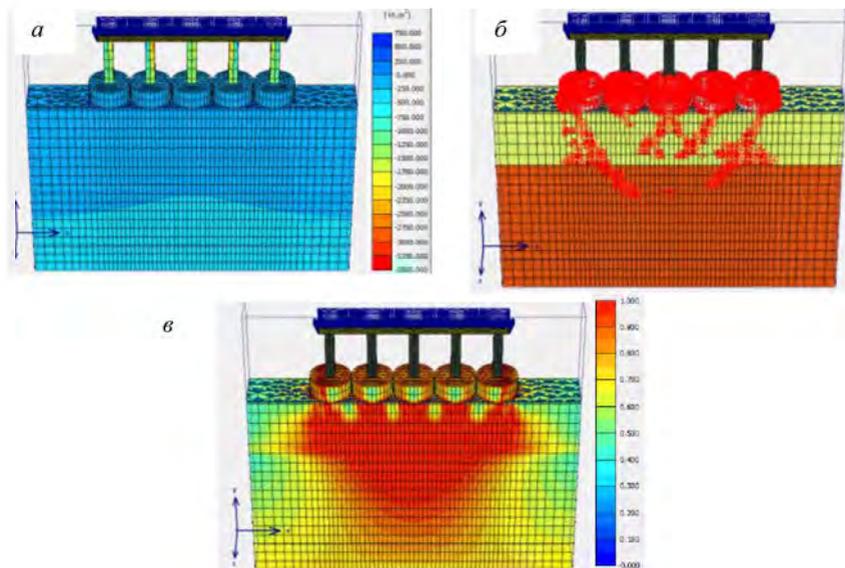


Рис. 4. Напряжения в системе «ЛР – ФПС – О»:

a – изополюса полных средних напряжений в 3D КЭ сетке;

б – относительные сдвиговые напряжения; *в* – точки развития пластических деформаций в массиве вокруг ФПС

Популярен для уменьшения осадок сооружений и метод улучшения свойств слабых массивов устройством вертикальных элементов армирования по буромесительной технологии [6, 7]. Авторы усовершенствовали методику моделирования по 3D версии МКЭ с использованием упругопластической модели изотропного упрочнения грунта (HSM) влияния параметров грунтов и элементов армирования на НДС системы «плитный фундамент – армированное основание» при циклическом режиме нагружения [8]. Расчетная область ниже подошвы плиты (зернохранилища), ограничена мощностью сжимаемой толщи, определенной методом послойного суммирования из условия $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$, – 15 м (рис. 5). При моделировании НДС армированного основания толщугрунтов на глубину 8 м в пределах площади плиты заменяли на грунты со средневзвешенными характеристиками армированного массива. Модули упругости определяли увеличением модулей деформации для слабых грунтов в 10, а остальных – в 5 раз. Графики рассчитанных осадок от давления на основание по моделям МС и HSM приведены на рис. 6.

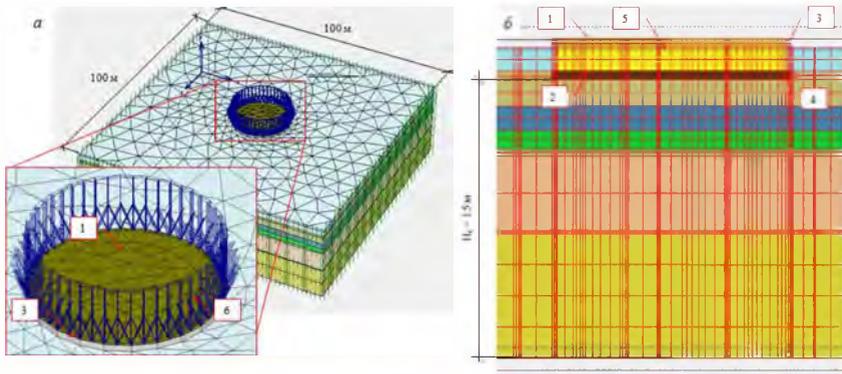


Рис. 5. Расчетная схема для моделирования НДС силоса зернохранилища:
а – общий вид модели и сетка конечных элементов; *б* – расчетная схема в разрезе;
 1 – верхняя ж/б плита; 2 – нижняя ж/б плита (дно силоса); 3 – стенка плитного фундамента; 4 – щебеночная подушка; 5 – уплотненный песок; 6 – нагрузка от веса стен силоса и надсилосных конструкций; H_c – глубина сжимаемой толщи грунтов

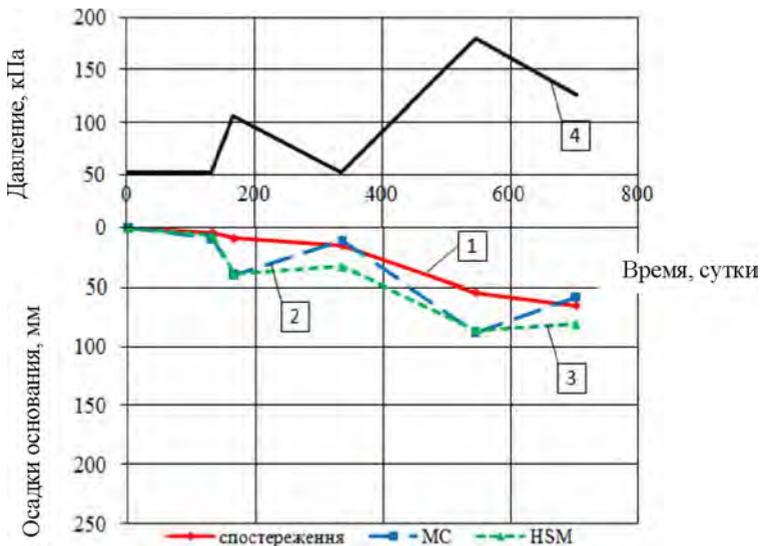


Рис. 6. Средние осадки, мм, силоса на армированном основании в зависимости от давления на основание и времени, сут, и режима его приложения по:
 1 – геодезическим наблюдениям; 2 – расчетом МКЭ по модели MC; 3 – расчетом МКЭ по модели HSM; 4 – давление на основание, кПа

Адекватность применения HSM для оценки НДС армированных оснований плитных фундаментов подтверждена сравнением рассчитанных осадок с данными геодезических наблюдений. Разница рассчитанных и измеренных величин осадок – до 20–30 %.

Литература

1. Крутов, В.И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев – М. : АСВ, 2012. – 560 с.
2. Определение форм и размеров уширений и зон уплотненного грунта фундаментов в пробитых скважинах / Н.Л. Зоценко [и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 5. – С. 2–4.
3. Посібник з проектування та спорудження фундаментів у пробитих свердловинах (до СНиП 2.02.03-85)/ – К. : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. – 1997. – 72 с.
4. Шапиро, Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники: монография / Д.М. Шапиро. – Воронеж : Научн. книга, 2012. – 164 с.
5. Винников, Ю.Л. До оцінки напружено-деформованого стану основ фундаментів у пробитих свердловинах методом математичного моделювання / Ю.Л. Винников // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Вип. 9. – Рівне: РДТУ, 2003. – С. 394–398.
6. Методы подготовки и устройства искусственных оснований / Р.А. Мангушев [и др.]. – М.;СПб. : Изд-во АСВ, 2012. – 280 с.
7. Characteristics of manmade stiff grounds improved by drill-mixing method / M. Zotsenko [et al.] // Proc. of the 15th European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. – Athens, 2011 – P. 1097–1102.
8. Винников, Ю.Л. Численный расчет армированного основания в вероятностной постановке / Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, В.И. Марченко // Численные методы расчетов в практической геотехнике : сб. статей научн.-техн. конф. – СПб. : СПбГАСУ, 2012. – С. 86–93.

УДК 624.159

**ТЕХНОЛОГИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ
ФУНДАМЕНТНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ
ПУТЕМ УСТРОЙСТВА ПЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Гембарский Л.В.

*Научно-исследовательский институт подземного
и специального строительства, г. Киев, Украина*

В статье приведены результаты исследования технологии устройства сплошной монолитной ребристой плиты при реконструкции фундаментов.

The results of the study technology of the device monolithic solid ribbed slab for the reconstruction of the foundations.

В современной технической, нормативной и технологической литературе имеются сведения по устройству сплошной монолитной плиты ребрами вверх при реконструкции фундаментов [1]. Однако, все известные источники не содержат однозначных технологических указаний относительно условий применения плиты ребрами вниз или вверх. Кроме того существующие решения по выполнению сопряжений новых плитных элементов с существующими фундаментами имеют ряд существенных недостатков, которые ограничивают их использование и снижают экономичность. Поэтому возникает необходимость в усовершенствовании технологии устройства сплошной монолитной плиты ребрами как вверх так и вниз, в зависимости от конкретных условий на основе разработанного автором нового вида сопряжений плитных элементов с существующими фундаментами.

Целью исследования является усовершенствование технологии устройства монолитной плиты ребрами как вверх так и вниз на основе разработанного автором способа сопряжения новых плитных элементов с существующими фундаментами. Задача исследований – определение технологических параметров временного крепления для устройства круглозубчатой системы консольных балок.

Технология устройства монолитной ребристой плиты включает в себя следующие отдельные рабочие процессы:

1. Выполнение земляных работ.
2. Сверление горизонтальных отверстий в фундаментных лентах.
3. Устройство временного крепления отверстий в фундаментных лентах.
4. Подготовка основания.
5. Устройство арматуры консольных балок, плиты, обвязочных, главных и второстепенных балок.
6. Устройство опалубки для бетонирования ребристой плиты.
7. Бетонирование ребристой плиты с консольными балками.
8. Засыпка пазух плиты песком (в случае плиты с ребрами вверх).

Выемка грунта в помещениях здания для устройства монолитной ребристой железобетонной плиты выполняется таким образом, чтобы высота помещений не была меньше соответствующих нормативных требований в зависимости от назначения здания. Как правило, отметка верха вновь устраиваемой плиты должна быть ниже на 3–5 см от уровня полов до реконструкции. Кроме высоты помещений, на конфигурацию плиты и ее габариты влияет глубина заложения существующих фундаментов от уровня полов помещений. Если высота помещений удовлетворяет соответствующим нормативным требованиям, а глубина заложения существующих фундаментов составляет не менее габаритного размера принятой вновь устраиваемой плиты по высоте, то конфигурация плиты принимается ребрами вверх. В таком случае, низ плиты должен располагаться не ниже глубины заложения подошвы существующих фундаментов, а объем земляных работ равен произведению площади помещений на сумму наибольшего габарита ребристой плиты по высоте и толщины бетонной подготовки под ней. Земляные работы ведутся

на глубине, не превышающей отметки заложения подошвы существующих фундаментов:

$$V_{g.w1} = S \cdot h_{\max} \quad V_{g.w1} = S \cdot h_{\max} \quad (1)$$

где $V_{g.w1}$ – объем земляных работ, необходимый для устройства плиты ребрами вверх, м³; S – площадь помещений, м²; h_{\max} – крупнейший габарит плиты по высоте с учетом толщины бетонной подготовки, м.

В случае, когда подошвы существующих фундаментов в среднем залегают на глубине не более 75 см от существующего уровня полов, а уменьшение высоты помещений недопустимо согласно нормативным требованиям, конфигурацию вновь устраиваемой плиты принимают ребрами вниз. Объем земляных работ в таком случае будет равен:

$$V_{g.w2} = S \cdot h_p + [2(L_1 \cdot S_1 + L_2 \cdot S_2 + L_3 \cdot S_3)] \quad (2)$$

где $V_{g.w2}$ – объем земляных работ, необходимый для устройства плиты ребрами вниз, м³; h_p – высота полки плиты с учетом толщины бетонной подготовки, м; L_1, L_2, L_3 – длины соответственно обвязочных, главных и второстепенных балок, м; S_1, S_2, S_3 – площади поперечного сечения соответственно обвязочных, главных и второстепенных балок с учетом толщины бетонной подготовки под ними, м².

Разработанное автором конструктивно-технологическое решение по реконструкции фундаментной системы путем подведения сплошной монолитной железобетонной плиты, содержит ребристую железобетонную плиту приведенной толщиной около 150 мм, имеющей обвязочную балку, главные и второстепенные балки и может устраиваться как балками вверх так и вниз (рис. 1). Главные балки устраивают вдоль короткой стороны помещений, а второстепенные балки - перпендикулярно к ним. По контуру помещения фундаментная плита опирается на обвязочную балку, которая вплотную примыкает к ленточным фундаментам. Главные и второстепенные балки жестко соединяются с обвязочными балками. Обвязочные балки сопрягаются с фундаментными лентами с помощью круглозубчатой системы, состоящие из круглоцилиндрической консольных балок, которые устраивают в существующих фундаментных

лентах на глубину и с шагом, в соответствии с проектным решением. В местах примыкания обвязочных балок к внутренним ленточным с обеих сторон, консольные балки превращаются в сквозные балки, которые пропускаются через внутренние фундаментные ленты и соединяются с обвязочными балками смежных помещений.

Обвязочная балка, кроме функции восприятия и перераспределения усилий между плитой и круглозубчастыми консольными балками, играет дополнительно важную роль. Поскольку плита от реактивного действия грунтовой нагрузки пытается изогнуться вверх, обвязочная балка, в свою очередь, постарается не обернуться на некоторый угол вокруг своего центра. Для обеспечения жесткости и невозможности смещения обвязочной балки, круглоцилиндрической консольные балки необходимо устанавливать в одной плоскости с полкой ребристой плиты, а обвязочную балку выполнять высотой, в 1,3–1,5 раз превышающую диаметр консольной балки. Таким образом в обвязочной балки в верхней части увеличивается площадь контакта с существующими фундаментами и делается невозможным смещение между ними от действия изгибающего момента.

Для устройства круглоцилиндрической консольных балок в ленточных фундаментах выполняется сверление отверстий с последующим устройством армокаркасов и бетонированием. Технология устройства плитных конструкций предусматривает непрерывное сверление отверстий в пределах одного помещения. Поэтому для обеспечения устойчивости фундаментных стен их необходимо временно крепить. После выполнения сверления отверстия под консольную балку, в отверстие на цементно-песчаном растворе марки не менее М 100 вставляется несъемная металлическая полая труба-фиксатор длиной 100 мм и наружным диаметром на 10 мм меньше фактического диаметра отверстия. Дополнительную жесткость в трубе-фиксатора предоставляет фланец располагается в торце трубы и служит ограничителем при устройстве фиксатора в отверстия. Пример устройства фиксатора показано на рис. 2. Толщина стенки трубы зависит от возможных прочностных и деформативных свойств материала существующего фундамента, которые приведены в табл. 1.

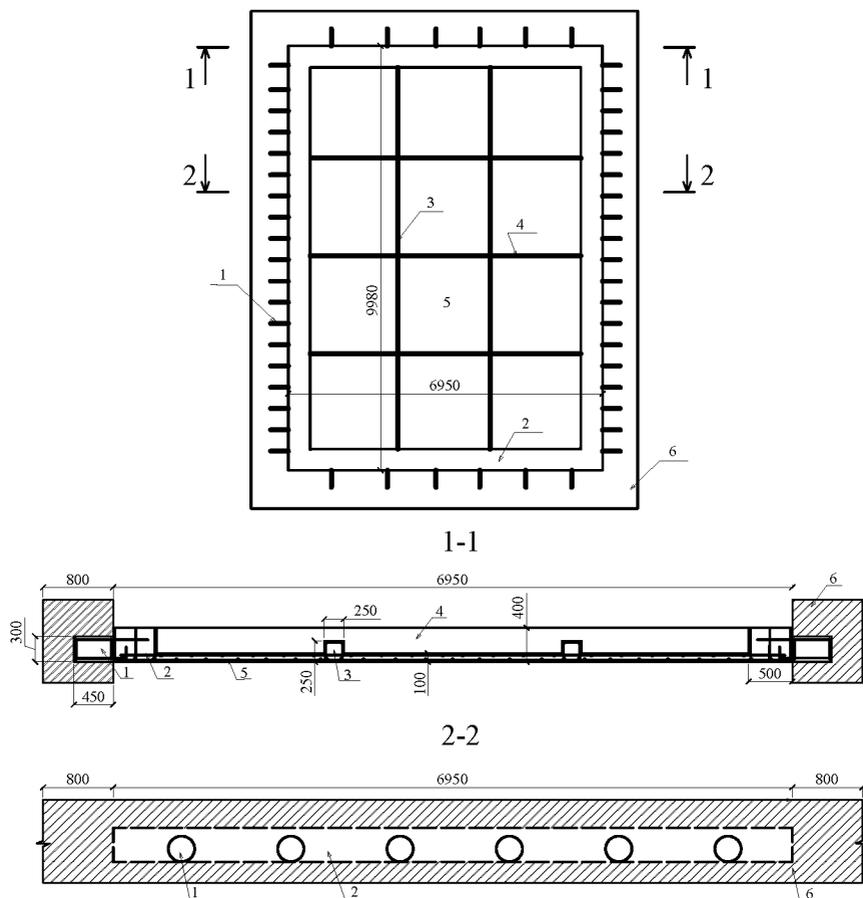


Рис. 1. Схема выполнения разновидности реконструкции фундаментной системы путем подведения сплошной монолитной железобетонной плиты:
a – вид в плане; *б* – разрезы 1-1, 2-2 (масштаб увеличен в два раза);
1 – круглоцилиндрическая консольная балка; *2* – обвязочная балка;
3 – второстепенная балка; *4* – главная балка; *5* – плита; *6* – ленточный фундамент

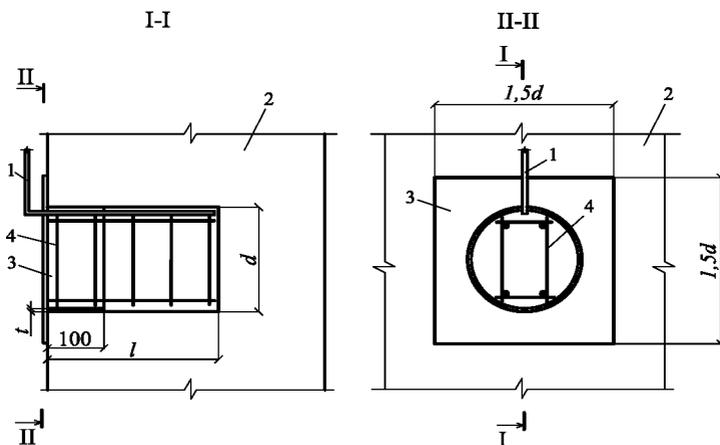


Рис. 2. Пример расположения фиксатора в отверстии: l - глубина отверстия; d - диаметр отверстия; t - толщина стенки фиксатора; l - трубка для отвода воздуха во время бетонирования; 2 - существующая фундаментная лента; 3 - фиксатор; 4 - арматурный каркас

Таблица 1

Прочностные и деформативные характеристики
материала фундамента

№ з/п	Наименование материала фундамента	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона, ν	Прочность на сжатие R_c , МПа	Прочность на растяжение R_p , МПа
1	Бетонные блоки	23 000	0,20	11,5	1,3
2	Кирпичная кладка	2700–350	0,25	2,7–0,4	0,4–0
3	Природный камень, пиленый	6300–1275	0,25-0,20	4,2–1,7	0,3–0
4	Бутовая кладка	3000–900	0,25	1,5–0,5	0,4–0,2

В зависимости от приведенных в таблице 1 данных, толщину трубы можно вычислить по формуле, приведенной в [2], и составляющие которой адаптированы к расположению фиксатора в кладке:

$$t = \sqrt{\frac{F_{ред} \cdot d_g \cdot \xi}{0,00105 \cdot R_y}} \quad (3)$$

где t – толщина стенки фиксатора, мм; $F_{ред}$ – расчетное приведенное нагрузка на фиксатор, МН/м, определяется по формуле:

$$F_{ред} = R_c \cdot d_g \quad (4)$$

где R_c – прочность на сжатие материала фундамента, определяется по таблице 1, МН/м²; d_g – наружный диаметр фиксатора, м; ξ – коэффициент, учитывающий совместное действие пассивного давления кладки и внешнего давления, определяется по формуле:

$$\xi = \frac{0,1B + B_t}{1,1B + B_t} \quad (5)$$

где B , B_t – параметры, характеризующие жесткость кладки и трубы соответственно, МПа. Определяются эти параметры по формулам:

$$B = 0,125E; B_t = \frac{2E_a}{1 - \nu^2} \left(\frac{1}{100d_g} \right)^3 \quad (6)$$

где E – модуль деформации материала фундамента, определяется по таблице 1, МПа; E_a – модуль упругости материала фиксатора, МПа; ν – коэффициент Пуассона материала фиксатора; R_y – расчетное сопротивление стали, МПа.

Автором выполнены расчеты по определению толщины стенки фиксатора для различных материалов и диаметров. Результаты расчетов представлены на рис. 3.

Таким образом, обладая значением прочности кладки фундаментов на сжатие, можно расчетным путем получить необходимую толщину стенки фиксатора. Предварительно, разрешается использовать значения из табл. 1, а уточнять значение прочности на сжатие по методике [3].

Основание под фундаментную плиту как в случае ребрами вверх, так в случае ребрами вниз следует готовить следующим образом. Сначала выполняется уплотнение грунта щебнем фракцией 20–40 мм из расчета 0,051 м³ на каждый квадратный метр основания. Затем выполняется устройство бетонной подготовки толщиной, как правило, 100 мм из тяжелого бетона класса прочности S 16/20

и маркой по водонепроницаемости W 4 с тщательным уплотнением. Бетон повышенной водонепроницаемости используются с целью обеспечения гидроизоляции подвальных помещений.

В случае наличия в непосредственной близости к фундаментам уровня грунтовых вод, дополнительно по бетонной подготовке может устраиваться гидроизоляционный слой, который предотвращает капиллярное поднятие воды в плите и попадание ее в помещение. Конструкция гидроизоляционного слоя зависит от возможного напора грунтовых вод, их отсоса и химического состава.

Толщина стенки фиксатора t , мм

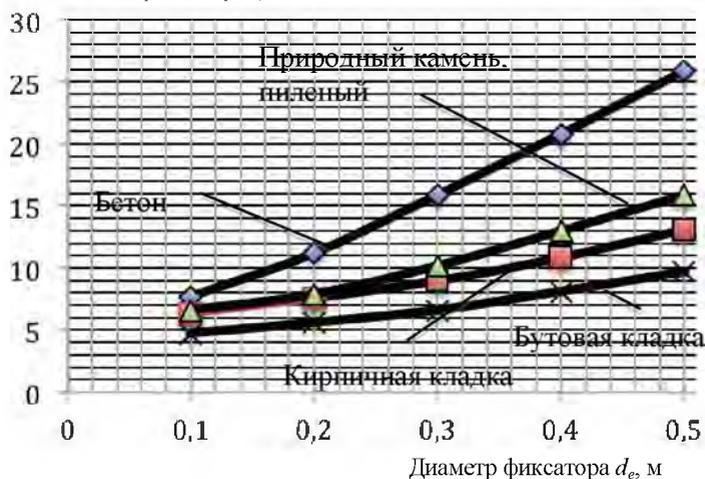


Рис. 3. Зависимость толщины стенки фиксатора от его диаметра при его устройстве в фундаментах из разного материала

После окончания сверления отверстий в пределах одного помещения и устройства в них металлических фиксаторов, выполняется армирование консольных балок.

Для исключения защемления воздуха во время бетонирования, в верхнюю часть цилиндрического отверстия на всю его длину вставляется Г-образная полипропиленовая трубка $\varnothing 20$ мм, как показано на рис. 2. Во избежание смещения трубки во время бетонирования ее крепят к верхней части арматурного каркаса консольной балки.

При устройстве плиты ребрами вверх для их бетонирования необходимо использовать разборно-переставную мелкощитовую опалубку.

Горизонтальная опалубка в местах примыкания плиты к обвязочной, главной и второстепенной необходима для обеспечения получения бетонной смеси формы балок и исключения выдавливания смеси из балки в пространство плиты. Ширина горизонтальной опалубки, при которой не происходит перемещения бетонной смеси, как это определено экспериментально, составляет 1 м. В зависимости от состава бетонной смеси данный параметр уточняется пробным бетонированием.

Опалубка выставляется на все конструкции плиты в пределах одного помещения. С учетом бетонирования по разработанной автором технологии в одном помещении рабочие швы не допускаются. При невозможности бетонирования конструкций без технологических перерывов вследствие независимых форс-мажорных факторов, рабочий шов необходимо выполнить организованно.

Подают бетонную смесь сначала в зону бетонирования консольных и обвязочных балок, затем в зону ребер. При этом бетонируют консольные балки методом напорного бетонирования, поскольку высота обвязочных балок, как правило, превышает консольную. После завершения бетонирования не самоуплотняющим бетоном смесь, в том числе и в местах расположения консольных балок, уплотняют вибраторами с гибким валом с вибронаконечника Ø28 мм. Так же уплотняют смесь, укладываемую в зоны расположения обвязочных, главных, второстепенных балок и плиты. Продолжительность вибрирования бетонной смеси составляет 20...40 с.

После набора проектной прочности бетона, пазухи между ребрами засыпаются песком.

В случае устройства плиты ребрами вниз, необходимо использовать несъемную опалубку для вертикальных конструкций, т.е. для обвязочных, главных и второстепенных балок. При этом можно использовать несъемную опалубку Plastbau-3 [4]. Конструктивные стеновые элементы Plastbau-3 представляют собой плиты пенополистирола высокой плотности и стальной арматурный каркас между ними, который обеспечивает им очень высокую прочность (рис. 4).

Технология устройства несъемной опалубки такова. После выполнения земляных работ и бетонной подготовки для более точного

и быстрого размещения элементов стеновой опалубки Plastbau-3 на одной прямой, на подготовку устанавливается монтажный маяк - тонкостенный оцинкованный U-профиль, ориентируясь на толщину и расположение одного из листов пенополистирола в стеновой конструкции. Обычно толщина листов пенополистирола одинакова и составляет 50 мм. U-профиль крепится к бетонной подготовке обычными дюбелями или с помощью специального пистолета.

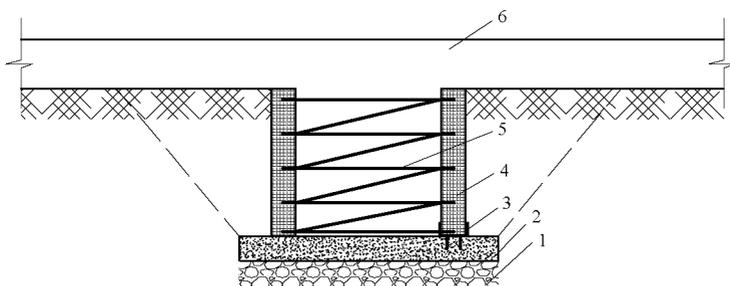


Рис. 4. Технология устройства плиты ребрами вниз с их опалубкованием посредством Plastbau-3:

1 – уплотнение основания щебнем; 2 – бетонная подготовка, 3 – тонкостенный оцинкованный U-профиль; 4 – плита из пенополистирола; 5 – стальной арматурный каркас; 6 – полка плиты

Литература

1. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М. : Бумажная галерея, 2000. – 320 с.
2. Пособие по определению толщин стенок стальных труб, выбору марок, групп и категорий сталей для наружных сетей водоснабжения и канализации : пособие к СНиП 2.04.02-84. – М. : Стройиздат, 1989.
3. Методичні рекомендації з визначення міцності кам'яної кладки фундаментів шляхом вилучення та випробовування кернів / В.І. Снісаренко [и др.]. – К. : НДІ Підземспецбуд, 2012. – 12 с.
4. Конструкції будинків та споруд. Проектування, будівництво та експлуатація будинків системи : Пластбау ДБН В.2.2-6-95.

УДК 624.157.2:624.138.22

ФУНДАМЕНТЫ-ОБОЛОЧКИ НА ВЫТРАМБОВАННОМ ОСНОВАНИИ

Гончаров Б.В., Гареева Н.Б., Галимнурова О.В., Башлыков А.В.

*ФГ БОУ ВПО «Уфимский государственный нефтяной
технический университет»*

Кратко изложена технология устройства фундамента-оболочки на вытрамбованном грунтовом основании. Приводятся результаты испытаний фундаментов в полевых условиях. Предложен динамический метод расчета несущей способности по величине отказа при вытрамбовке. Приведен метод оценки ожидаемой осадки фундамента с использованием данных зондирования.

Technology of foundation-shell on the tamped out soil base engineering is shortly presented. Results of foundations field tests are given. The paper presents dynamic method of bearing capacity analysis according to refusal value while tamping out. Method of expected foundation settlement evaluation with use of sounding data is described.

Программа правительства РФ по развитию малого и среднего предпринимательства требует значительного увеличения объемов производственных зданий преимущественно быстро монтируемых из легких несущих и ограждающих конструкций. Это требует разработки облегченных конструкций фундаментов взамен монолитных и столбчатых фундаментов, а так же новых технологий их устройства с уменьшением объемов работ и сроков проектирования и строительства.

Одним из перспективных видов фундаментов, позволяющих решить эти задачи являются конические фундаменты-оболочки с экономией бетона и высокой удельной несущей способностью материала. Но главным вопросом, сдерживающим их широкое применение следует считать значительные затраты ручного труда при устройстве грунтового основания для внутренней полости фундамента-оболочки.

В практике строительства производственных сельскохозяйственных зданий имеется опыт применения эффективной технологии устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах, совмещающий разработку котлована и повышение несущей способности грунта [1]. По результатам опытов, проведенных в непросадочных глинистых грунтах, несущая способность ФВК в 2,5...3,0 раза превышает несущую способность фундамента в откопанном котловане при одинаковых объемах и форме фундаментов [2].

Для повышения эффективности фундаментов-оболочек Уфимским государственным нефтяным техническим университетом совместно с институтом БашНИИстрой разработана технология, совмещающая преимущества по материалоемкости фундамента и повышению несущей способности грунта в результате уплотнения при вытрамбовке [1].

Технология устройства фундамента-оболочки на вытрамбованном основании сравнительно проста: вначале сваебойный агрегат дизель-молотом вытрамбовывает в грунтовом массиве с помощью специального штампа скважину-котлован с уплотненным коническим основанием (рис. 1, *а*), затем штамп извлекается из котлована (рис. 1, *б*) и на основание устанавливается конический фундамент-оболочка из железобетона (рис. 1, *в*).

Опытная проверка технологии проводилась в полевых условиях на площадках с залеганием глинистых грунтов при индексе текучести $0,10 < I_L < 0,60$. Во всем интервале грунтов использовался универсальный трамбуемый штамп диаметром $D = 1,1$ м с углом наклона образующей $\alpha = 45^\circ$. Результаты опытных вытрамбовок показали, что грунтовый «целик» основания при глубине погружения штампа более 1,5 м формируются полностью и после извлечения штампа остается без трещин и отрывов грунта, что позволяет устанавливать оболочку на основание без дополнительной зачистки.

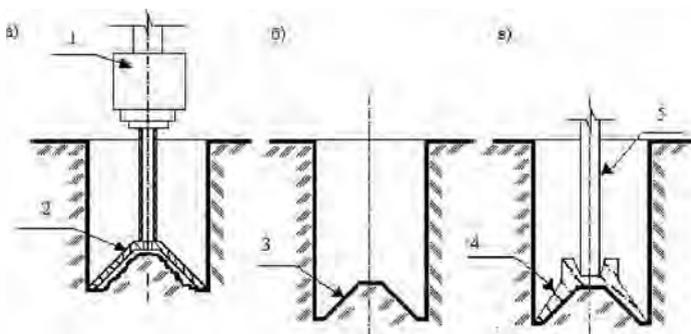


Рис. 1. Последовательность устройства фундамента-оболочки

Основной характеристикой фундамента-оболочки при проектировании является величина несущей способности при вертикальном нагружении. Эта величина может быть получена путем статических испытаний или расчетным путем. Так как характер деформирования грунта при ударном уплотнении штампом с конической полостью осложняется кумулятивным эффектом, теория расчета будет весьма сложна и пока не разработана.

Предлагается по опыту применения забивных свай [4] использовать динамический метод определения несущей способности по данным вытрамбовки котлована штампом. Для получения расчетной формулы использовано представление характера деформирования глинистого грунта при ударе молота по свае [4] в виде графика (рис. 2). На графике показано также соотношение сопротивления при динамическом нагружении R_D , и в случае статического нагружения R_S

$$R_D = \beta \cdot R_S \quad (1)$$

Где β – опытный коэффициент, больше единицы.

На базе этих представлений в зарубежной практике свайных работ используются динамические формулы вида

$$R_s = \frac{\mathcal{E}}{\beta \left(e + c/2 \right)} \quad (2)$$

где \mathcal{E} – энергия удара молота; e – остаточный отказ; c – величина упругого перемещения.

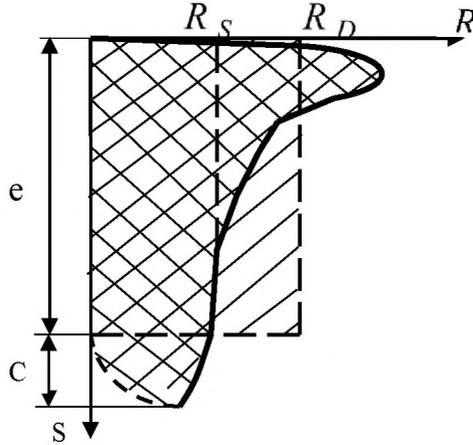


Рис. 2. Графическая интерпретация уравнения (1)

Для опытной проверки принята расчетная формула для определения предельной вертикальной нагрузки на фундамент-оболочку

$$F_{\text{н}} = \frac{K \cdot \mathcal{E}}{e + c/2}, \quad (3)$$

где $K = 1/\beta$ – коэффициент, учитывающий долю общей энергии удара, использованную на деформирование грунта.

Величина коэффициента «К» определялась опытным путем в полевых условиях. Площадка испытаний сложена тугопластичными суглинками с характеристиками, приведенными в табл. 1

Таблица 1

Результаты полевых исследований на площадке

Плотность ρ , г/см ³	Влажность, W	Коэффициент пористости e	Индекс текучести I_L	Угол внутреннего трения ϕ , град	Сцепление с МПа	Лобовое сопротивление q_s , МПа
1,914	0,29	0,83	0,24	18	0,025	2,4

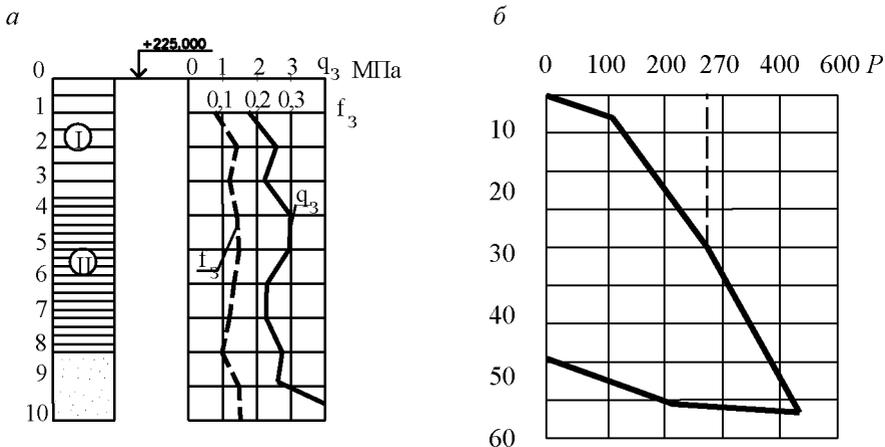


Рис. 3. Результаты полевых испытаний
a – графики зондирования (f_s – боковое трение зонда, q_s – лобовое сопротивление); *b* – график статических испытаний (S – осадка, мм, P – нагрузка, кН)

Для определения величины коэффициента «К» в формуле (3) использованы результаты выполненной вытрамбовки и статических испытаний. Эти результаты приведены в табл. 2. Величина упругого отказа определялась как средняя для глинистых грунтов с индексом текучести 0,10...0,60 по выполненным ранее исследованиям института БашНИИстрой [6, 7].

Следует отметить, что полученная величина $K = 0,18$ одного порядка с величиной $K = 0,12$, полученной при вытрамбовке котлована трамбовкой прямоугольной формы в грунтах с сопротивлением зондированию 2МПа [7]. Некоторое увеличение при вытрамбовке штампом с полостью можно объяснить кумулятивным эффектом.

Таблица 2

Результаты вытрамбовки и статических испытаний

Энергия удара молота, кДж	Отказ ϵ , м	Упругий отказ $s/2$, м	Предельная нагрузка кН	Величина коэффициента К
25	0,014	0,004	270	0,18

Для практического применения экспресс-метода определения предельной вертикальной нагрузки на фундамент-оболочку предлагается формула

$$F_u = \frac{0,18 \cdot \mathcal{E}}{e + 0,004}, \quad (4)$$

Где F_u – предельная нагрузка, кН; \mathcal{E} – энергия удара дизель-молота, кДж; e – величина остаточного отказа, м; 0,004 – средняя величина упругого отказа, м.

Наличие у штампа конической полости предполагает кумулятивный эффект при пластическом течении грунта во время удара молота. По этой причине характер уплотнения грунтового массива ниже подошвы штампа может отличаться от получаемого при жестких трамбовках конической и пирамидальной формы.

Для оценки зон уплотнения после вытрамбовки котлована использованы результаты статического зондирования. Вытрамбовка котлована и зондирование грунта выполнены на площадке, проведения статических испытаний штампа. Зондирование выполнено до вытрамбовки и после по размеченным точкам зондирующей установкой С-832М со стандартной скоростью зонда. На рис. 4 представлены план расположения скважин зондирования, а на рис. 5 приближенная картина разреза уплотненной зоны.

Результаты опытных работ показывают, что характер уплотненной зоны при использовании конического штампа с полостью отличается от предлагаемой «Руководством...» шаровой формы с диаметром $D = 2D_{ш}$ [5].

В нашем случае при сложной форме уплотненной зоны возникают значительные трудности для разработки метода расчета осадки фундамента-оболочки, так как сложно учитывать пластическое проскальзывание уплотненного грунта в основном массиве.

Предложена методика использовать приближенные данные расчетов осадки жестких круглых плит на грунте естественного залегания, сравниваемой с реальной осадкой фундамента-оболочки на уплотненном грунте при статических испытаниях. Результаты сравнения опытов приведены в таблице 3 и в виде графика на рис. 6.

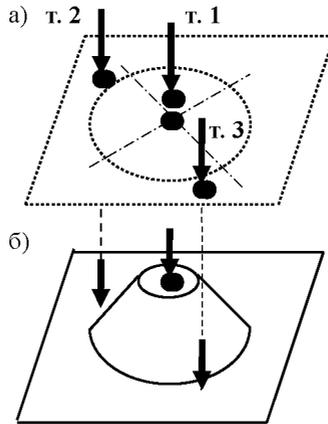


Рис. 4. Схема зондирования в месте погружения штампа до и после вытрамбовки

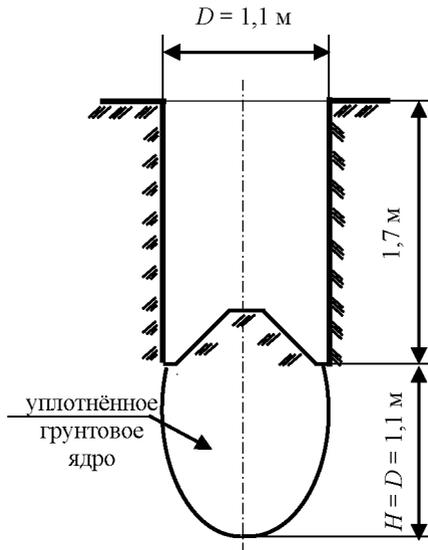


Рис. 5. Схема уплотненной зоны грунта

Результаты опытов при испытании фундаментов

№ на рис.4	Методы определения осадки	Величина осадки	Величина коэффициента η
1	Статические испытания	40	1,0
2	Расчет по программе «PLAXIS»	16	2,5
3	Расчет по СП 50-101-2003	10	4,0

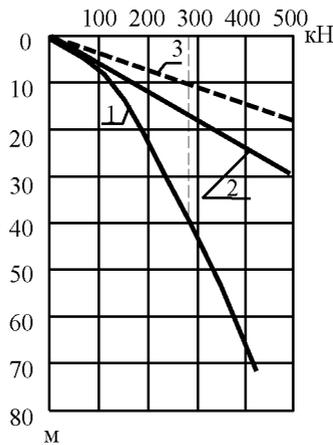


Рис. 6. График сравнительных величин расчетных и опытных осадок:
1 – статические испытания; 2 – расчет «PLAXIS»; 3 – расчет СП-50-101-2003

Таким образом, величину ожидаемой осадки можно определять по характеристикам грунта в естественном залегании как

$$S_0 = \eta \cdot S_p, \quad (5)$$

где S_0 – ожидаемая осадка; η – коэффициент, учитывающий проскальзывание уплотненного ядра; S_p – расчетная величина осадки.

Выполненные исследования позволили обосновать расчетную базу для проектирования фундаментов производственных зданий с нагрузкой на колонну до 500 кН.

Разработаны и предложены для практического проектирования:

- экспресс-метод определения предельной нагрузки на фундамент-оболочку по данным динамических испытаний при вытрамбовке основания без проведения статических испытаний;
- метод оценки ожидаемой осадки фундамента-оболочки по характеристикам грунта естественного залегания, определяемых по данным зондирования.

Новая технология и конструкция фундаментов в виде фундаментов-оболочек на вытрамбованном основании позволяют значительно снизить расход железобетона, уменьшить объем земляных работ, сократить продолжительность проектирования и устройства фундаментов при снижении трудовых затрат.

Литература

1. Крутов, В.И. Фундаменты в вытрамбованных котлованах / В.И. Крутов, Ю.В. Багдасаров, И.Г. Рабинович. – М. : Стройиздат, 1985. – 164 с.
2. Гончаров, Б.В. Об эффективности фундаментов в вытрамбованных котлованах в непросадочных глинистых грунтах / Б.В. Гончаров, О.В. Галимнурова, Н.Б. Гареева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 1. – С. 13–15.
3. Гончаров, Б.В. Фундаменты-оболочки на вытрамбованном грунтовом основании / Б.В. Гончаров, А.В. Рыбаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 5. – С. 17–20.
4. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : Госстройиздат, 1961. – 507 с.
5. Руководство по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах / НИИОСП. – М. : Стройиздат, 1981.
6. Гончаров, Б.В. О прогнозе колебаний грунта при забивке свай по данным зондирования / Б.В. Гончаров, В.Ф. Ковалев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1995. – № 1. – С. 16–17.
7. Гончаров, Б.В. О динамическом методе оценки несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах / Б.В. Гончаров, А.В. Рыбаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – № 1. – С. 11–13.

УДК 691.32.008.6

**ADVANCEMENT IN PILE FOUNDATION DESIGN
IN KAZAKHSTAN CONSTRUCTION SITES
AND CONTRIBUTION OF CENTRIFUGE TECHNOLOGY**

Zhussupbekov Zh., Lukpanov R.E., Uteпов Ye.B., Morev I.O.

Eurasian National University, Astana, Kazakhstan

В статье приводятся общие аспекты концепции проектирования свайных фундаментов в строительных площадках Казахстана. Упомянуты такие современные технологии устройства свай, как CFA и DDS, используемые в Казахстане. В статье также представлены сравнения существующих результатов полевых испытаний свай с результатами таких современных методов испытания свай, как RLT и Центрифугой.

This paper presents the general aspects in Kazakhstan pile foundation design concept. Also such a modern pile technologies as CFA and DDS used in Kazakhstan are mentioned. The paper illustrates comparisons between the existing field pile test results with the results of advanced technologies such as RLT and Centrifuge becoming more applicable. The quality control methods such as PIT and geomonitoring of pile foundations are also noted in this paper.

More and more unique megaprojects have been realized and not a few projects are under construction, especially in the new capital of Kazakhstan – Astana (Figure 1). One of the stands out project is the housing estate “Abu-Dabi Plaza” which started on 1 July 2011 in Astana. The project of housing estate was designed by famous architect Norman Foster.

By preliminary evaluation, the cost of project exceeds 1.5 billion US dollars. This will be the highest building in Central Asia and ranked 14th in the world. "Abu-Dabi Plaza" - a complex from several towers, united around the main building with a height 382 meters - 88 floors (Figure 1). The high rates of construction and appearance of high-rise buildings led to a wide use of pile foundations. Modern construction puts modern requirements in front of engineers and designers, and so instead of traditional decisions it came to the use of new economically and ecologically efficient advanced technologies such as CFA (continuous flight auger), DDS (drilling displacement system).



Fig. 1. Megaprojects of Kazakhstan

An existing Kazakhstan standard documentation of pile design is out of date and does not meet the requirements of modern engineering. The standard needs to be revised. Nowadays, conception of pile foundation design [3] is in the process of modernization, as presented in Figure 2.

Design of pile foundation includes two critical stages of analysis: bearing capacity and settlement analysis. The preliminary design is performed based on the engineering and geological investigation of construction site. Accuracy of pile design generally depends on the accuracy of data presented in geological report. Final pile design project is corrected after approval by field tests.

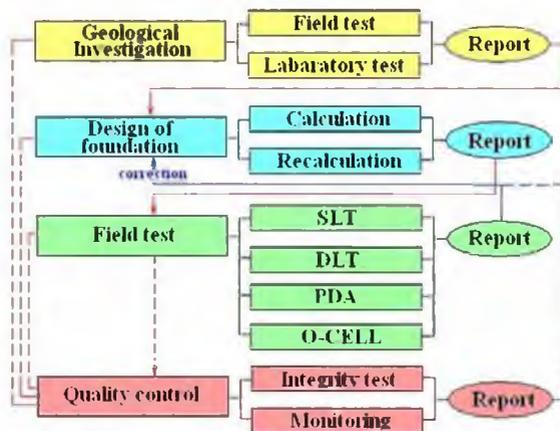


Fig.2. Pile foundation design concept

The classically bearing capacity is subdivided into two constituents: shaft and tip resistance. In Kazakhstan`s Standard the classical equation was modified and presented by following equation [1]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (1)$$

where γ_c = safety factor; γ_{cR} and γ_{cf} = coefficients of soil work condition under the pile tip and around the pile, respectively.

Unfortunately, existing Kazakhstan Standards do not take into account soil compaction under the high concrete pressure in case of CFA technology and soil displacement without excavation in case of DDS technology that lead to reduction of settlement and increase in bearing capacities of pile foundation. Therefore it had been suggested to use following coefficients of soil working condition as presented in Table 1.

Table 1
Suggested coefficient of soil works for DDS and CFA piles

Type of pile	γ_{cR}	γ_{cf}
Driving Pile	1,0	1,0
Boring Pile	0,7-1,0	0,7
DDS (FDP) Pile	1,3	1,0
CFA Pile	1,0	1,0

As for SLT and DLT, they both are practiced in Kazakhstan construction. According to experience on construction sites of Astana, some difference exists between SLT and DLT results. Moreover, results of bearing capacity of pile depend on type of hammer. Thus, DLT results obtained by using hydro-hammer are more approximate to the SLT results, namely more reliable than results obtained by using diesel hammer [2]. The safety factor as defined by comparative analysis of many DLT and SLT data is presented in Figure 3.

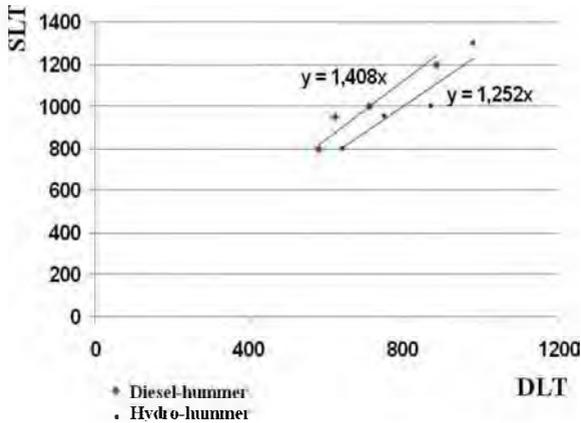


Fig. 3. Comparison SLT and DLT

From aforementioned it follows that SLT and DLT both have disadvantages. SLT required a lot of time, works and cost. Prescribed by Standard quantity of required SLT is not enough to adequately realize soil condition of construction site (2 SLT for 200 piles only). DLT is much faster but is not so reliable and is applicable to driving piles only.

Today, in process of adaption into Kazakhstan practice is an alternative load test method which precluded disadvantages of both SLT and DLT – Rapid Load Test (RLT). RLT allow performing up to 10 piles per day and much cost effective than SLT [4]. The comparison of SLT and RLT as obtained by Matsumoto are presented in Figure 5 that shows reliability of RLT.

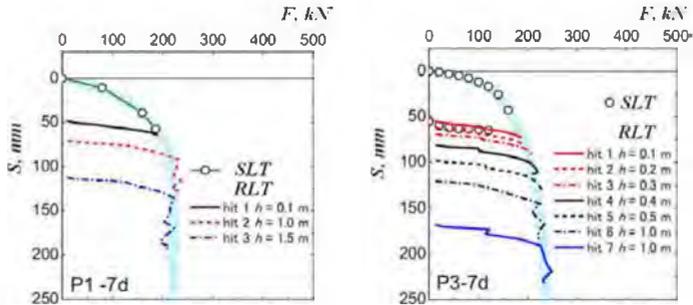


Fig. 4. Results of SLT and RLT

The one that is necessary to mention is the Centrifuge technology. Centrifuge modeling is currently the most reliable technique for using small scale tests of pile foundations to predict full scale conditions. Several pile model tests were performed using a balanced beam centrifuge (Figure 5) at Columbia University (New York, USA) to simulate and predict the behavior of real case. Obtained data was compared with the results of field pile tests, conducted by Ltd. «KGS» on the construction site of «Residential house» near the desert «Bestas» of Almaty region, Kazakhstan. The results of tests are presented in the Figure 6 [5].



Fig. 5. Columbia Centrifuge

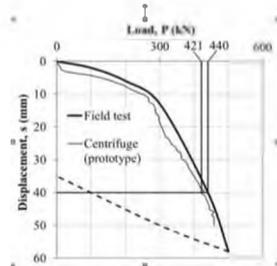


Fig. 6. Comparative results of Centrifuge and field pile tests

As for advancements in quality control of the pile foundations, it should be emphasized that the PIT (Pile Integrity Test) and geomonitoring are become more used in Kazakhstan.

PIT is one of the non-destructive methods of pile quality control. This method allows analyzing integrity control for all existing types of piles (boring, injection, driving and so on). PIT is based on wave propagation

theory in rigid body and is concerned with one of the modern quality control methods used world-wide. PIT allows detecting pile defects: approximate pile length, expansion and narrowing of pile cross section, modification of soil layers, heterogeneity of pile material, cracks in cross section of pile, extrinsic material in pile body. Advantages of PIT are as follows: portable device is easy to carry. One operator will be able to test over 100 piles per day, depends on site condition, pile head preparation and approach to the pile; minimum influence to the construction work on the site; significant defects may be detected in the beginning of the construction. PIT has some limitations: reflection of the bottom of pile sometimes has errors depending on soil condition; little deflection (less than 5 %) of pile cross section cannot be identified. According to Kazakhstan Standard requirements it is necessary to test 60% of boring piles and 50% of driving piles.

Geomonitoring for foundation settlement is one of the quality control methods that can be carried out during and after construction in exploitation period. Monitoring is indirect control of pile installation evaluation. The principle of this method is monitoring the settlement of special marks which are installed to interested points of construction. Monitoring starts from the beginning of construction and allows revealing defects of foundation installation.

CONCLUSIONS

Existing pile foundation Standards practiced in Kazakhstan are out-of-date and are in urgent need for modernization. This paper presented very short descriptions of coming changes to the concept of Kazakhstan pile foundation design.

Presented aspects of advanced pile technology design allow to making a more reliable prediction of bearing capacity and settlement of pile that has become very important for the preliminary design of pile foundation projects.

During designing of CFA pile of buildings and structures it needs to consider the volume of borehole expansion by the result of additional pressure, as well as over-expenditure of the concrete which is depend on soil conditions and length of pile. Significant differences between bearing capacities of DDS and casing boring piles show incomplete usage of DDS technology resources. The coefficient of shaft work of DDS pile was defined and equal from 1.2 to 1.3 depending on soil condition.

RLT allow performing up to 10 piles per day and much cost effective than SLT but cannot be used to full extent on construction sites of Kazakhstan due to absence of Standard.

The studies conducted earlier proved that the centrifuge is a good alternative approach for studying the work of the pile in the soil. The centrifuge model tests can predict the real behavior of soils or soil structures and determine their bearing capacities. It also may have significant economic effect compared with full-scale tests.

Pile integrity test is in the process of gaining official acceptance in Kazakhstan. PIT is a non-destructive method allowing make quality control of pile body whereupon of pile installation and even after many years of building exploitation.

Geomonitoring for foundation settlement is indirect control of pile quality evaluation method and has become more relevant, especially for high-rise building construction.

Application of advanced technologies of pile foundations installation led to a significant economic efficiency.

In implementing this Project in practice for the first time has been applied an integrated approach to the design, testing and quality control of pile foundations. This comprehensive approach is a guarantee of quality and efficient construction, which must be developed and applied in practice.

REFERENCE

1. SNiP RK 5.01-03-2002. Pile foundation.
2. Yenkebayev, S.B., Lukpanov, R.E. and Zhussupbekov, A.Zh. Comparison results of static and dynamic load test at the construction site of Astana. Proc. of Korea-Kazakhstan Joint Geotechnical Seminar. – Incheon, Korea, 2012. – P. 115-121.
3. Zhussupbekov, A.Zh. and Lukpanov, R.E. Geotechnical issues of mega-projects on problematical soil in Kazakhstan. Volume of Abstracts of ACEM 12. – Seoul, Korea, 2012. – P. 127.
4. Zhussupbekov, A.Zh. and Lukpanov, R.E. Geotechnical issues of mega-projects on problematical soil ground. Proc. of 3rd ICNDSMGE-ZM 2012. – Nicosia, TRNC, 2012. – P. 67-75.
5. Жусупбеков, А.Ж., Утепов, Е.Б., Шахмов, Ж.А., Линг, И.Х. Модельные испытания свай в центрифуге для прогноза их поведения в натуральных условиях. Журнал ОФМГ №3, 2013. – М. – С. 7-9.

УДК 624.154/.155:624.138.2

ГРУНТОЦЕМЕНТНЫЕ СВАИ ЗДАНИЙ ПОД ДОСТУПНОЕ ЖИЛЬЕ

Зоценко Н.Л., Павликов А.М., Петраш А.В., Нестеренко Т.Н.

*Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, Украина*

В статье проанализировано 3 типа свайных фундаментов для строительства социального жилья. Критерием выбора лучшего из них было максимальное использование ресурса несущей способности материала сваи. Также в статье представлены результаты определения прочностных и деформационных характеристик грунтоцемента и показана диаграмма его деформирования.

Three pile foundations types for social housing are analyzed. Maximum use of its carrying capacity resources was the criterion of selection of the superior type of pile. Results of determination of strength and deformation characteristics of soilcement are also presented as well as deformation diagram of soilcement.

Современный украинский опыт возведения зданий свидетельствует, что в строительной отрасли одинаково остро стоят проблемы обеспечения доступным жильем категорий населения среднего достатка и создания конструкций зданий с фундаментами высокой энергоэффективности. Как свидетельствуют сами производители, на сегодня стоимость жилья составляет почти 8 тыс. грн. за один квадратный метр в зданиях с обычными показателями архитектур-

но-планировочных решений и около 10 тыс. грн. в так называемых зданиях элитного типа.

Основными причинами сложившейся ситуации в сфере обеспечения граждан жильем являются: низкий уровень механизации технологических процессов строительного производства, недостаточное количество этажей зданий, значительная материалоемкость и несовершенство конструктивных систем жилых зданий, высокая трудоемкость строительных работ, в том числе по устройству фундаментов.

Так технологии изготовления свай должны широко использовать средства механизации ручного труда и быть менее трудоемкими. Способ производства работ по изготовлению свай должен обладать мобильностью и быть максимально независимым от поставок заводов-производителей строительных материалов и конструкций.

Указанным требованиям соответствует буромесительный способ [1] устройства грунтоцементных свай. Эта технология широко известна в нашей стране и за ее пределами. Она обладает рядом очевидных преимуществ: экономия достигается за счет использования местных грунтов в качестве заполнителя грунтоцемента; технологичность заключается в используемых машинах и механизмах, позволяющих возводить грунтоцементные сваи надлежащего качества в слабых грунтах без дополнительного крепления стенок скважин, высокая производительность работ.

Для примера рассмотрим строительство жилого здания в г. Полтаве. Инженерно-геологические изыскания проводились Полтавским филиалом ДП «УкрНДИИИТВ». На рис. 1 представлена расчетная схема сваи в основании проектируемого здания, а также физико-механические характеристики грунтов.

В качестве фундамента в этой работе рассмотрены 3 типа свай:

- забивная призматическая свая С70.40-5.у весом 2,85 т из бетона класса В25, армированная арматурным каркасом КП70.40-5.1 (4Ø12 А-II);
- буронабивная свая из того же бетона В25 диаметром 500 мм, длиной 7000 мм, без арматурного каркаса (как будет показано далее, нормальное сечение такой сваи обладает более чем достаточной прочностью);

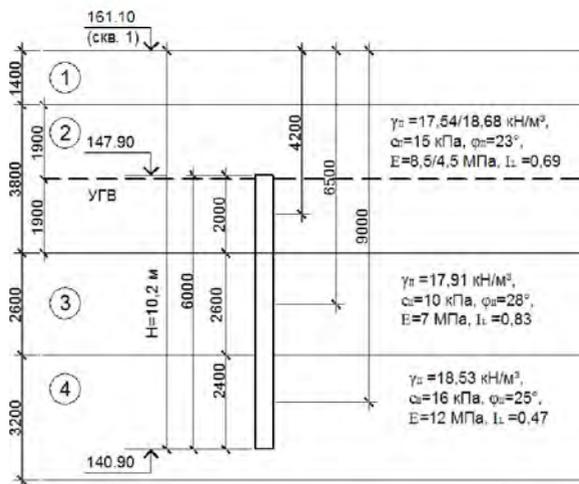


Рис. 1. Расчетная схема сваи

- грунтоцементная свая на лессовом суглинке \varnothing 500 мм, длиной 7000 мм из содержанием портландцемента М400 в количестве 20% от веса скелета грунта и водоцементным отношением $V/C = 2,7$.

Несущую способность всех 3 видов свай по грунту определим по известной из нормативной литературы [2] формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right) \quad (1)$$

Расчет произведем в табличной форме (табл. 1), где показаны значения всех величин в формуле (1). Значение h_i показано на рис. 1, а величина f_i определялась по табл. Н.2.2 [2].

Таблица 1

Расчет несущей способности свай по свойствам
грунтового основания

Вид сваи	γ_c	γ_{cR}	γ_{cf}	R , кПа	A , м ²	F_d , кН
Забивная	1	1	1	1770	0,16	457
Буронабивная	1	1	0,6	742	0,20	248
Грунтоцементная	1	1	0,6	742	0,20	248

Для обоснования целесообразности применения того или иного типа свай предлагается проанализировать, насколько используется ресурс несущей способности свай по материалу в комплексе с расходами на их устройство.

Несущую способность, описанных типов свай, по материалу определим по формуле, которая приведена в [3], где также указан физический смысл всех величин в этой формуле:

$$N_u = A_b \left(AR_b \eta_u + \frac{R_b \eta_u (K - \eta_u)}{1 + K - 2 \eta_u} \right), \quad (2)$$

Отметим, что формула (2) по сравнению с другими способами определения предельного продольного усилия N_u в поперечном сечении сжатой сваи дает более точные результаты [4]. Расчет выполнен в табличной форме (табл.2).

Таблица 2

Расчет несущей способности свай по материалу

Вид свай	A	K	η_u	R_b , МПа	A_b , м ²	N_u , кН
Забивная	0,07	3,22	1,08	13	0,16	2230
Буронабивная	0	3,22	1,35	13	0,20	2600
Грунтоцементная	0	2	1	1,3	0,20	256

Отметим, что величина K представляет собой отношение начального модуля упругости к модулю полной деформации рассматриваемого материала. Для грунтоцемента эти величины определяются из диаграммы его физического состояния (рис. 2).

Этот рисунок наглядным образом иллюстрирует взаимосвязь между прочностными характеристиками и деформационными свойствами этого материала. Данная зависимость была получена в лабораторных условиях путем испытания сжатием образцов-цилиндров из грунтоцемента диаметром 7 см и высотой 28 см. Испытания проводились с равномерной скоростью деформирования образцов.

Как видим из табл. 2, несущая способность нормального сечения свай из бетона почти в 10 раз превышает эту же величину для грунтоцементной сваи, при длине сваи 6 м. В табл. 3 сопоставим значения несущей способности всех 3 свай по грунту, по материалу с прямыми затратами на изготовление 1 сваи каждого типа.

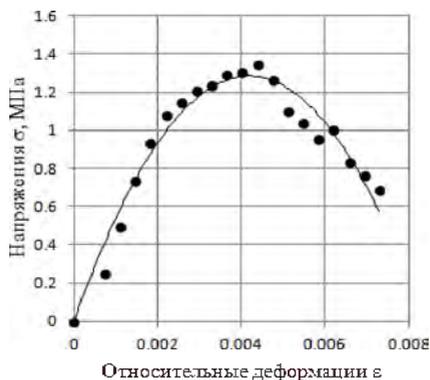


Рис. 2. Зависимость между напряжениями и относительными деформациями

Таблица 3

Сопоставление несущей способности свай с их ценой

Вид свай	Несущая способность		Запас несущей способности материала свай, %	Прямые затраты, грн.
	по грунту F_d , кН	по материалу N_u , кН		
Забивная	457	2230	79,5	2838
Буронабивная	248	2600	90,5	4618
Грунтоцементная	248	256	3,1	868

Как видим из этой таблицы, бетонные сваи обладают значительным запасом несущей способности нормального сечения, который не используется. Как следствие, изготовление таких свай требует значительных расходов материальных ресурсов. С другой стороны грунтоцементная свая обладает минимальным запасом несущей способности по материалу и стоимость изготовления этой сваи тоже минимальная. Обратим внимание на то, что несущая способность по грунту сборной сваи почти в 2 раза превышает несущую способность буровых свай (той же длинны и периметра нормального сечения u). Учитывая это, было бы целесообразно в табл. 3 увеличить вдвое затраты на изготовление обеих буровых свай. Но даже в этом случае грунтоцементная свая остается наиболее приемлемым вариантом фундамента.

Когда геологические условия требуют использования свай длиннее, несущей способности материала грунтоцементных свай недостаточно. В таких случаях сваю необходимо армировать арматурным каркасом таким образом, чтобы выполнялось условие (3).

$$\varphi_1 \cdot (A_s R_{sc} + \varphi_2 \cdot A_b R_b) \geq F_d, \quad (3)$$

где A_s, A_b – соответственно площадь арматуры и грунтоцемента в нормальном сечении, мм²; R_{sc}, R_b – расчетное сопротивление на сжатие арматуры и грунтоцемента соответственно, МПа; φ_1, φ_2 – соответственно коэффициент продольного изгиба сваи и коэффициент, учитывающий условия работы и сроки твердения грунтоцемента.

Выводы

Грунтоцементная набивная свая имеет минимальный запас несущей способности по материалу по сравнению с бетонными. Соответственно, бетонные сваи имеют значительный ресурс несущей способности по материалу, который не используется, что отражается на стоимости их изготовления. Исходя из сравнения затрат на изготовление свай 3-х типов, можно утверждать, что использование грунтоцементных свай в качестве фундаментов для социального жилья экономически целесообразно.

Литература

1. Петраш, Р.В. Підсилення існуючих фундаментів за допомогою бурозмішувальної технології / Р.В. Петраш, О.В. Петраш // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2009. – Вип. 2(24). – С. 136–140.
2. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зміна №1 : ДБН В2.1-10-2009. – К.: МінрегіонбудУкраїни, 2011.
3. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у за критичній стадії: Монографія. – Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2007. – 259 с.
4. Зоценко, М.Л. Вплив повздовжнього армування на несучездатність паль з грунтоцементу / Зоценко М.Л., Павліков А.М., Петраш О.В. // Стrojительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Вип. 65. – Дн-вск, ГВУЗ «ПГАСА», 2012. – 726 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 691.32.008.6

КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА ГРУНТОЦЕМЕНТНЫХ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Зоценко Н.Л., Иванченко В.Г., Ясько С.Г.

*Полтавский национальный технический университет
им. Ю. Кондратюка, г. Полтава, Украина*

В статье рассмотрен опыт проведения контроля за качеством грунтоцементных оснований и фундаментов с использованием методов зондирования уширенным наконечником и прессиометрии.

This paper presents results of field studies soil cement elements by cone penetration test broadened tip and pressuremeter test.

В современной практике строительства значительное место занимают грунтоцементные основания и фундаменты. Изготавливаются такие конструкции путем разрыхления грунта по глубине непосредственно в массиве с параллельной пропиткой его цементным раствором до текучего состояния смеси и последующим многократным перемешиванием. В результате твердения грунтоцементной смеси в массиве грунта природного сложения образуются цилиндрические вертикальные, наклонные или горизонтальные жесткие элементы заданного диаметра и длины.

Известны два основных метода устройства грунтоцементных элементов – буромесительный, когда разрыхление и перемешивание грунта выполняются специальными долотами и струйный,

когда эти операции выполняет струя жидкости (цементного раствора). Качество грунтоцемента в значительной степени зависит от тщательности перемешивания смеси. В этом отношении оба метода примерно равноценны. Известны буросмесительные машины, в которых используются долота, элементы которых вращаются в противоположных направлениях. В результате изготовленный при помощи таких долот грунтоцемент, при всех прочих равных условиях, имеет более высокие механические характеристики.

Грунтоцементные элементы используются в фундаментостроении в двух основных направлениях:

- в качестве буровых свай, изготовление которых возможно без дополнительных креплений стенок скважин в любых слабых грунтах;
- для усиления массива слабых и неустойчивых грунтов путем повышения их механических характеристик, что в практике получило название «армирование грунтов»; таким способом усиливают слабые глинистые грунты (чаще водонасыщенные лессовые), а также рыхлые пески; этим же способом укрепляют оползневые склоны.

На основе приведенного выше, следует считать актуальным направлением исследование методов контроля качества грунтоцементных оснований и фундаментов.

Согласно существующей нормативной базе, которая с небольшими отличиями действует на территории СНГ, все методы диагностики грунтоцементных оснований и фундаментов можно разделить на три группы:

I группа – методы контроля за процессом изготовления грунтоцементных элементов;

II группа – методы контроля за качеством изготовленных грунтоцементных элементов;

III группа – методы контроля за несущей способностью грунтоцементных оснований и фундаментов.

При изготовлении грунтоцементных элементов разными способами регистрируется определенное количество технологических параметров, на основании которых специалист оценивает и регулирует ход технологического процесса. К этим параметрам относятся: привязка места устройства элементов в соответствии с рабочими чертежами; определение глубины проходки скважины,

скорости погружения снаряда в грунт, поданного объема цементного раствора, количества циклов перемешивания текучей грунтоцементной смеси; при необходимости устанавливаются параметры погружения в текучий грунтоцемент стальной арматуры.

Качество изготовленных грунтоцементных элементов определяют с помощью таких методов: путем бурения ствола элемента колонковым буром с отбором керна для лабораторных исследований, с использованием гамма и ультразвукового каротажа, а также акустического метода.

Колонковое бурение проводится по всей длине элемента с непрерывным отбором керна. По данным анализа керна устанавливают наличие посторонних включений или пустот, а также трещиноватость материала. Однако этот метод не достаточно точен вследствие большого различия в размерах диаметров элемента и керна, буровой инструмент может миновать дефект. К тому же бурение керна трудоемкий процесс и требует значительных затрат. Таким способом трудно набрать достаточное количество определений, поэтому метод используется только в исключительных случаях.

Метод гамма- и ультразвукового каротажа предусматривает наличие в элементе вертикальных каналов для опускания приборов. При этом каналы заполняют водой с целью создания акустического контакта. Точность метода возрастает с увеличением количества каналов. Метод обладает высокой разрешительной способностью, но из-за большой стоимости используется только в ответственных сооружениях – плотинах, опорах больших мостов и пр.

Акустический метод достаточно широко применяется для дефектоскопии разного вида забивных свай. Он основывается на ударном возбуждении упругой волны сжатия со стороны свободного конца сваи [1]. При распространении волна отражается от тех участков, где изменяется волновое сопротивление материала, в том числе и от конца сваи. Приемник упругих волн (датчик скорости или ускорения), установленный рядом с точкой создания возбуждения, принимает прямой и отраженный импульсы. Мгновенные значения этих сигналов, которые пропорциональны скорости или ускорению у торца элемента, фиксируются как временная функция с помощью устройства, которое преобразует их в числовой код и передает на компьютер для дальнейшей обработки. По достоверности акустический метод стоит на одном уровне с каротажем. С его помощью

в грунтоцементе элемента фиксируются трещины, пустоты, каверны, включения других материалов, а также однозначно определяется длина свай.

К методам контроля несущей способности грунтоцементных оснований и фундаментов следует отнести:

- статические испытания грунтов грунтоцементными сваями;
- статические испытания штампами грунтов, армированных грунтоцементными элементами.

Статические испытания грунтов грунтоцементными сваями проводятся в соответствии с действующими нормативными документами, как и для остальных свай. При этом необходимо учитывать тот факт, что для грунтоцементных свай обязательно определяется несущая способность сваи по материалу. Часто это значение оказывается меньшим, чем несущая способность сваи по грунту.

Сжимаемость армированного основания оценивается по результатам штамповых испытаний. Для этого используются квадратные железобетонные штампы размерами 100x100 см и 120x120 см. Схема расположения штампа на армированном основании показана на рис. 1.

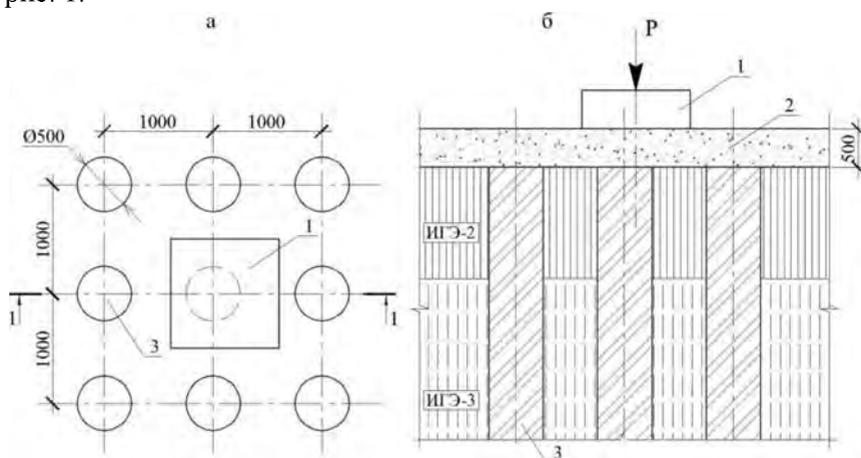


Рис. 1. Схема расположения штампа на армированном основании:
а – вид сверху; б – разрез по 1-1:
1 – квадратный штамп; 2 – распределительная подушка из щебня толщиной 0,5 м;
3 – грунтоцементные элементы

Следует отметить, что штамп позволяет оценить сжимаемость только верхней части армированной толщи основания, т.е. на глубину не более чем два диаметра штампа. Вся остальная закрепленная толща основания, сложенная, обычно, слоями различной литологии, остается не исследованной.

Особенности контроля качества оснований, усиленных армированием грунтоцементными элементами, потребовали использования дополнительных полевых методов исследований, обладающих различной достоверностью получаемых результатов. Можно предположить, что в этом направлении существуют значительные возможности для эффективного учета особенностей конкретных площадок, характеристик исходных компонентов и достоверности методов контроля качества. Указанные методы являются дорогостоящими и требуют дополнительных лабораторных исследований, что не всегда удобно в условиях реальной строительной площадки. Поэтому наряду с этими методами желательно применять скоростные методы исследований, такие как прессиометрический и статического зондирования. Все это обуславливает необходимость изучения аспектов и границ применения этих методов.

Для исследования эффекта армирования грунтоцементными элементами массива грунта одним из наиболее эффективных, по нашему мнению, является метод статического зондирования уширенным наконечником. В этом методе зондирование выполняется при диаметре основания конусного наконечника, превышающим диаметр штанг в 1,6 и более раз и углом при вершине 30° . При таком соотношении, кроме исключения или значительного снижения трения по боковой поверхности штанг, создаются условия для свободного вытеснения исследуемого материала в полость, которая образуется между стенками скважины и штангой, что значительно снижает усилие зондирования [2].

Положительными особенностями метода статического зондирования являются оперативная оценка изменений, которые произошли в грунте вследствие внешних воздействий, а также возможность исследования качества грунтоцементного элемента, что приобретает особое значение в условиях, когда отбор образцов ненарушенной структуры практически невозможен.

Была проведена серия полевых испытаний методом статического зондирования расширенным наконечником грунтоцементных свай

в условиях строительной площадки г. Полтавы. Испытания проводились на грунтоцементных элементах возрастом от двух до пяти суток. Во время испытаний на глубине до одного метра было обнаружено значительное повышение сопротивления зондированию. Эюра удельного сопротивления зондированию для такого элемента приведена на рис. 2.

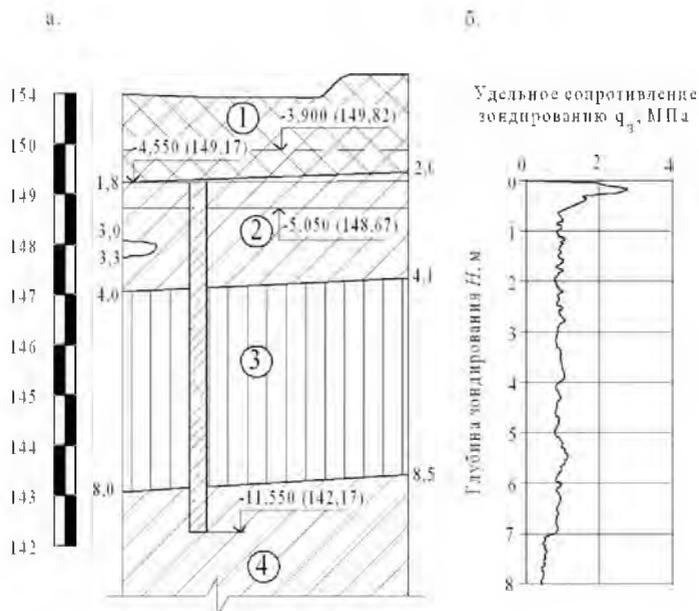


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез (а) и эюра удельного сопротивления зондированию расширенным наконечником (б)

Предыдущими исследованиями выявлено, что повышение сопротивления зондированию в верхней части элемента вызвано в первую очередь повышенным содержанием цемента, а также более высокой температурой и пониженной влажностью приповерхностного слоя грунта. Следует обратить внимание на тот факт, что сопротивление зондированию грунтоцемента ниже зоны переменных температур показывает уверенное постоянство его механических характеристик по глубине независимо от наличия слоистости основания. Это позволяет утверждать об относительной однородности грунтоцементного элемента по высоте, которая достигнута путем многократного перемешивания смеси в процессе его устройства.

Для исследования механических свойств основания, армированного грунтоцементными элементами, использовался гидравлический прессиометр Д-76. Прессиометр работает по воздушно-гидравлической схеме, при которой давление в прессиометре создается газом (азотом), а деформации измеряются по изменению уровня жидкости (воды, антифриза). Диаметр скважины 108 мм, глубина испытания до 25 м, максимальное давление на грунт 40 МПа, длина нагружаемого участка скважины 460 мм, измеряемое радиальное перемещение до 40 мм. Этим прессиометром можно определять модуль деформации грунтов от 1 до 2000 МПа. Схема расположения зонда прессиометра в армированном массиве показана на рис.3.

По результатам прессиометрических испытаний грунтов по глубине определяются: модуль деформации E , МПа; угол внутреннего трения грунта φ , градусах; удельное сцепление c , кПа [3].

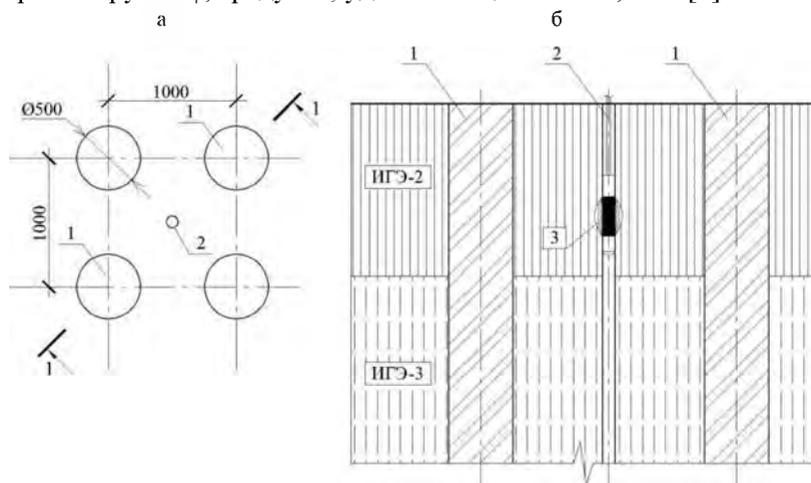


Рис. 3. Схема расположения зонда прессиометра в армированном грунтовой массе:

a – вид сверху; *б* – разрез по 1-1:

1 – грунтоцементные элементы; 2 – прессиометрическая скважина;
3 – зонд прессиометра

На рис. 4 показаны сравнительные графики прессиометрических испытаний грунта природного сложения и закрепленного армированием основания вертикальными грунтоцементными элементами, изготовленными по бурсмесительной технологии.

Проведенные исследования подтверждают эффективность применения методов статического зондирования уширенным наконечником и прессиометрии при контроле качества грунтоцементных оснований и фундаментов. Применение указанных методов расширяет возможности контроля, повышает точность определений его показателей, а также снижает трудоемкость работ.

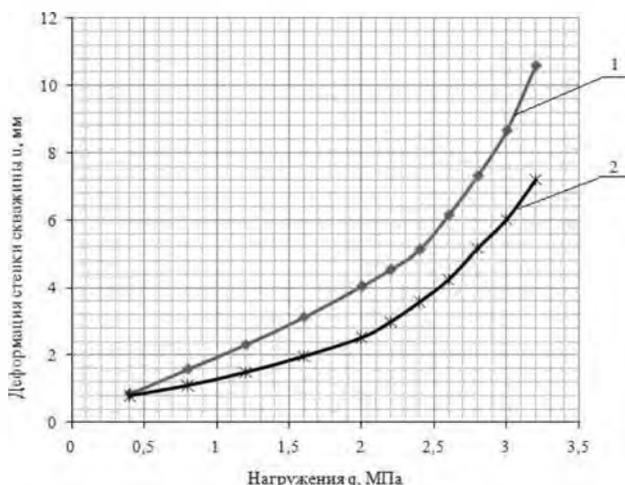


Рис. 4. График прессиометрических испытаний грунтов:
1 – природного состояния; 2 – после армирования основания

Литература

1. Городжа, А.Д. Сучасний стан контролю якості залізобетонних паль і бурових стовпів / А.Д. Городжа, Б.О. Трощинський, В.П. Козел // Основи і фундаменти : Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 30. – К. : КНУБА, 2006. – С. 3
2. Разоренов, В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов./ В.Ф. Разоренов. – М. : Стройиздат, 1968.
3. Трофименков, Ю.Г. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов / Ю.Г. Трофименков, Л.Н. Воробков. – Изд. 3-е, перераб. и доп. – М. : Стройиздат, – 1981.

УДК 624.15

**ВЕРОЯТНОСТНЫЙ ПОДХОД
К ОЦЕНКЕ НАДЕЖНОСТИ ОСНОВАНИЯ
РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ**

Кичаева О.В.

*Харьковский национальный университет строительства
и архитектуры, г. Харьков, Украина*

В статье рассмотрены результаты вероятностной оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) основания реконструируемого здания.

The article considers the results of probabilistic estimation of stress-strain state (SSS) of the basis of the reconstructed building.

Согласно ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ», надежностью строительного объекта называется его свойство выполнять заданные функции на протяжении заданного промежутка времени. В связи с современными представлениями, понятие «строительный объект» включает в себя всю систему «основание – фундамент – сооружение» (ОФС) и надежность всей этой системы обусловлена надежностью каждого составляющего её элемента. Согласно Н.Н. Ермолаеву и Михееву В.В. [1], надежность основания является определяющим фактором для всей системы ОФС, это согласуется и с мнением Далматова Б.И., что более 80% всех аварий зданий и сооружений связаны с недостатками

при проектировании, строительстве и эксплуатации именно оснований и фундаментов [2].

Отказом называется событие, заключающееся в переходе через одно из предельных состояний, т.е. под отказом системы ОФС следует понимать существенное уменьшение (исчерпание) несущей способности хотя бы одного из составляющих этой системы, что может привести к отказу всей системы в целом, результатом чего станет обрушение конструкций или аварийное состояние здания (сооружения).

В настоящее время, согласно требованиям нормативных документов, действующим в Украине, расчет строительных конструкций и оснований выполняются по методу предельных состояний. В соответствии с ними, воздействие на здание представляется в виде неких усредненных (зачастую максимальных) детерминированных значений. Влияние возможной изменчивости этих значений учитывается опосредованно – введением различных коэффициентов. На самом же деле, факторы, влияющие на НДС системы ОФС, являются случайными величинами: нагрузки и воздействия, прочность и деформативность строительных конструкций и оснований. Что касается зданий и сооружений, имеющих возраст в несколько десятков лет, разброс значений факторов прочности и деформативности конструкций и оснований значительно больше. Таким образом, для решения задач надежности реконструируемых зданий может быть применен вероятностный (стохастический) подход.

В рамках данного исследования был применен вероятностный подход к оценке НДС здания районной библиотеки в г. Дергачи, построенного 40 лет назад (рис. 1). Двухэтажное здание в плане имеет прямоугольную форму с размерами 25,2 x 11,2 м и высотой \approx 8,0 м, высота этажа – 3,3 м. Конструктивная схема – несущие продольные кирпичные стены с опирающимися на них ж.б. плитами перекрытия. Стены выполнены в основном из силикатного кирпича, карниз и цоколь – из глиняного, толщина наружных стен – 510 мм, внутренней продольной стены и стен лестничной клетки – 380 мм. Фундаменты ленточные, из бутовой кладки. Глубина заложения подошвы фундаментов – от -2,6 м до -3,6 м (рис. 2).



Рис. 1. Главный фасад здания библиотеки

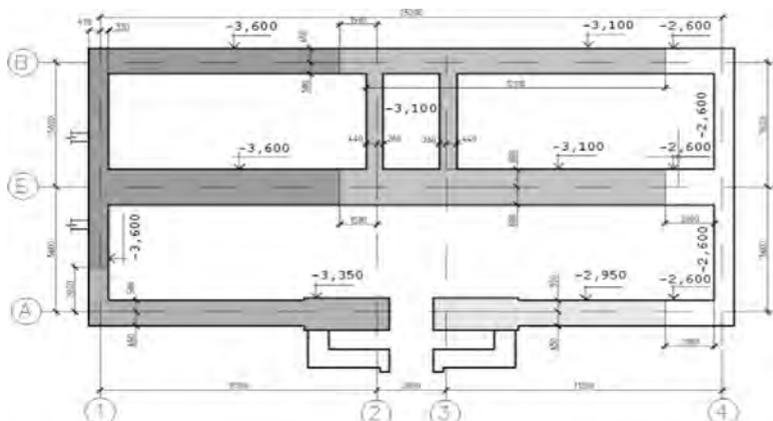


Рис. 2. Схема расположения фундаментов
(более темным цветом показаны участки с большим заглублением фундамента)

В геоморфологическом отношении участок расположен в пределах пойменной террасы р. Лопань. Местоположение участка является неблагоприятным, т.к. в паводковые периоды УГВ может достигать поверхности земли в пойме и она затопливается. На данном участке выделены шесть инженерно-геологических элементов (табл. 1): 1. ИГЭ-1 – насыпной слой мощностью 0,6 – 1,2 м; 2. ИГЭ-2 – суглинок гумусированный, тугопластичный, залегает под ИГЭ-1 на глубине 0,6–1,8 м; 3. ИГЭ-3 – супесь твердая, вскрыта в интервале глубин 1,2–2,2 м; 4. ИГЭ-4 – супесь пластичная, вскрыта на глубинах 1,8–2,7 м; 5. ИГЭ-5 – супесь пестрая пластичная, встречена на глубине 2,2 м и залегает до разведанной глубины

2,7 м; 6. ИГЭ-6 – супесь пластичная, залегает под супесью ИГЭ-4 от глубины 2,7 м до разведанной глубины 3,7 м. Грунтовые воды встречены на глубине 2,7 м. Инженерно-геологический разрез с отметкой подошвы фундаментов показан на рис. 3.

Таблица 1

Характеристики свойств грунтов

Наименование характеристик, обозначение, единицы измерения	Инженерно-геологический элемент, мощность					
	ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3	ИГЭ-4	ИГЭ-5	ИГЭ-6
Плотность грунта ρ , г/см ³	1,53	1,65	1,72	1,77	1,80	1,82
Удельное сцепление c , кПа				11	12	10
Угол внутр. трения ϕ , град				21	22	20
Влажность природ. w , д.ед.				0,14	0,12	0,16
Коэфф. пористости e , д.ед.				0,75	0,82	0,69
Показ. текучести I_L , д.ед.				0,29		0,43
Модуль деформации, МПа				10	8	13

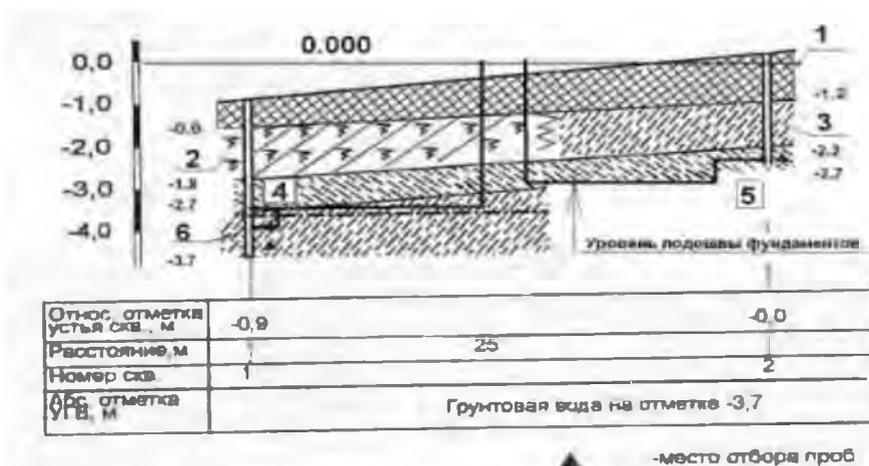


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез вдоль ряда А (оси 1-4):
 1 – насыпные грунты; 2 – суглинок тугопластичный, гумусированный; 3 – супесь твердая, гумусированная; 4 – супесь пластичная; 5 – супесь пестрая пластичная; 6 – супесь зеленоватая пластичная

Кирпичная кладка стен имеет многочисленные трещины с наружной и внутренней стороны стен шириной раскрытия от 0,5 до 15 мм, в том числе и сквозные. Особенно неудовлетворительное состояние кирпичной кладки стен фасадов 1 – 4 и 4 – 1. Также были зафиксированы трещины и во внутренней несущей стене и стенах лестничной клетки, большинство из которых приурочено ко второму этажу; расстояние между плитами покрытия достигает 15 мм. Разрушение кирпичной кладки зафиксировано в местах расположения водосточных труб, а также в кладке цоколя и карниза здания.

Для выполнения численного эксперимента была рассмотрена конечно-элементная модель поперечника здания. Модель была представлена плоскими четырехугольными конечными элементами, работающими в условиях плоской деформации. При этом учитывалась работа всей системы «основание – фундамент – здание» в единой расчетной схеме. Разбивка на конечные элементы расчетной схемы показаны на рис. 4, на котором представлены также напряжения N_z всей системы (т/м²).

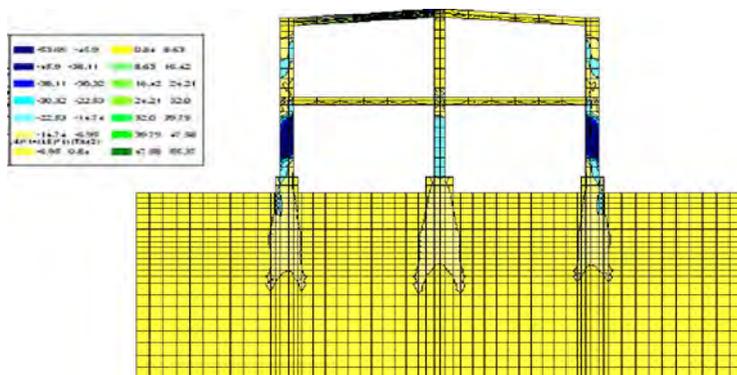


Рис. 4. Расчетная схема поперечника здания и уровень напряжений в элементах

Жесткостные параметры и нагрузки были заданы в соответствии с результатами обследования и нормами проектирования, при этом изменялись два параметра: 1) модуль деформации грунта $E = 8$ МПа, коэффициент вариации $\nu = 15$ % и составил 5,2...10,8 МПа; 2) модуль упругости кладки для силикатного кирпича стен здания. Значения снеговой, ветровой и временной нагру-

зок приняты детерминированными, в соответствии с нормами. Для построения гистограммы случайной величины (СВ) модуля деформации грунта основания (Е) использовался метод статистических испытаний Монте-Карло. По [1], любой закон распределения может быть разложен в ряд по функции нормального распределения и ее производных, если для разлагаемого закона найдены математическое ожидание, дисперсия и др. характеристики распределения. В связи с этим принято, что значения величины Е распределены по нормальному закону, определено значение математического ожидания m_E и и стандарта σ_E , выполнено 2500 статистических испытаний (рис. 5, 6).

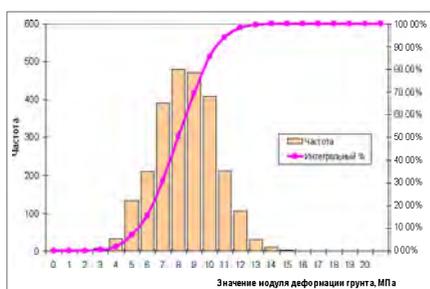


Рис. 5. Гистограмма распределения СВ модуля деформации грунта основания

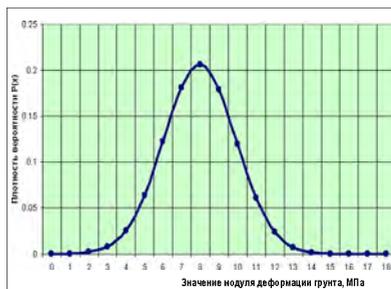


Рис. 6. Кривая функции плотности вероятности нормального распределения для Е

Для определения уровня надежности Н.Н. Ермолаевым и В.В. Михеевым [1] предложено следующее выражение:

$$H = \frac{1}{2} \left[1 + \Phi_z \left(\frac{m_Y}{\sigma_Y} \right) \right]; \quad (1)$$

здесь $\Phi_z(z) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^z e^{-\frac{1}{2}x^2} dx$ – интеграл вероятностей (функция

Лапласа), определяемый по специальным таблицам;

z – характеристика безопасности, равная

$$z = \frac{m_Y}{\sigma_Y} = \frac{m_{Y_1} - m_{Y_2}}{\sqrt{\sigma_{Y_1}^2 + \sigma_{Y_2}^2}}, \quad (2)$$

где Y_1 – «внутренний» фактор системы ОФС, характеризующий в данном случае относительной разности осадок ($\Delta S/L$), которая для

данного вида зданий была принята 0,002; Y_2 – «внешний» фактор условий работы системы, характеризующий в данном случае уровень неравномерной осадки здания, полученной путем численного расчета по МКЭ (рис. 7).

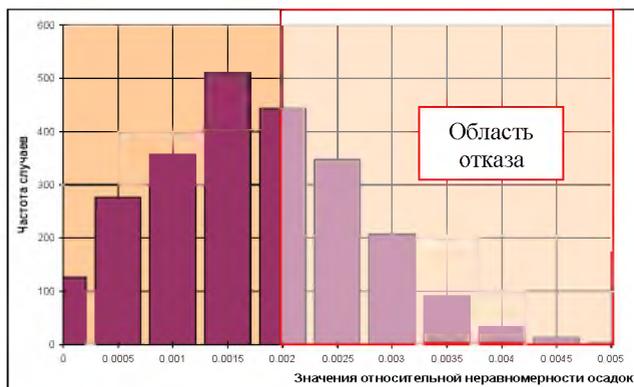


Рис. 7. Распределение СВ неравномерной осадки фундаментов здания библиотеки по результатам численного расчета МКЭ

Здесь сравнивались значения осадок в поперечных сечениях здания, отстоящих друг от друга на 11,4 м; как было сказано выше, две части здания (в осях 1 – 2 и 3 – 4) отличаются и по условиям заложения фундаментов, и по свойствам грунтов основания. По результатам моделирования статистических данных определены по формулам (1) и (2) надежность – $H = 0,5735$ и вероятность отказа по критерию неравномерных осадок $H = 1 - 0,5735 = 0,4265$. В данном случае надежность является низкой, а вероятность отказа – высокой, т.е. необходимы конструктивные мероприятия, уменьшающие гибкость здания: устройство монолитного пояса, увеличение жесткости здания путем устройства обойм в простенках. После усиления и надстройки был выполнен расчет уже 3-этажного здания (рис. 8) и определена его надежность – $H = 0,7224$ и вероятность отказа по критерию неравномерных осадок $H = 1 - 0,7224 = 0,2776$, т.е. после усиления и надстройки надежность увеличилась, однако ее показатель еще недостаточен для нормируемого уровня. На рис. 9 видно, что площадь области отказа в гистограмме рис. 9 меньше, чем в гистограмме на рис. 7.

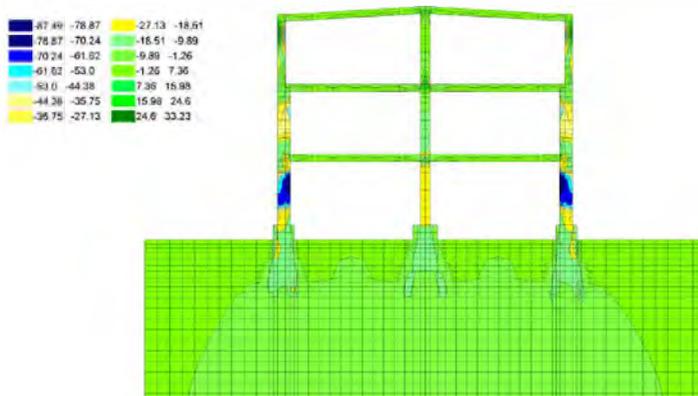


Рис. 8. Расчетная схема поперечника здания и уровень напряжений N_z (т/м²) в элементах здания, усиленного монолитным поясом, обоями в простенках и с надстроенным третьим этажом

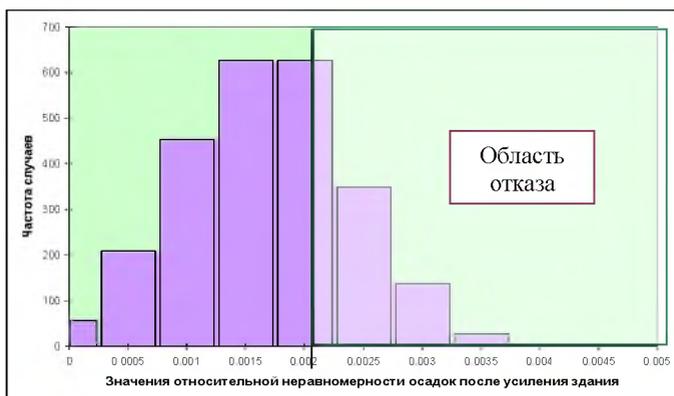


Рис. 9. Распределение СВ неравномерной осадки фундаментов здания библиотеки по результатам численного расчета МКЭ после усиления и надстройки

Выводы

1. Для вероятностных расчетов оснований реконструируемых зданий возможно использовать статистические данные СВ свойств грунтов (в частности, модуль деформации E).
2. При определении уровня надежности одной из частей системы можно воспользоваться методом статистических испытаний Монте-Карло.

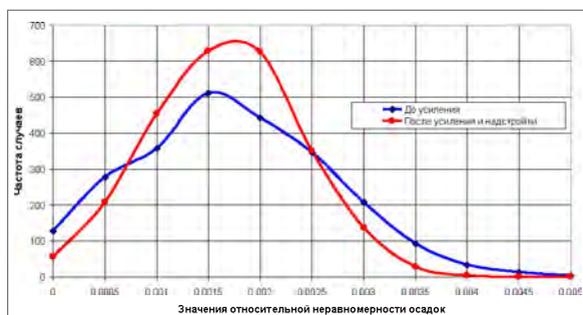


Рис. 10. Распределение СВ неравномерной осадки фундаментов здания библиотеки по результатам численного расчета МКЭ до и после усиления и надстройки

3. Вероятностный расчет более информативен и дает не такой однозначный результат, чем детерминированный, т.к. в данном случае последний показал, что условие по неравномерности осадок выполняется (значение $\Delta S/L$ составило 0,00132, что меньше чем предельно допустимого 0,002).

4. Зная нормативный уровень надежности для конструкций и сооружений, можно выбрать такое техническое решение усиления системы ОФС, которое бы обеспечивало этот уровень надежности.

Литература

1. Ермолаев, Н.Н. Надежность оснований сооружений / Н.Н. Ермолаев, В.В. Михеев. – Л. : Стройиздат, 1976. – 152 с.
2. Далматов, Б.И. Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники : учеб.для вузов / Б.И. Далматов. – СПб. : АСВ, 2002. – 392 с.

УДК 624.15 + 624.131:561.5

**ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ
КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ
ПАРАМЕТРОВ ПРОЦЕССА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ
ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ**

Клебанюк Д.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В.
Брестский государственный технический университет,
г. Брест, Республика Беларусь

В статье приведены результаты исследований по оптимизации размеров и форм подошвы трамбовок, а соответственно массы, высоты сбрасывания, расстояния между точками уплотнения, технология и организация производства работ с учетом как инженерно – геологических условий, так и конструктивно – технологических параметров и факторов.

Results of researches on optimization of the sizes and forms of a sole of tampers, and respectively a weight, heights of a sbrasyvaniye, distances between consolidation points are given in article, technology and the works organization taking into account both inzhenerno – geological conditions, and is constructive – technological parameters and factors.

Анализ исследований [1, 2, 3] показал, что с увеличением модуля деформации грунтов E_0 в естественном состоянии требуется уменьшение диаметра трамбовки $d_{тр}$ и при прочих постоянных условиях (естественная и требуемая плотности сухого грунта

ρ_d^{ectm} и ρ_d^{mp} , мощность уплотняемой толщи h_{yn} , энергия удара M_j описывается следующими зависимостями:

$$d_{mp}^1 = 41.68 \cdot \lg(E_0 - 1.37) + 0.79 \quad (1)$$

и
$$d_{mp}^2 = 14.07 \cdot E_0^{-1.19} - 2.56 \quad (2)$$

с индексами корреляции – $R_1 = R_2 = 0.998$ и суммой квадратов отклонений – $S_1 = 0.498$, $S_2 = 0.556$.

При этом уменьшение d_{mp} возможно до определенных пределов, так как при $d_{mp} < 1-0$ м происходит разуплотнение грунта с образованием зон выпора за пределами пяты трамбования.

Выявлено также, что чем больше мощность уплотняемого слоя H_{yn} , тем d_{mp} (при прочих постоянных условиях) должен быть меньше и зависимости между ними имеют следующий вид:

$$d_{mp}^1 = -3.05 \cdot \lg(H_{yn} - 0.36) + 7.94 \quad (3)$$

$$d_{mp}^2 = 10.01 \cdot H_{yn}^{-0.54} - 0.6 \quad (4)$$

с индексами корреляции – $R_1 = 0.994$; $R_2 = 1.0$ и суммой квадратов отклонений – $S_1 = 0.321$, $S_2 = 0.244$.

А это определяет необходимость при уплотнении грунтовых толщ большой мощности одновременно с увеличением d_{mp} увеличивать массу трамбовки M и высоту сброса H .

При этом, чем больше требуемая плотность сухого грунта ρ_d^{mp} , тем d_{mp} (при прочих постоянных условиях) должен быть меньше и зависимости между ними имеют следующий вид:

$$d_{mp}^1 = -0.13 \cdot \lg(\rho_d^{mp} - 0.77) + 1.8, \quad (5)$$

$$d_{mp}^2 = 0.49 \cdot (\rho_d^{mp})^{-0.92} + 1.51 \quad (6)$$

с индексами корреляции – $R_1 = 1.0$, $R_2 = 0.999$ и суммой квадратов отклонений – $S_1 = 0.0017$, $S_2 = 0.0009$.

Следует отметить, что наибольшая эффективность уплотнения грунтовых оснований достигается при оптимальной влажности грунтов w_{opt} . При влажности ниже w_{opt} требуется большая энергия на разрушение существующей и формирование новой структуры, что и обуславливает уменьшение глубины $H_{уп}$ при некотором повышении степени уплотнения. Так, например, для глинистых грунтов снижение влажности ниже оптимальной на 4 – 5% приводит к уменьшению глубины уплотнения $H_{уп}$ до 15 – 20%.

На рис. 1 дан график зависимости $\rho_d = f(w)$, который показывает, что максимальное значение плотности сухого грунта ρ_d^{max} достигается при w_{opt} , причем с увеличением содержания глинистых частиц значение ρ_d^{max} возрастает.

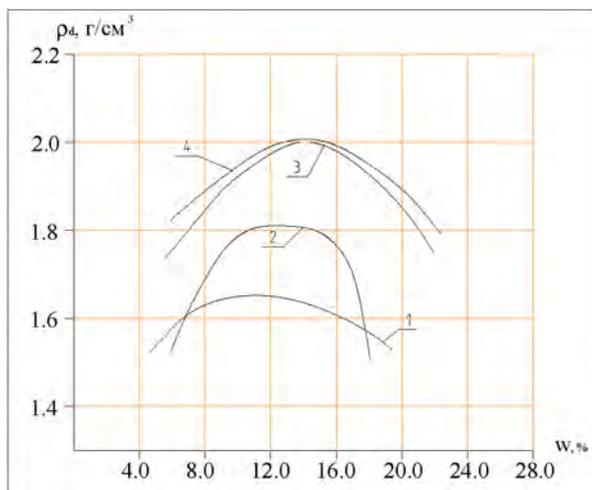


Рис. 1. График зависимости плотности сухого грунта (ρ_d) от влажности (w):
1 – песок пылеватый; 2 – супесь пылеватая; 3 – супесь моренная (пластичная);
4 – суглинок моренный

Отсюда следует, чем однороднее грунт, тем его плотность будет выше при одних и тех же энергозатратах на уплотнение.

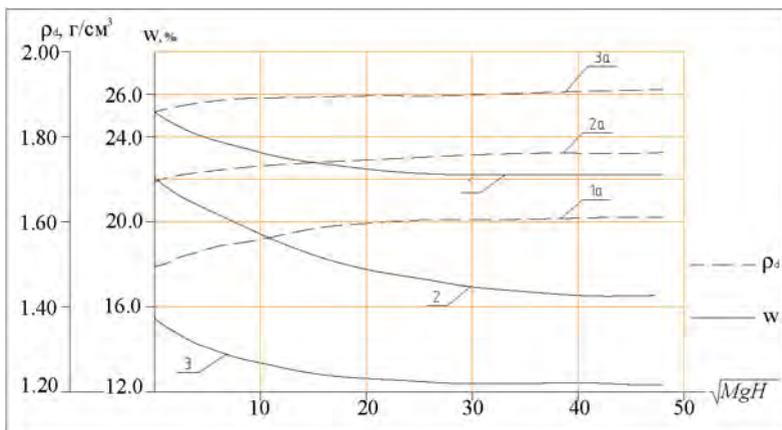


Рис. 2. Графики зависимости изменения влажности грунтов w и плотности сухого грунта ρ_d от энергии удара \sqrt{MgH} :

1 – пески пылеватые; 2 – супеси пылеватые; 3 – супеси пластичные;

Исследования по изменению влажности (w) и плотности сухого грунта (ρ_d) при уплотнении тяжелыми трамбовками [2, 3] (рис. 2) показал, что чем больше энергия удара (\sqrt{MgH}), тем w меньше. При этом практически для всех видов и состояний грунтов наибольшее снижение w характерно на первоначальном этапе уплотнения и даже при малой энергии удара. Увеличение энергии удара обуславливает уменьшение w , но оно очень незначительное. Что касается изменений ρ_d , то оно имеет обратную тенденцию, т. е. при увеличении энергии удара ρ_d увеличивается и, особенно, на начальном этапе уплотнения.

Расчетные зависимости для связей этих величин, т.е. $w = f(\sqrt{MgH})$ и $\rho_d = f(\sqrt{MgH})$ и параметры их достоверности приведены в табл. 1.

Расчетные зависимости и параметры их достоверности

Грунт	Общий характер зависимостей. Расчетные зависимости	Коэффициент корреляции, R
		Сумма квадратов отклонений, S
Супеси пластичные	$w = a \cdot e^{b \cdot \sqrt{MgH}} + c$ $w = 3.13 \cdot e^{-0.09 \cdot \sqrt{MgH}} + 22.08$	$\frac{0,999}{0,12}$
Супеси пылеватые	$w = 5.98 \cdot e^{-0.06 \cdot \sqrt{MgH}} + 16.04$	$\frac{0,999}{0,16}$
Пески пылеватые	$w = 3.13 \cdot e^{-0.1 \cdot \sqrt{MgH}} + 12.38$	$\frac{1,0}{0,07}$
Пески пылеватые	$\rho_d = a \cdot \lg(\sqrt{MgH} + b) + c$ $\rho_d = 0.67 \cdot \lg(\sqrt{MgH} + 1.54) + 17.6$	$\frac{0,995}{0,204}$
Супеси пылеватые	$\rho_d = 0.93 \cdot \lg(\sqrt{MgH} + 10.16) + 19.75$	$\frac{0,999}{0,066}$
Супеси пластичные	$\rho_d = 0.41 \cdot \lg(\sqrt{MgH} + 4.05) + 24.64$	$\frac{0,975}{0,19}$

Не менее существенной является и проблема минимизации энергетических затрат на уплотнение грунтовых оснований. Исследования [3, 5] показали, что увеличение массы трамбовки зачастую обеспечивает не только требуемую степень уплотнения (глубину отпечатка) с минимальными энергетическими затратами, но и равномерное распределение плотности по глубине. В качестве расчетных предложены следующие зависимости:

$$S = \frac{\rho_d^{mp} - \rho_d}{\rho_d^{mp}} \cdot H_{yn}; \quad (7)$$

$$S = \sqrt{\frac{8MH(1-v^2) \cdot w}{\pi \cdot d_{mp}^2 \cdot E}}, \quad (8)$$

где ρ_d^{mp} и ρ_d – плотность сухого грунта соответственно до и после уплотнения, $\frac{\rho}{\rho_{cm}}^3$; $H_{уп}$ – глубина уплотнения, м; M – масса трамбовки, т; H – высота сброса трамбовки, м; w – безразмерный коэффициент; d_{mp} диаметр трамбовки, м; E_0 – модуль деформации уплотняемого слоя грунта, МПа.

Линейная зависимость между глубиной отпечатка h_{omn} и количеством ударов (n) характерна в основном при уплотнении грунтов природного сложения и намывных уплотнившихся. Для свежесыпанных грунтовых массивов глубина отпечатка на 20–25 % больше при одном и том же числе ударов.

По результатам экспериментальных исследований П.С. Пойта [3] предложил расчетную зависимость для глубины отпечатка S в зависимости от количества ударов n :

$$S = n \cdot ctg\varphi + 42.0, \quad (9)$$

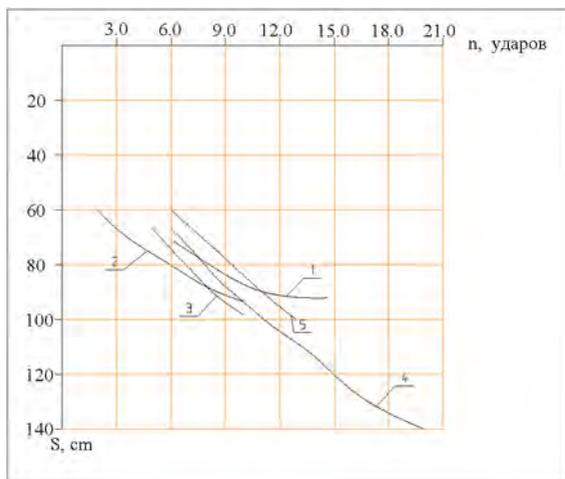
где φ – угол наклона прямой, характеризующей зависимость затрат энергии на уплотнение грунта A от глубины отпечатка h_{omn} .

Значение угла φ по данным [1, 3] зависит от вида уплотняемого грунта и массы трамбовки и для трамбовок массой до 15 т φ обычно не превышает 25° , но в зависимости от вида грунта он может изменяться в пределах – $10 \div 45^\circ$.

Однако следует отметить, что данный подход является достаточно приближенным, что подтверждается графиками зависимости $S = f(n)$ и $S = f(A)$, т. е. связи глубины отпечатка S от количества ударов n в одной точке до уплотнения грунта до отказа (≤ 5 см) и работы A , затрачиваемой на создание этого отпечатка (рис. 3).

Аналогичные особенности характерны и для функциональных связей $S = \varphi(A)$. Расчетные зависимости $S = f(n)$ и $S = \varphi(A)$ приведены в табл. 2.

a



б

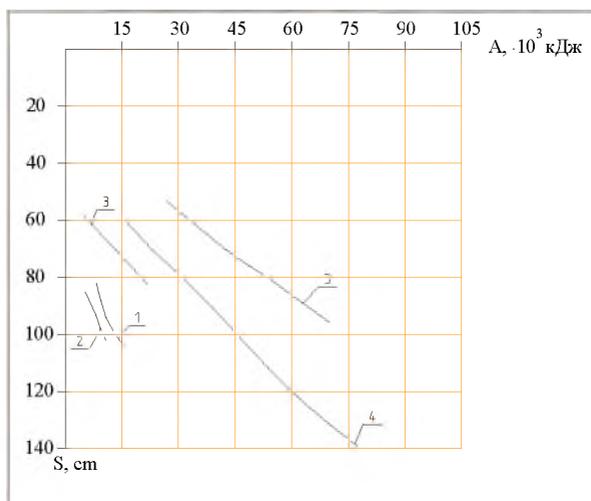


Рис. 3. Графики зависимости глубины отпечатка S от количества ударов n (*a*) и от работы A , затрачиваемой на его формирование (*б*):
1 – пески; 2 – супеси; 3 – глины; 4 – суглинки; 5 – суглинки и глины пластичные и водонасыщенные

Таблица 2

Расчетные зависимости

Грунт	Общий характер зависимостей. Расчетные зависимости	Коэффициент корреляции, R
		Сумма квадратов отклонений, S
	$S = a \cdot \lg(n + b) + c$	
Пески	$S = 36.12 \cdot \lg(n + 3.3) - 0.3$	$\frac{1.0}{0,869}$
Супеси	$S = 14.67 \cdot \lg(n - 4.2) + 60.8$	$\frac{0,996}{1,51}$
Глины	$S = 65.6 \cdot \lg(n + 2.9) - 69.5$	$\frac{0,996}{2,51}$
Суглинки	$S = 122.2 \cdot \lg(n + 10.9) - 278.4$	$\frac{1.0}{1,63}$
Суглинки и глины пластич- ные	$S = 467 \cdot \lg(n + 70.2) - 1.9 \cdot 10^{-3}$	$\frac{0,997}{2,44}$
	$S = a \cdot \lg(A + b) + c$, $S = a \cdot e^{b \cdot A} + c$, $S = a \cdot A^b + c$	
Пески	$S = 53.08 \cdot \lg(A + 12.2) - 74.9$	$\frac{0,986}{3,56}$
Супеси	$S = 0.025 \cdot A^{2.82} + 83.5$	$\frac{0,998}{0,74}$
Глины	$S = 66.4 \cdot e^{0.02 \cdot A} - 12.0$	$\frac{0,998}{1,22}$
Суглинки	$S = 5.76 \cdot A^{0.68} + 22.3$	$\frac{0,999}{2,45}$
Суглинки и глины пластич- ные	$S = 0.11 \cdot A^{1.45} + 41.8$	$\frac{0,948}{2,26}$

Вместе с тем следует отметить, что для уплотнения грунта до требуемой плотности ρ_d^{mp} можно выбрать и трамбовки другого диаметра d_{mp}^i , но в этом случае изменятся энергозатраты на уплотнение. Например, при большем d_{mp}^i необходимо будет выполнить больше ударов в каждой точке, а зона уплотнения практически не увеличивается. При меньшем d_{mp} требуемая плотность может быть достигнута и при меньшем количестве ударов, т. е. снижении энергозатрат, но при этом зона уплотненного грунта резко уменьшается.

Результаты исследований позволили построить расчетные номограммы для определения диаметра трамбовки $d_{mp} = f(H_{yn}, l_{omn}, h_{omn})$ и расстояний между точками трамбования $l = \varphi(\frac{P}{\rho_{mp}}, H_{yn}, h_{omn})$ (рис. 4 и 5).

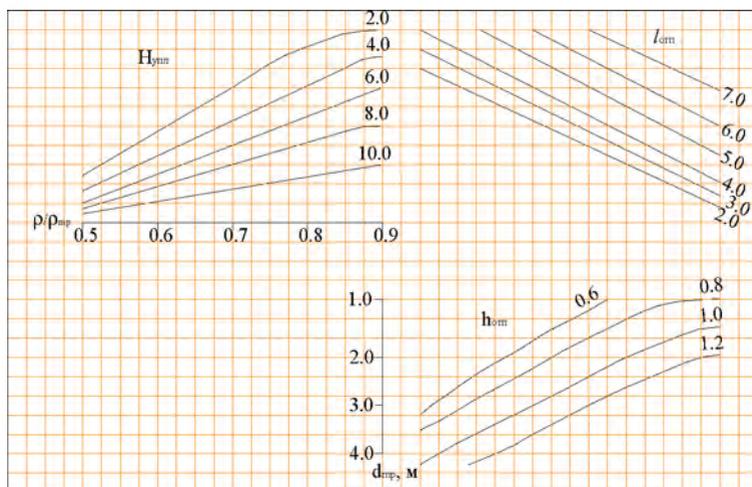


Рис. 4. Номограмма для определения диаметра трамбовки

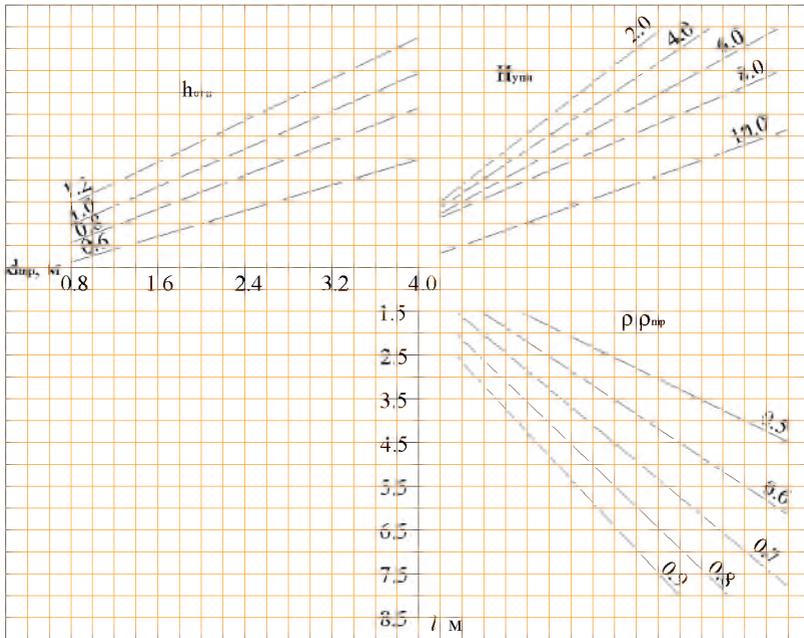


Рис. 5. Номограмма для определения расстояния между точками трамбования

На основе анализа имеющихся исследований и производственного опыта [1– 5] составлена таблица рекомендуемых конструктивно – технологических параметров процесса уплотнения грунтовых оснований тяжелыми трамбовками (табл.3).

Проведенные исследования позволяют отметить, что оптимизация конструктивных параметров трамбовок ($d_{ггг}$, формы подошвы, M) и технологических (H , l) и процесса уплотнения требует полного и достоверного учета как инженерно – геологических условий, так и конструктивно – технологических параметров и факторов.

Таблица 3

Рекомендуемые конструктивно – технологические параметры
уплотнения грунтовых оснований

№ № п/ п	Толщина уплотняемого слоя, $H_{уп}$, м		Массы грам- бовки M , т	Диаметр грам- бовки, $d_{тр}$, м	Высота сброса, H , м	Число ударов по одному следу, n	Глубина отпечатка, $h_{отп}$, м
	Глинистые грунты	Песчаные грунты					
1	2	3	4	5	6	7	8
1	до 2,0	до 2,2	до 2,5	до 1,2	6–8	12– 14	0,6–0,8
2	2,0–2,5	2,2–2,5	2,5–3,5	1,2–1,6	6–8	12– 14	0,6–0,8
3	2,5–3,0	2,5–3,5	3,5–5,5	1,6–1,8	6–8	12– 14	0,7–0,8
4	3,0–4,5	3,5–4,8	5,5–6,5	1,8–2,0	6–8	12– 14	0,8–0,9
5	4,5–6,0	4,8–6,9	6,5–10	2,0–2,4	8–10	10– 12	0,8–0,9
6	> 6,0	> 7,0	10,0– 15,0	2,4–3,5	8–10	8–10	0,9–1,0

Выявление взаимозависимости между диаметром $d_{тр}$ и массой M трамбовки, исходной влажностью W , глубиной отпечатка $h_{отп}$, энергией удара \sqrt{MgH} , работой A и числом ударов n , расстоянием между точками уплотнения l , соотношением плотностей сухого грунта $\rho_d^{фак} / \rho_d^{нр}$, модулем деформации E_0 позволили построить расчетные номограммы и разработать рекомендации по выбору оп-

тимальных конструктивно – технологических параметров уплотнения грунтовых оснований.

Литература

1. Пойта, П.С. Влияние физико – механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовок / П.С. Пойта // Строительство. – 2003. – №1. – С. 243–247.

2. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // Строительство и архитектура : Вестник БрГТУ. – 2003. – №1 (19). – С. 109– 110.

3. Пойта, П.С. Особенности формирования зоны уплотнения грунтов при уплотнении грунтового основания тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк // Матер. XVIII Межд. науч.-метод. семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров в Республике Беларусь» ПГУ, Новополоцк, 2012. – С. 189–196.

4. Грунтовые основания, уплотнение тяжелыми трамбовками. Порядок проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-107-2008 (02250). – Введ. 08.09.2008. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 33 с.

5. Шведовский, П.В. Влияние конструктивных параметров и особенностей формы подошвы тяжелых трамбовок на формирование свойств грунтов в зоне уплотнения / П.В. Шведовский, П.С. Пойта, Д.Н. Клебанюк // Строительство и архитектура : Вестник БрГТУ. – Брест, 2013. – № 1, – С. 20–23.

УДК 624.151:550.834.015.2

УПРОЧНЕНИЕ СЛАБОГО ОСНОВАНИЯ СТОЛБАМИ В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Клосиньски Болеслав, Гаевска Беата,

Научно-исследовательский институт мостов и дорог,

г. Варшава, Польша

Изложены различные виды упрочнения слабых грунтов при помощи столбов в дорожном строительстве, особенности их проектирования и устройства.

In article various types of hardening weak soils by means of columns in road construction are stated, features of their design and arrangement are explained.

Упрочнение или улучшение основания является обычной ежедневной практикой в дорожном строительстве. Все чаще дороги строят на мало пригодных для застройки территориях. В земляных сооружениях используют местные грунты или отходы производства. В Польше внедрено много новых технологий, создающих богатые возможности для упрочнения и улучшения оснований.

Различают методы поверхностного упрочнения, используемые непосредственно на поверхности дорог, и глубинного – даже до 20-30 м. Различные вопросы, касающиеся упрочнения оснований и улучшения свойств грунтов, отражены в «Рекомендациях по упрочнению оснований в дорожном строительстве» [26] и во многих монографиях [например, 18]. В статье рассмотрены различные виды столбов для упрочнения оснований насыпей.

1. Объем и цели упрочнения основания дороги

Цель упрочнения зависит от строительных задач и грунтовых условий. К ним относятся: увеличение несущей способности и снижение осадок сооружений, исключение потери устойчивости (при сдвиге или оползнях), обеспечение откосов выемок склонов и защита близлежащих конструкций, предотвращение разжижения грунта и стабилизация структуры грунтов основания.

Основание должно обеспечить требуемый запас прочности и устойчивости в течение всего срока службы сооружения. В соответствии со стандартом PN-S-02205: 1998 [14] и Правилами MTiGM [19], расчетная осадка поверхности насыпи (сумма осадок ее тела, оснований упрочненного и природного) после возведения не должна превышать 10 см. Последующая эксплуатационная осадка не должна вызывать нарушения профиля поверхности, особенно у объектов с мало податливыми фундаментами, у которых осадки насыпи и объекта должны быть идентичными. При несоблюдении этих требований следует придать иную форму сооружению или изменить свойства основания. Одним из наиболее часто используемых способов лечения является создание упрочняющих столбов.

Необходимость упрочнения основания возводимого земляного сооружения возникает тогда, когда в нем имеются грунты с малой или недостаточной несущей способностью:

- малопрочные (c_u до 50 кПа без дренирования и $CBR \leq 3$) и сильносжимаемые (модуль деформации до 5 МПа), прежде всего органические и насыпные (антропогенные);
- с неустойчивой структурой (текучие, просадочные – лессовые, подверженные суффозии, склонные к разжижению и т.д.);
- на территориях оползневых, карстовых и подверженным деформациям при горных работах.

Описание методов испытаний слабых грунтов при их уплотнении содержится в Руководстве [26]. Испытание должно выполняться в соответствии с Инструкцией по испытаниям грунтовых оснований дорожных и мостовых сооружений [8] и Еврокодом EC7-2. Выбор методов упрочнения и основ проектирования отражен в [3].

2. Глубинное упрочнение основания столбами

Среди преимуществ такого упрочнения основания можно выделить: адаптацию длин столбов к мощности слоев слабых грунтов,

причем эти их длины меньше чем у свай, большую скорость изготовления, малый шум во время работ (за исключением выштамповки), опрессовку грунта вокруг столбов.

Имеется много групп методов глубинного упрочнения и специальных технологий. Они подробно рассмотрены в Руководстве [26] и публикациях [1,2,4,5, 7, 10, 18, 23, 24], где содержатся общие указания по выбору типа столбов для различных грунтов. Следует учитывать, что целесообразность и эффективность использования каждого метода зависят не только от типа грунта, но и от его свойств, которые могут изменяться в очень широком диапазоне.

В этой статье представлены приемы устройства в слабых слоях столбов, которые располагают по регулярной сетке (квадрат, треугольник и др.). Для столбов используют щебень и гравий или их выполняют методом динамической замены слабых грунтов на известь или цемент (столбы DSM), на цементный раствор или бетон низкого класса (столбы СМС), либо по технологии струйной цементации. В результате создается слой композитного материала с повышенными параметрами прочности.

Следует отличать столбы упрочнения от свай с высокими осевой прочностью и жесткостью на изгиб при армировании по всей длине или на ее части. Осадки свай при вдавливании невелики. Столбы упрочнения основания являются своего рода армированием слабого грунта (рис. 1) и могут быть податливыми, частично податливыми или жесткими. Принцип их работы отличается от фундаментов на сваях, которые передают 100 % нагрузки на несущее основание; грунт между сваями не должен садиться (или даже привести к их погружению от отрицательного трения).

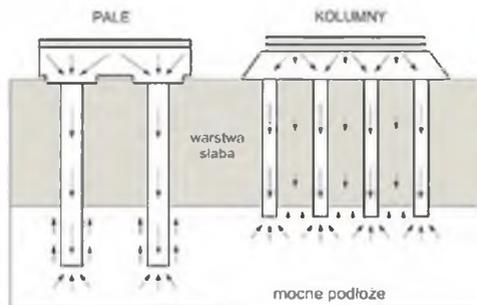


Рис. 1. Основы выполнения свай и колонн, упрочняющих основание

В случае столбов осадка земной поверхности, например, насыпи, вызывает осадку одновременно со столбами. В столбах возникают силы, спрессовывающие материал в их головах, а на их боковых поверхностях сдвигающие напряжения. В верхней части слабого слоя напряжения направлены вниз и догружают столб (через негативное трение), а в нижней части и в более глубоком несущем слое напряжения сжатия направлены вверх и вместе с отпором основания «поддерживают» столб.

Сущность изготовления столбов – это увеличение прочности армируемого ими слабого слоя. В некоторых методах выполнения столбов улучшаются также свойства окружающего грунта - за счет распора в стороны, облегчения дренажа излишков воды или под действием эффекта стабилизации вяжущим (известь, цемент). Столбы, в отличие от свай, не требуют большого заглубления в несущий грунт - как правило, от 0,5 до 1 м, т. е. чтобы обеспечить хорошее защемление в прочном основании. Во время передачи нагрузки нижний отрезок столба вдавливаются в несущее основание. В этой фазе все столбы и вся насыпь достигают значительной осадки, лишь бы это не было во вред. Со временем наступает консолидация основания и слабого слоя, а осадки быстро стабилизируются. В результате упрочнения основания осадки после выполнения конструктивных слоев у поверхности становятся незначительными и уже оказываются в допустимых границах.

Стоит отметить, что у столбов не стоит назначать размеры как у свай, заглубляя в прочное основание. Не следует также их загружать пробными нагрузками как свай – до 150% от расчетной нагрузки. Выполнять эти столбы можно одновременно со сваями. Если определяют размеры столбов согласно норм на сваи PN-B-02482-1983, то должны выполняться требования, касающиеся свай, т.е. размеров, прочности материалов, заглубления в несущий слой грунта и т.п., а также контроля с помощью пробных испытаний.

Несущая способность основания и столбов при передаче боковых сил, а особенно изгибающих моментов невелика, поэтому в таких случаях упрочнение основания столбами может быть мало эффективным. Тонкие столбы «жесткие», из материалов очень прочных (например, бетонные, вибробетонные, инъекционные), после излома практически теряют способность восприятия боковых сил, а также в большой степени горизонтальных.

Разные виды столбов отличаются жесткостью (или гибкостью). Наиболее сильно податливые столбы несвязные (гравийнокаменные, песчаные в оболочках из геосинтетики, вытрамбовываемые ударами), жесткие – формируемые методами глубинного перемешивания DSM или вибробетонные, а наиболее жесткие (приближенные к сваям) – буросмесительные или инъекционные. Жесткость столбов зависит более от способа формирования, а также от примененных материалов, например, от их прочности. Более мощные и довольно с однородными свойствами столбы формируются из контролируемого раствора или бетона. Более податливые столбы из смеси связующего с грунтом – менее однородны, с локальными зонами более слабыми с не вполне правильными параметрами. Основные данные о разных типах столбов приведены в таблице

Вид столбов	Типовые диаметры, см	Типовая /максим. глубина, м	Типовая/максим. несущая способность N_s, кН
Гравийно-каменные	40–80	8/20	250–500
Вибробетонные	28–42	12–25	300–700
Песчаные в геотекстильных оболочках	60–150	10–25	–
Ударноштампованные (замена динамическая)	30–60	10–25	400–750
Инъекционные (струйная цементация)	200	3/6	1500–2000
Глубинное перемешивание сухое и мокрое	60–150 (240)	12/25	слабые 300–500 кПа; прочные 1–10 МПа
Формируемые микро-взрывами	60–120	10/30	–

Упрочненное основание столбами является своеобразным композитом, параметры которого определяют как осредненные значения с учетом перекрытия полей составных элементов.

Для обеспечения равномерного опирания насыпи на относительно жесткие столбы и передачи нагрузки на их головы выполняют над ними слой из уплотненного механически щебня, обычно армируемого геосинтетиками (геотекстиль, георешетка). В данном случае имеем дело с так называемым матрацным усилением. Для этих матрацев следует использовать геосинтетики жесткие с низкой ползучестью, чтобы избежать чрезмерных и неравномерных деформаций опирающихся земляных сооружений.

Контролем качества работ во время выполнения столбов является постоянный мониторинг таких параметров, как длина столба, продолжительность процесса и количество используемого материала. При дорогих работах рекомендуется выполнение тестов на пробных насыпях, особенно измерения осадки во времени и прочности грунта в основании.

Хорошим примером является строительство Национального стадиона в Варшаве [23], где проекту реконструкции предшествовали технологические пробы и испытания несущей способности свай и столбов. В группе из четырех опытных гравийно-бетонных столбов длиной по 7 м, выполненных по технологии виброзамены, при нагрузке до 2250 кН осадка составила 6 мм. На основании полученных результатов определена жесткость при упрочнении $80\,000\text{ кН/м}^3$, а без усиления – около $18\,500\text{ кН/м}^3$. Несущая способность упрочненного столбами основания оценена в 560 кПа. Также выполнено испытание инъекционного столба $\varnothing 1000$ мм длиной 8 м. При усилии 3000 кН осадка составила 9,9 мм. Жесткость столба при ожидаемом загрузении в конструкции оценена в $400\,000\text{ кН/м}^3$, т.е. приблизительно как у буровой сваи среднего диаметра. Контрольная проверка параметров позволила рационально запроектировать заложение объектов стадиона на упрочненном основании.

3. Выбранные методы выполнения столбов

3.1. Методы вибрационного формирования столбов

Методы вибрационные принадлежат к наиболее часто используемым. Они заключаются в уплотнении грунта или формированию столбов в грунте. Существуют различные типы методов [17, 26]. Ниже описан вибрационный способ формирования столбов.

3.1.1. Виброзамена. Метод основан на образовании в слабом грунте столбов каменных или из гравия, армирующих

и дренирующих грунт. Такие столбы повышают его несущую способность, уменьшают и ускоряют осадки. Их применяют в основном в мягкопластичных суглинках и глинах, в слоях торфа, ила или плавунцов в несколько метров. Метод полезен при упрочнении неконтролируемых насыпей, в том числе из строительного мусора, шлака, зол уноса и др.

Следует заметить, что колебания от вибратора могут привести к разжижению связных грунтов с стиксотропными свойствами и высокой структурной чувствительностью.

В методе выброзамены используют вибратор глубинный в трубе при соосной подаче щебня на дно скважины. Во избежание разрыхления грунта его заглубляют без нагнетания воды, а при извлечении может закачиваться сжатый воздух. При формировании столба щебень вдавливаются в окружающий грунт, что изменяет его механические свойства. Сильная водопроницаемость столба способствует вытеснению из грунта воды и снижению порового давления. Создание в основании относительно жестких столбов снижает его сжимаемость и осадки, а также ускоряет консолидацию.

Гравийные столбы ведут себя как податливые колонны. При соосном сжатии и поперечном расширении - распоре возникает отпор окружающего слабого грунта, который препятствует чрезмерной деформации. В чрезвычайно слабых грунтах (например, сильно обводненных торфах) боковой отпор слишком мал, поэтому подаваемый материал расплзается и смешивается со слабым грунтом без обеспечения осевой жесткости столба.

Типичные нагрузки, воспринимаемые столбами из гравия колеблются от 250 до 300 кН. При длительном нагружении наступает консолидация связного грунта и перераспределение напряжений, сопровождаемая некоторыми дополнительными осадками. В целях ускорения мобилизации сопротивления грунта и ограничения последующих осадок применяется обычно предварительное периодическое нагружение упрочняемого основания грунтовой пригрузкой.

Контрольные испытания гравийных столбов включают исследование зернового состава применяемого щебня и динамическое зондирование в теле столбов для подтверждения заложенной в проекте степени уплотнения и осадки. Иногда выполняют пробное нагружение столбов или основания, упрочненного группой столбов.

3.1.2. Виброцементные и вибробетонные столбы. Такие столбы выполняют из щебня с цементным связующим в очень слабых грунтах (торфы, илы) при помощи погружных вибраторов «шлюзовых» с трубой по центру для подачи материала в забой скважины. Диаметр столба зависит от сопротивления окружающего грунта и традиционно составляет около 60 см. Во время создания виброцементного столба в прессуемый материал нагнетается цементный раствор. Столбы вибробетонные выполняют из прессуемого бетона «трамбуемой» консистенции класса В10 и В25 или конструкционного В25. В процессе их формирования вибратор может многократно погружаться и извлекаться с целью раздвижки материала в стороны и увеличения диаметра.

3.2. Столбы из песка или наполнителя в оболочке из геотекстиля

Столбы, создаваемые методом свай Franki при заполнении песком геотекстильного «рукава», использовались в стране уже в 90-х годах XX века. В последнее время этот тип столбов был усовершенствован. Их используют в экстремальных грунтовых условиях – в многометровых слоях очень слабых грунтов (торфов, болотных и мягкопластичных илов). Они являются альтернативой старым методом «втапливания» насыпей из минеральных грунтов в такие слабые основания. Разработанный в Германии метод базируется на формировании столбов Ø 800 мм в погружаемых и извлекаемых стальных обсадных трубах с закрываемыми внизу клапанами. Трубы диаметром до 1500 мм заглубляют тяжелыми сваебойными агрегатами с выемкой из них разработанного грунта. В заглубленную трубу погружают геотекстильный рукав большой прочности, тканый «по кругу» (без шва), который заполняют песком и извлекают трубу вибратором. Такие методы применены в при строительстве автомагистрали А2 и подробно описаны в [21]. Укреплены там очень слабые основания из обводненных грунтов органических на беспрецедентную глубину до 28 м с соблюдением рекреационных требований в отношении осадок дорожного полотна при контроле качества по разработанной системе мониторинга.

3.3. Глубинное перемешивание грунта

Глубинное перемешивание (Deep Soil Mixing – DSM) предусматривает устройство (рис. 2) в основании столбов (одиночных, в виде стен, ростверков или блоков) из местных грунтов, в смеси со связу-

ющим, подаваемым насухо (сухое) или мокрым (влажное). В сухом методе обычно применяют цемент или смесь цемента с известью, в мокром – различные цементы с добавками металлургических шлаков или золы уноса. Метод DSM используют для упрочнения толстых слоев (даже более 20 м) слабых связных грунтов, илов и торфов, если их трудно заменить или укрепить другими методами.



Рис. 2. Выполнение столбов по технологии DSM двойным смесителем, исполнитель: ООО Куллер Польша

Сущность процесса заключается в рыхлении грунта и перемешивании (или частичной замене) со связующим механически или гидравлически (т.е. с участием струйной инъекции в мокром способе). Диаметр столбов DSM, выполняемых сухим способом, составляет от 0,6 до 1 м (как правило, 0,6 и 0,8 м), а мокрым способом – от 0,4 до 2,4 м (обычно от 0,8 до 1,5 м); длина – обычно до 10 м (максимально до 20 м). Столбы обычно размещают по правильной сетке и рядами (соприкасаемые или пересекаемые). Различают столбы тонкие «минисваи» диаметром до 200 мм из слабого

грунта, смешиваемого шнековым буром с цементно-песчаными смесями. Их длины составляют от 33 до 10–12 м, а число – от 1 до 2 на м².

Столбы, выполняемые методом глубинного перемешивания грунта, могут нагружаться только через пару недель после их изготовления, что позволяет быстрее (например, по сравнению с консолидацией при помощи дрен) достигать пропускной способности дороги в сложных грунтовых условиях. Глубинное перемешивание, в зависимости от грунтовых условий, используется для упрочнения основания, увеличения его несущей способности и повышения прочности с уменьшением осадок под дорожными или железнодорожными насыпями, подъездами к мостам, стабилизации блоков грунта (обычно глубиной от 2 до 5 м), формирования противофильтрационных барьеров или предотвращения осыпания рыхлых песчаных грунтов.

Пригодность метода ограничена в грунтах с препятствиями, затрудняющими их перемешивание, или если имеются вредные химические вещества и т.п. Для ограничения количества потребного связующего в данном месте должны проводиться предварительные испытания пробных образцов смесей в лаборатории или выполняться пробные столбы на объекте. В грунте с большим содержанием органики следует проверить возможность получения необходимой прочности, проницаемости и долгосрочной стабильности.

При методе перемешивания насухо прочность на сжатие стабилизированного грунта возрастает от 10 до 40 раз, а его несущая способность составляет 100–150 кПа. При мокром методе перемешивания прочность на сжатие известково-цементных столбов достигает от 1 до 10 МПа, в зависимости от свойств грунта и количества используемого связующего. Очень большой прочности достигают столбы с использованием смеси цемента и гранулированного доменного шлака. Однако в органических грунтах их прочность значительно меньше. В свежий столб можно погружать арматурный каркас или стальной прокатный профиль.

При контроле свежевыполненных столбов DSM отбирают пробы для лабораторных испытаний на сжатие. В некоторых случаях можно взять образцы после отверждения. После окончания работ иногда выполняют пробные испытания столбов нагрузкой.

Разные решения описаны в публикациях [22,24,25], а их выполнения и проектирования – в нормах т EN 14679:2005 [16].

3.4. Столбы буросмесительные

При устройстве столбов упрочнения основания применяют механизмы для выполнения буросмесительных свай по системе без выемки грунта посредством бура, вытесняющего грунт в стороны. Столбы такие упрочняют основание, уплотняя рыхлые пески или «армируя» слабые связные и органические грунты. Столбы из бетона менее прочные в сравнении со сваями (обычно В10-В20) и не должны заглубляться в несущий грунт, когда достаточно только осадки его кровли.

В дорожном строительстве буросмесительные столбы обычно упрочняют и стабилизируют основания насыпей. Поэтому неправильно их называть сваями, что может вводить в заблуждение. Преимуществом буросмесительных столбов по сравнению с устраиваемыми виброзаменой или глубинным премешиванием является возможность их создания в очень слабых грунтах. Благодаря непрерывному процессу штамповки бетонной смеси, которая раздвигает слабый грунт и создает в нем уплотненный ствол, мала опасность «разрыхления» или возникновения слабых расслоенных столбов.

3.5. Струйная инъекция

Струйная инъекции (jet grouting) [1.15] является методом упрочнения оснований и формирования в нем элементов из закачиваемого раствора и закрепляемого им грунта. Процесс создания столба заключается в нарушении структуры под большим напором раствора или воды и разрыхлении грунта или частичной его замены и перемешивания со связующим – чаще всего с цементным раствором. В результате струйной инъекции возникает грунтоцементный композит из цилиндрических элементов – столбов или плоских – стен. Из них можно создавать разные конструкции: блоки, частоколы, диафрагмы, панели, перекрытия и т. д. Струйную инъекцию используют и для укрепления слабого основания дорог [10, 11].

Этот метод пригоден во всех грунтах (минеральных и антропогенных), в выветрелых и даже в слабых скальных породах. В связных грунтах, особенно в органических, прочность возникшего материала мала (до 500 кПа). Диаметр столба обычно от 60 см до 3 м.

Основные параметры процесса: состав, давление, расход инъекционной смеси, скорость перемещения и оборотов монитора. При однорастворной инъекции [15] давление обычно 30–50 МПа, а расход 50–450 л/мин.

Инъекционные столбы армируют стальными элементами (стержнями, трубами, прокатом), погружаемыми во время или после струйной инъекции. Такие элементы также не должны рассматриваться в качестве свай. Международные рекомендации ограничивают прочность цементогрунта до 5 МПа и рекомендуют назначать коэффициенты надежности больше чем у обычного бетона.

Струйная инъекция сопровождается вытеканием к поверхности материала из смеси частиц грунта с раствором. Следует обратить внимание на то, как поступать с вынутым грунтом, временным хранением на стройке, возможностью утилизации и окончательным хранением в целях снижения вредного воздействия на окружающую среду.

3.6. Столбы вытрамбовываемые - замена динамическая

Замена динамическая (Dynamic Replacement – DR) является разновидностью динамической консолидации [2, 4, 7, 26]. В основании с очень слабыми грунтами толщиной от 2 до 5-7 м выполняют гравийные столбы Ø2–3 м посредством выштамповывания за несколько ударов трамбовкой (рис. 3) полости, в которую засыпают гравий, снова ее погружают и досыпают грунт. Операции продолжают до прекращения осадки при последующих ударах трамбовки. Столбы формируют из местных доступных материалов, причем лучше всего из крупного щебня и скальных обломков.

Можно использовать отходы (шлак, опоки, отходы ископаемых, кирпичный бой, обломки бетона), гравий или песок. Типичный вес трамбовки составляет от 8 до 20 т. По сравнению с традиционной динамической консолидацией динамическая замена характеризуется быстротой процесса упрочнения основания, более надежным и эффективным улучшением его свойств благодаря перемешиванию с засыпаемым материалом. Формируемые в основании столбы увеличивают его несущую способность, существенно снижают осадки и повышают устойчивость возводимых зданий. Столбы могут загружаться практически сразу после формирования.

Результаты исследования вытрамбовываемых столбов и правила проектирования содержатся в работе [20].

3.7. Комбинированные столбы

Комбинированные (гибридные) столбы – бетонные с пятами из гравия, оголовком из гравия или с оголовком и пятой из гравия. В зависимости от типа гибридного столба для его исполнения применяют один или два механизма. Оголовок гравийный выполняется через примерно 4–10 часов после устройства железобетонного ствола. В качестве материала для пяты и оголовка чаще всего используют гравий с зернами от 0 до 32 мм. Диаметр бетонной части составляет 25–60 см, гравийной – 60–80 см. Гравийная пята лучше обеспечивает опирание столба, а гравийный оголовок – упругий характер опирания. Опоры с оголовком из гравия лучше приемлемы в случае низких дорожных насыпей. Колонны с пятой из гравия обычно имеют несущую способность от 400 до 700 кН. Схема их выполнения показана на рис. 4.

Используют также столбы с оголовками бетонно-гравийными. Для этих столбов на первом этапе выполняют бетонный ствол, который должен быть заземлен в несущих грунтах на глубину около 0,5 м, а голова достигать верхней рабочей платформы. Затем при помощи экскаватора оголовок столба срезается минимум на 0,5 м. Возникшее при этом свободное пространство заполняют гравием и уплотняют. Оголовки столбов должны быть выполнены после создания ствола не более чем через 3–4 часа.

В рамках контроля качества произведенных работ производят динамическое зондирование используемого при исполнении пяты (оголовка) гравия и испытание прочности бетона. Иногда выполняют статические испытания столбов.

В Польше гибридные столбы с гравийными пятами были успешно использованы при упрочнении оснований (грунты слабые мощностью до 8 м), на объездной дороге Елку (рис. 5 и 6), бетонные столбы с оголовками бетонно-гравийными для упрочнения слабых грунтов при реконструкции железнодорожной линии Е-30 на станции Гданьск Южный [9].



Рис. 3. Формирование вытрамбовываемого столба

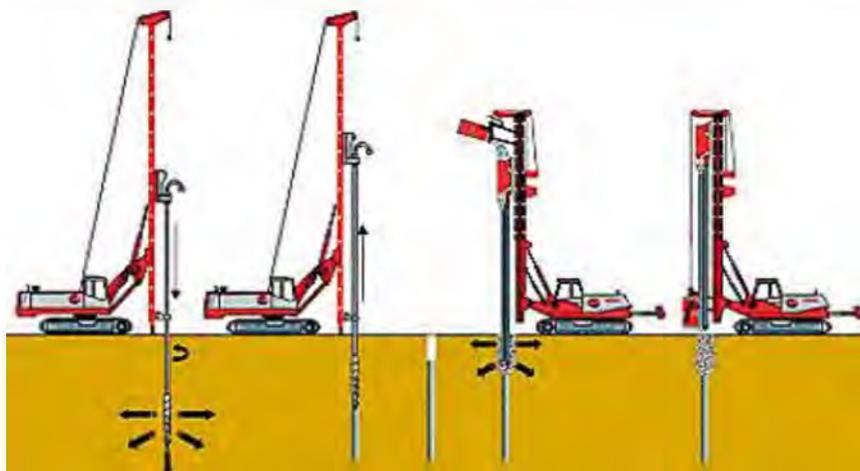


Рис. 4. Схема формирования бетонного столба с оголовком из гравия:
фаза 1 – выполнение столба из бетона, фаза 2 – формирование гравийного оголовка;
источник: ООО Менард, Польша



Рис. 5. Заполнение трубы, образуя агрегаты гравия колонны ноги (объезд Елку), источник: ООО Менард, Польша



Рис. 6. Выполнение бетонных столбов с оголовками бетонно-гравийными, исполнитель: ООО Менард, Польша

3.8. Столбы, формируемые методом микровзрывов

Технология микровзрывов использует энергию, возникающую в результате взрыва достаточно малых зарядов взрывчатых веществ (рис.7). Она позволяет укрепить слабые грунтовых оснований дорог и других сооружений в большом объеме за короткий промежуток времени. Основными преимуществами являются гораздо быстрая консолидация грунта и меньшие затраты по сравнению с другими методами упрочнения основания.

Процедуры упрочнения грунтов могут заменить методы более дорогие, но более надежные, такие как сваи. Однако возникают неопределенности в оценке основания и самих процедур упрочнения. Особенно важны глубины залегания слоев слабых грунтов, которые требуют укрепления, их свойства и другие параметры.

При проектировании упрочнения столбами необходимы надежные расчеты, обратно пропорционально возможной точности контроля качества. При выборе методов упрочнения следует взвесить

то, обеспечивают ли они разную прочность и повышение надежности, но также и различаются ли их стоимости.

Многолетний опыт показывает типовые риски при упрочнении оснований с помощью разного вида столбов. В соответствии с PN-EN 1997-1:2008, риск касается превышения предельных состояний:

- ПС эксплуатации (SLS): чрезмерные осадки, крены или смещения фундаментов;
- ПС по несущей способности (ULS): осадки, способствующие повреждению конструкций, разрушению материала, либо чрезмерные осадки столбов в основании, выпор грунта из под фундамента, потеря общей устойчивости (оползни) или сдвиг.

Масштаб риска зависит от свойств слабого грунта и методов упрочнения. Осадки, даже значительные, в процессе упрочнения тела насыпи не являются большой проблемой – они непрерывно выравниваются при укладке последующих слоев. Допускаемые конечные осадки поверхности насыпей после устройства нижнего слоя дорожной одежды не должны превышать 10 см и не вызывать деформацию поверхности, особенно на объектах с малоподатливыми фундаментами.

Конкретные риски связаны с очень малой способностью столбов к восприятию горизонтальных сил, особенно при малых вертикальных нагрузках. Этот фактор также следует принимать во внимание при производстве работ по устройству временных насыпей. На столбы в склоне насыпи давит выдавливаемый с ее стороны слабый грунт и может их разрушить (рис. 8). Для восприятия горизонтальных сил требуется армирование у подошвы насыпи, например, при помощи геотекстиля. Следует также избегать раскопок, нарушающих устойчивость оснований в зонах, прилегающих к упрочненным столбами поверхностям.

В очень слабом основании (C_u ниже 10–15 кПа) может наступить «рассыпание» столбов их несвязных обломков. Поэтому в таких условиях требуются столбы со связующим (вибробетонные или из трамбуемого бетона) или песчаные в геотекстильных оболочках.

Контроль качества включает проверку:

- геометрических размеров, особенно глубины столба – на практике это непрерывно определяет оператор машины (автоматическая регистрации заглубления и сопротивления инструмента или расход энергии, материалов и т.п.);

- свойств материала столба по испытаниям на образцах или на месте (прочность, состояние уплотнения, осевая жесткость столба).



Рис. 7. Упрочнение основания методом микровзрывов, исполнитель: ООО Олбуд-Поморже



Рис. 8. Разрушение голов столбов в результате перемещения масс слабого грунта

Оформление протоколов и измерений должны непрерывно оцениваться и приниматься (или нет!) контролерами самих исполнителей или инвесторов. Неотложный анализ результатов может устранить любые недочеты в начале, а не в конце работ, когда они уже трудно исправимы. Надзор должен быть разумным – «не цепляться», например, к мелочам в бумагах, но заботиться о вопросах по существу. Контроль должен быть непрерывным, а не по оказии.

Исполнительная документация упрочнения основания должна содержать точное описание метода (*method statement*), например, в виде подробной технической спецификации, включающей величины или контролируемые параметры, программу (частоте) контроля, критерии приемки, лицо, ответственные лица.

Полезные указания для большинства методов содержат нормы EN группы «Выполнение специальных геотехнических работ» [15,16, 17], Указания IVDiM [26] 2002 г. (желательна их актуализация, но отсутствует интерес у дорожной администрации). Некоторые специалисты требуют переработки соответствующих документов и в этом случае важна хорошая техническая спецификация.

Для крупных объектов, особенно линейных, протяженных во времени и пространстве, метод наблюдений в проектировании детально изложен в Еврокоде 7-1.

Заключение

Упрочнение слабых оснований дорожных сооружений при помощи столбов является методом, выгодным экономически, а часто и по времени. Упрочнение грунтового основания создает возможность использования территорий, очень неудобных для застройки. Технологии фомирования столбов постоянно развиваются. Совершенствуются качество работ и возможность их контроля, что поможет расширить сферу их применения. Есть множество европейских стандартов для большинства методов.

Являются основой рационального выбора видов таких столбов и методов упрочнения, исчерпывающе приспособлены к конкретным потребностям испытаний грунтов, охватывают определение контура слабого основания, как и его параметров. Успех упрочнения во многом зависит от свойств грунта, поэтому для успеха важно определить предварительные сведения об основании, а также дополнить их специальными испытаниями применительно к избранному методу, а также контрольными испытаниями в процессе строительства. Оговорены также наблюдения за поведением зданий.

Для упрочнения оснований столбами обычно используют специфические методы и процессы. Программирование и их проектирование, а также выполнение и контроль требуют специальных знаний и опыта. Вид методов должен быть адаптирован к особенностям конкретной области. Этим должны заниматься опытные проектировщики–геотехники и специалисты подрядчика (но не дилетанты!), что позволит избежать дорогостоящих и неэффективных решений.

Литература

1. Bzowka J.: Kolumny iniecyjne duzych srednic. Inżynieria I Budownictwo. 2005, nr 3, s. 126.

2. Fudali J., Saloni J.: Wzmocnienie podłoża gruntowego metodą konsolidacji dynamicznej. „Inżynieria i Budownictwo”. 2007, nr 7–8, s. 387–389.

3. Gajewska B., Klosiński B.: Rozwój metod wzmacniania podłoża gruntowego. Seminarium PZWFS i IBDiM. „Wzmacnianie podłoża i fundamentów”. Warszawa, 31 marca 2011 r. Warszawa. 2011, s. 13–54.

4. Godlewski T., Saloni J.: Wzmocnienie podłoża gruntowego kolumnami DR na przykładzie odcinka trasy Siekierkowskiej w Warszawie. XIX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Augustów, czerwiec 2006 r. „Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo”. 2006, R. 28, t. 2, s. 347, 348.

5. Imiolek R.: Łączenie technologii w geotechnice – obwodnica Barczewa. „Magazyn Autostrady”. 2008, nr 10, s. 110–113.

6. Gryczmański M.: Metody analizy nośności i osiadania podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi. „Inżynieria Morska i Geotechnika”. 1993, nr 5, s. 224–231.

7. Gryczmański M.: Wzmacnianie słabego podłoża gruntowego wbijanymi kolumnami kamiennymi. Przegląd doświadczeń śląskich. „Inżynieria i Budownictwo”. 2003, nr 3.

8. Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych. IBDiM. Warszawa, 1998.

9. Jurczak J., Musiał B., Szczepaniak S., Świniański J.: Zastosowanie wibrowymiany do wzmocnienia nasypu i podłoża na odcinku Węgliniec – Pieńsk linii kolejowej E-30. Konferencja Naukowo–Techniczna „Problemy Modernizacji Linii Kolejowej E-30”, Kliczkow k. Bolesławca, 8–9 listopada 2007 r. [b.m.w.] 2007.

10. Kościak P., Noga L.: Zastosowanie wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej do wzmacniania podłoża gruntowego i fundamentów. XVI Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, Ustroń, 21–24 lutego 2001 r. T.1. Referaty. Katowice 2001, s. 213–228.

11. Michalski T.: Kolumny o średnicach od 2,5 do 5 metrów. „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne” 2008, nr 2 (17), s. 62–65.

12. PN–83/B–02482 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.

13. PN–81/B–03020 Grunty budowlane. Posadowienie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

14. PN–S–02205:1998 Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.

15. PN EN 12716:2002 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Iniekcja strumieniowa.

16. EN 14679:2005 Wykonawstwo specjalnych robot geotechnicznych. Wgłębne mieszanie gruntu.
17. EN 14731:2005 Wykonawstwo specjalnych robot geotechnicznych. Wgłębne wibrowanie.
18. Pisarczyk S.: Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego. Oicyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa, 2005.
19. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. DzU 1999, nr 43, poz. 430.
20. Sękowski J., Kwiecien S.: ymiana dynamiczna – praktyczne aspekty zastosowania w budownictwie drogowym. „Magazyn Autostrady” 2010, nr 10, s. 124–128.
21. Sobolewski J., Ajdukiewicz J.: Budowa autostrad A1 i A2 na terenach o zdegradowanym oraz słabym podłożu z zastosowaniem geosyntetyków i monitoringu w ich posadowieniu. Konferencja „Podłoże i fundamenty budowli drogowychg, Kielce, 9 maja 2012 r. IBDiM. Warszawa, 2012.
22. Swiniański J., Turczyn K.: Zastosowanie iniekcji wspomaganej mechanicznie (DSM) i stabilizacji do wzmocnienia podłoża na odcinku Szymankowo–Lisewo linii kolejowej E-65. Ogólnopolska Konferencja Naukowo–Techniczna „Nowoczesne metody stabilizacji podłoża pod nawierzchnie drogowe i kolejowe”, Żmigród–Węglewo, 22–23 października 2009 r. [b.m.w.] 2009.
23. Teżyk S., Głodzik K.: Wzmocnienie podłoża gruntowego pod budowę Stadionu Narodowego w Warszawie. Seminarium IBDiM i PZWFS „Fundamenty palowe” Warszawa, 22 kwietnia 2009 r. Warszawa, 2009.
24. Topolnicki M.: Wzmacnianie i uszczelnianie gruntu metodą mieszania in-situ (Soil Mixing). „Inżynieria Morska i Geotechnika” 2003, nr 6, s. 385–398.
25. Topolnicki M.: Wzmacnianie i uszczelnianie gruntu metodą wgłębego mieszania na mokro (DSM). XXIV Konferencja? „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, Wisła, 17–20 marca 2009 r. Katowice, 2009.
26. Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym. (Autorzy: B.Kłosiński, K.Grzegorzewicz, P.Rychlewski, S.Wierzbiński, P.Wileński), GDDP. Wyd. IBDiM. Warszawa, 2002.

Перевод с польского М.И. Никитенко

УДК 624.153.524:624.138

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНО АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Кравцов В.Н.

*Научно-исследовательское республиканское унитарное
предприятие по строительству «Институт БелНИИС»,
г.Минск, Беларусь*

В статье приводится методика проектирования (расчет, конструирование) вертикально армированных оснований (геомассивов) фундаментов зданий и сооружений из забивных и набивных свай уплотнения исходя из экспериментальных исследований и 2-х групп предельных состояний. Дан пример расчета и конструирования геомассива.

Methodology of designing (computing, engineering) vertical reinforced foundation beds (geomassifs) using driven and bored cast-in-place piles on the basis of experiments and two groups of ultimate states is considered. And example of geomassif's counting and engineering is given.

Введение

В РУП «Институт БелНИИС» предложены новые конструкции и технологии упрочнения оснований плитных фундаментов (рис. 1) способом вертикального армирования грунта (далее геомассив ВА), позволяющих снизить трудоемкость и материалоемкость упрочнения грунта не менее чем на 20–30 %, как по сравнению с тради-

ционными способами (укатка, трамбовка и др.), так и с другими типами известных геомассивов ВА.

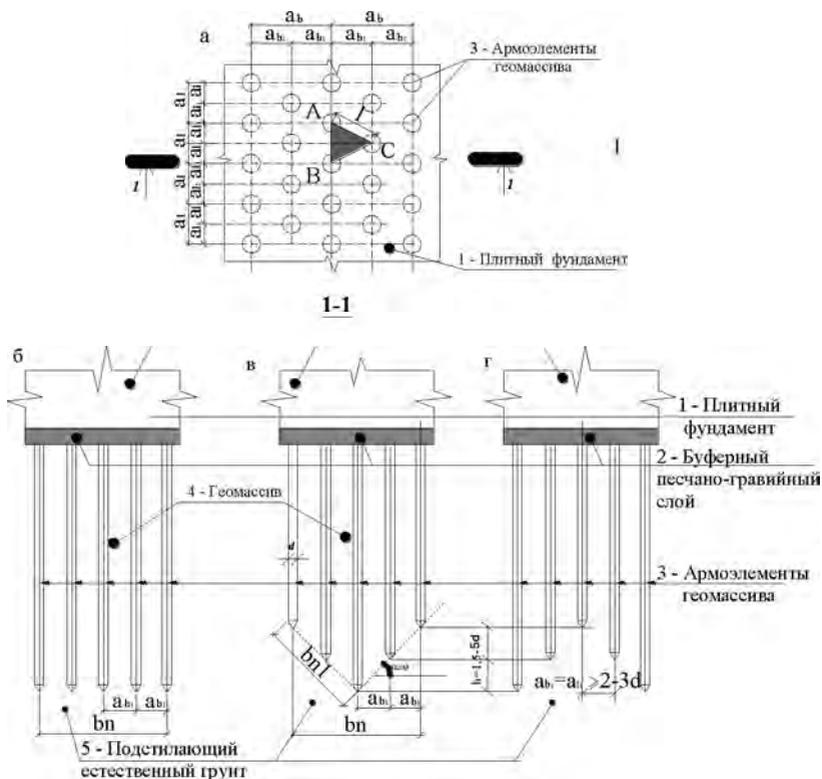


Рис. 1. Схема вертикального армирования основания (геомассива) плитных фундаментов:

а – план фундамента и армоэлементов; *б* – геомассив с расположением нижних концов в одном уровне по глубине – тип 1; *в* – то же, тип 2 – с конусным расположением нижних концов армоэлемента по глубине, отметки которых убывают от центра к краям плитного фундамента; *г* – то же, тип 3 – с убыванием нижних концов от краев к центру плитного фундамента

Проведенные исследования и накопленный опыт проектирования и возведения предлагаемых геомассивов [1–3 и др.] позволили разработать методы их расчета и проектирования, которые вошли в Рекомендации по проектированию и изготовлению вертикально

армированных оснований плитных фундаментов [4] и частично представлены далее в настоящей статье.

1. Предпосылки разработки метода расчета геомассива ВА по результатам экспериментальных исследований

Экспериментальные исследования, выполненные ранее в РУП «Институт БелНИИС» [1-3 и др.] и другими организациями, позволили выявить ряд особенностей поведения геомассива от действия вертикальной нагрузки. В частности установлено:

1. Сжимаемость армоэлементов геомассива ВА, в отличие от свай в свайном фундаменте, незначительно отличается от сжимаемости уплотненного (упрочненного) окружающего природного грунта. Геомассив ВА работает, не как свайное, а упрочненное армоэлементами (уплотненное) грунтовое основание с эквивалентными характеристиками (ρ , φ , c , E) не менее чем в 2–3 раза, превышающими их значения в неармированном грунте и обладает по отношению к природному грунту ярко выраженной прочностной и деформационной анизотропией. Армоэлементы не только упрочняют грунт основания, но и создают арочный эффект, который значительно снижает осадки фундамента.

2. Разрушение геомассива ВА от предельной нагрузки происходит по следующим схемам:

а) от выпора из под фундамента грунта буферной подушки, если ее мощность больше предельной толщины ($h_{10} > 0.75b$, где b – ширина фундамента);

б) от проскальзывания (задавливания) армоэлементов относительно естественного грунта – для железобетонных, металлических армоэлементов с повышенной прочностью материала (при предельных нагрузках на основание);

в) от потери устойчивости геомассива по явно выраженным условно прямолинейным поверхностям скольжения, которые образуют углы (рис. 2): α – с армоэлементами при их предельном шаге для рассматриваемой нагрузки от фундамента; β – к горизонтальной плоскости подошвы буферного слоя 2 по рис. 1.

Таким образом, для оценки степени устойчивости и исследования условий возникновения сдвигов в основании плитного фундамента, вполне очевидна возможность применения общей теории механики грунтов, в частности равновесия горных пород,

эквивалентного модуля деформации, $E_{\text{ЭКВ. min}}$, геомассива, обеспечивающего осадки сооружения меньше допускаемых.

$$E_{\text{ЭКВ. min}} = \beta \frac{p_{\text{max}} H_c}{s_u}, \quad (1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный: при p_{max} до 0.2 МПа – $\beta = 1$; при p_{max} от 0,2 до 0.3 МПа – $\beta = 0,8$; p_{max} – максимальное давление плитного фундамента на основание, МПа; s_u – допустимая конечная осадка основания плитного фундамента, регламентируемая проектом или нормами ТНПА, м (рекомендуется не более 8 см, для жилых зданий $s_u \leq 5$ см); $H_c = \beta \cdot p_{\text{max}} / \gamma_m$ – условная минимальная глубина сжимаемой зоны, м, здесь β – см. формулу 1; γ_m – средний удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубине не менее двух его ширин, МН/м³.

2. Используя зависимость между модулем общей деформации E_0 (или коэффициентом сжимаемости a_0) и коэффициентом пористости e (компрессионная зависимость или результаты испытания опытных полевых штампов), для $E_{\text{ЭКВ. min}}$ определяется требуемый коэффициент пористости $e_{\text{ЭКВ. расч.}}$ грунта геомассива после упрочнения основания армоэлементами из свай, который является основным показателем для разработки проекта геомассива ВА;

3. По теории предельного равновесия с использованием расчетной схемы на рисунке 2 устанавливаются необходимые прочностные характеристики упрочненного грунта (угол внутреннего трения $\varphi_{\text{ЭКВ. (II)}}$, град, и сцепление $e_{\text{ЭКВ.}}$, МПа), при которых устойчивость основания (геомассива ВА) будет обеспечена при $K_{\text{уст.}} = 1,2$;

4. Используя известные зависимости изменения прочностных характеристик от плотности-влажности, по формулам (2) – для песчаных и (3) – глинистых грунтов, устанавливается необходимая минимальная плотность грунта (коэффициент пористости $e_{\text{уп. min}}$)

$$e_{\text{п. min}} = e_{\text{макс}} - I_D (e_{\text{макс}} - e_0), \quad (2)$$

$$e_{\text{гл. min}} = \frac{s}{b \cdot 100} (w_p + 0,5 I_p), \quad (3)$$

где e_0 , $e_{\text{макс}}$ – коэффициенты пористости песка а соответственно в исходном (рыхлом) сложении и в предельно плотном состоянии; $I_D = 0,7-0,8$ – индекс относительной плотности; w_p и I_p – соот-

ветственно влажность на границе раскатывания и число пластичности; γ_s, γ_w – соответственно удельный вес частиц и воды, кН/м^3 .

В случае, если необходимый по расчету коэффициент пористости $e_{\text{экр.расч}}$ (см. п. 2) получается большим минимального значения коэффициента пористости уплотненного грунта $e_{\text{упл.мин}}$ по формулам (2) и (3), применение армоэлементов для достижения требуемой плотности (коэффициент пористости) **эффективно**. Если же грунт не может быть уплотнен армоэлементами до необходимой плотности, их применение **нецелесообразно**.

5. При расположении армоэлементов в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника (см. рис. 1) шаг a и расстояние между сваями l , m , определяются из выражения (4) и (5)

$$a_{\text{max}} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3\sqrt{3} (\gamma_{\text{экр.расч}} - \gamma_0)}}, \quad (4)$$

$$l_{\text{max}} = a_{\text{max}}/2 \cdot \cos 45^\circ, \quad (5)$$

где a, l – см. рис. 1; d_a — диаметр армоэлемента, m ; $\gamma_{\text{экр.расч}}$ — удельный вес упрочняемого грунта по (6), кН/м^3 ; γ_0 — удельный вес грунта до уплотнения, кН/м^3 ;

$$\gamma_{\text{экр.расч}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{экр.расч}}} (1 + 0,01\omega), \quad (6)$$

где ω — влажность грунта до уплотнения, %;

6. Длина армоэлементов L, m , геомассива ВА должна приниматься равной для водонасыщенных глинистых грунтов не менее высоты его сжимаемой толщи H_c , в остальных случаях, как правило, до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления R , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырёх для ленточных плитных фундаментов;

7. По данным опытов и сложившейся проектно-строительной практики в Республике Беларусь между армирующими элементами и подошвой плитного фундамента необходимо выполнить буферную подушку 2 (см. рис. 1) из песчано гравийной смеси, уплотненной до коэффициента плотности $K_{\text{сom}} \geq 0,98$ с модулем деформации $E \geq 20 \text{ МПа}$. Мощность подушки h_{16} рекомендуется назначать по

формуле (7) но не более 1/5 ширины плитного фундамента b и не менее 0,15 м.

$$h_{тб} = \frac{s \cdot E_6 \cdot \Sigma A_a}{p_{\max}}, \quad (7)$$

где p_{\max} – максимальное давление на буферную подушку от плитного фундамента, МПа; ΣA_a – площадь всех оголовков армоэлементов, м; E_6 – модуль деформации уплотненной промежуточной буферной подушки в зависимости от ее материала, принимаемый равным не менее: для песка средней крупности – 20 МПа; для крупного песка и известкового щебня – 25 МПа; для гранитного щебня – 40 МПа; в случае применения других материалов значение E_6 можно принимать исходя из условия, что бы его осадка не превышала $s_u \leq 15$ мм;

8. Запроектированный по пп. 1-7 геомассив ВА и его конструктивные армоэлементы проверяются: а – по прочности применяемых материалов, регламентируемой соответствующими нормами (ТНПА), по осадкам, согласно п.9 и прочности подстилающего грунта $\sigma_{zpi} < R_{\text{подст}}$.

9. Конечная средняя осадка основания (s_{Γ}) для плитного фундамента на геомассиве из свай вычисляется методом послойного суммирования согласно ТКП 45-5,01-67 /9/ по формуле (8)

$$s_{\Gamma} = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_3} \quad (8)$$

где s , σ_{zpi} , h_i – обозначения по /8/; E_3 - эквивалентный модуль деформации слоев грунта на которые разбивается сжимаемая зона основания, состоящая из буферной подушки 2, геомассива 4, и подстилающего природного грунта 5 (см. рис. 1), определяемый по пп. 1, 7, МПа.

Пример расчета геомассива ВА

Исходные данные. Требуется запроектировать геомассив ВА под плитный фундамент административного здания с давлением на основание $p_{\max} = 0,15$ МПа и допустимой осадкой $s_u = 8$ см. Основание сложено (сверху вниз): лессовидным суглинком ($\gamma_0 = 19,1$ кН/м³; $\gamma_s = 27,1$ кН/м³; $w_0 = 10\%$, $e_0 = 0,8$, $\phi_0 = 15^\circ$, $E_0 = 4.5$ МПа) мощностью 4-6 м, подстилаемым песком средним средней прочности ($\phi = 35^\circ$, $E = 25$ МПа) мощностью до 7 м и далее на всю

разведенную глубину суглинком средней прочности с включениями растительных остатков ($E = 10\text{МПа}$, $\varphi = 17^\circ$, $I_{\text{ом}} = 0,12$).

Решение (расчет). Исходя из технических возможностей строительной организации в качестве армоэлементов приняты набивные сваи в вытрамбованных скважинах диаметром $d_a = 0,3\text{ м}$.

Расчет выполняется на 1 м^2 площади фундамента с нахождением оптимальных параметров геомассива ВА (из критерия: «надежность при минимально необходимых размерах и шаге армоэлементов»). По формуле (1) определяется требуемый минимальный эквивалентный модуль деформации обеспечивающий надежность геомассива при максимально допустимой осадке $s_u \leq 8\text{ см}$ и сжимаемой зоне грунта $H_c = \beta \cdot p_{\text{max}} / \gamma_0 = 1 \cdot 0,15 / 0,0191 = 7,85\text{ м}$.

$$E_{\text{экв.мин}} = \beta \frac{p_{\text{max}} \cdot H_c}{s_u} = 1 \frac{0,15 \cdot 7,85}{0,08} = 15\text{МПа},$$

На компрессионной кривой (данные лабораторных испытаний) определяется коэффициент эквивалентной пористости грунта $e_{\text{экв.расч}} = 0,5$, соответствующий эквивалентному модулю $E_{\text{экв.расч}} = 15\text{МПа}$ и по формуле (6) находится эквивалентный удельный вес геомассива с учетом устройства набивных свай.

$$\gamma_{\text{экв.расч}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{экв.расч}}} (1 + 0,01\omega) = \frac{27,1}{1 + 0,5} (1 + 0,01 \cdot 10) = 19,5\text{ кН/м}^3.$$

При расположении армоэлементов в шахматном порядке в плане фундамента по формулам (4) и (5) определяются допустимые максимальные шаг a и расстояние между ними l (см. рис. 1).

$$a_{l\text{max}} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3\sqrt{3}(\gamma_{\text{экв.расч}} - \gamma_0)}} = 0,3 \sqrt{\frac{3,14 \cdot 19,1}{3\sqrt{3}(19,5 - 19,1)}} = 1,6\text{ м};$$

$$l_{\text{max}} = \frac{a_{\text{max}}}{2 \cos 45} = \frac{1,6}{2 \cdot 0,71} = 1,15\text{ м}.$$

Определяется минимальная толщина буферной подушки из песчано-щебеночной смеси ($E_{t.6} \geq 20\text{МПа}$ и допустимой $s_u \leq 0,0015\text{ м}$)

по (7):
$$h_{t.6.\text{min}} = \frac{s_u \cdot E_{6.\text{н}} \cdot \Sigma A_{\text{св}}}{p_{\text{max}}} = \frac{0,0015 \cdot 20 \cdot 1,2}{0,15} \approx 25\text{ см}$$

Длину крайних свай для геомассива типа 2 по рис. 1в назначаем $L = 4$ м и проверяем все принятые параметры из критериев: о не превышении осадки геомассива критического значения $s_r < s_u$ по формуле (8) и давление геомассива на нижележащий грунт $\sigma_{zpi} < R$, где R расчетного сопротивления подстилающего грунта по ТКП 45-5.01-67 [8].

Литература

1. Сеськов, В.Е. Упрочнение оснований методом вертикального армирования грунтобетонными микросваями в пробитых скважинах / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, С.А. Якуненко // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции : сборник трудов международной конференции / редкол. : Р.А. Мангушев (отв. ред.) [и др.]. – СПб. : СПбГАСУ, 2010. – С. 295–300.

2. Рекомендации по проектированию и устройству грунтобетонных свай в бурораздвижных скважинах. – Минск : МАиС Респ. Беларусь, 2005. – 51 с.

3. Кравцов, В.Н. Исследование и особенности применения грунтобетона для свайных фундаментов и упрочнение грунтов / В.Н. Кравцов, Н.А. Назаров // Вестник Брестского государственного технического университета строительства и архитектуры / гл. ред. В.В. Тур. – 2004. – С. 200–203.

4. Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь. – Минск : МАиС РБ, 2012. – 65с.

5. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги; под. ред. проф. Н.А. Цытовича. – М. : Госстройиздат, 1961. – 450 с.

6. Флорин, В.А. Основы механики грунтов : в 2 т. / В.А. Флорин. – Л-М. : Госстройиздат, 1959.

7. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2012. – 164 с.

8. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. – Минск : МАиС РБ, 2007. – 144 с.

УДК 624.131.5

**ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ
ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НА НИХ
ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК
МАЛОЙ ИНТЕНСИВНОСТИ**

Кравцов В.Н., Лапатин П.В.

*Научно-исследовательское республиканское унитарное
предприятие по строительству «Институт БелНИИС»,
г. Минск, Беларусь*

В статье рассмотрены особенности деформирования оснований плитных фундаментов пониженной прочности при длительном воздействии на них динамических нагрузок малой интенсивности и дан способ ее оценки.

Peculiarities of settlements of slab foundation beds with low bearing capacity during the impacts of long dynamic loads low intensity and The method of its evaluation are given in this article.

Введение. Известно [1, 2], что в городах основными источниками геодинамических воздействий, оказывающих существенное влияние на эксплуатационную надежность и безопасность зданий и сооружений, являются: а – техногенные (городской транспорт, производственное оборудование, строительные механизмы, взрывы и др.); б – природные явления (сейсмические сотрясения, от проседания в карстовые, подрабатываемые полости и др.), которые с каждым годом становятся все интенсивнее.

Так, техногенное вибрационное загрязнение городов страны за последние 10 лет увеличилось до 1,5 раз: от метрополитена на 41%, автодорог на 44%, трамваев на 21%, промышленная вибрация на 11% /1/. По сейсмичности территория Республики Беларусь вошла в зону 7-ми балльной сотрясаемости при землетрясениях [3].

Поэтому исследование этих воздействий на основания сооружений являются актуальными и активно изучаются, как в РБ, так и за рубежом [1, 4-6, 8 и др.]. Как правило, большинство указанных исследования относятся к сейсмическим или взрывным возмущениям среды и в меньшей степени к воздействиям малой интенсивности от производственной, транспортной и другой вибрации.

Вместе с тем, имеющиеся опытные данные о динамических сотрясениях оснований фундаментов, вызванных ветровыми нагрузками на высотные объекты и здания повышенной этажности, или от забивки свай, уплотнения-рыхления грунта и транспортной нагрузки, существенно отличаются от сейсмических воздействий на них. Сотрясения «малой» интенсивности рядом с существующими объектами имеют, как правило, локальное распространение, но приводят к не менее неблагоприятным последствиям. Накапливаясь во времени динамическая осадка к концу нормативного срока службы объекта может превысить в несколько раз осадку от статической части нагрузки. Тем не менее, до настоящего времени не разработаны и не отражены в действующих ТНПА методы, учитывающие состояние оснований фундаментов при воздействии на них длительных динамических нагрузок малой интенсивности, действие которых сопоставимо с нормативным сроком службы сооружений.

В статье даны результаты исследований деформации малопрочного песка при совместном воздействии на него статической и длительно действующей динамической нагрузок и способ ее оценки.

Исследования и анализ деформирования песчаных грунтов от совместного воздействия на них статической и динамической нагрузок. Анализ исследований различных авторов [4-6, 8, 9] и собственных лабораторных исследований мелкого песка показали, что приложенная к грунту вибрационная нагрузка приводит к существенному изменению его первоначальной структуры и свойств (рис. 1-3). В частности установлено, что:

1. При отсутствии статической пригрузки ($p=0$) и невозможности бокового расширения уплотнение малопрочного песка начинается при самых слабых вибрациях протекает быстро, сильно зависит от его влажности и имеет нелинейную зависимость между плотностью и ускорением колебаний. Испытания показали, что при постепенном увеличении ускорения колебаний уплотнение водонасыщенного песка, отвечающее заданному уровню вибрации полностью заканчивается в течение 30 мин, а для сухого грунта за 7–10 мин.. Полное уплотнение мелкого песка происходит за 6–8 часов при постоянном ускорении до $0,2 \text{ м/с}^2$.

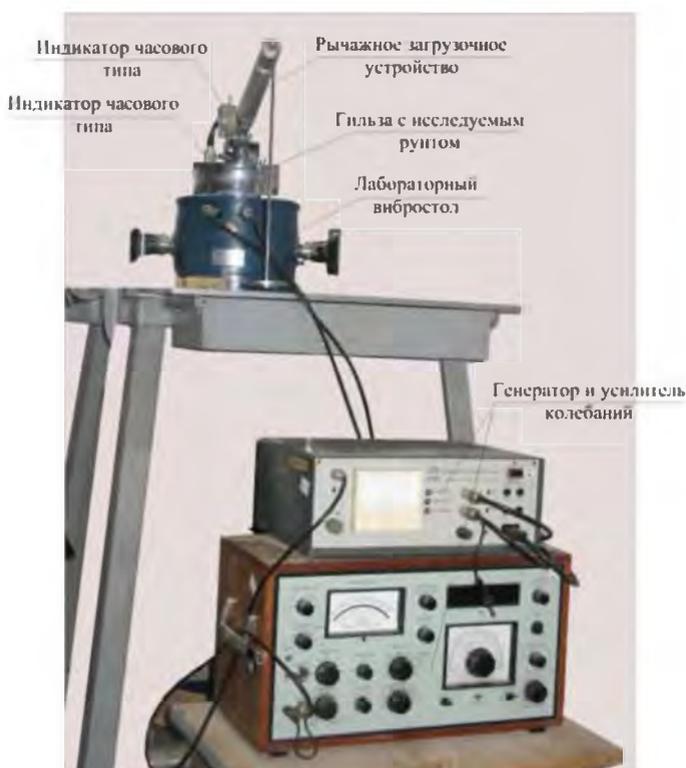


Рис. 1. Общий вид экспериментальной установки для исследования грунтов на совместное действие статической и динамической нагрузок с возможностью и без возможности бокового расширения

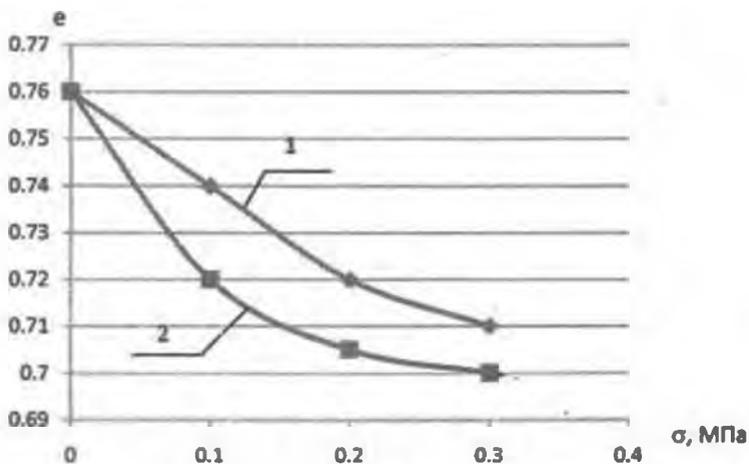


Рис. 2. Влияние статической нагрузки на компрессионную сжимаемость мелкого песка ($w = 16-18\%$), без возможности бокового расширения при действии вибрации ($a = 0,07 \text{ м/с}^2$, $f = 30 \text{ Гц}$):
 1 – вибрация отсутствует $a_{\text{ед}} = 0$; 2 – постоянная вибрация при $a = 0,07 \text{ м/с}^2$

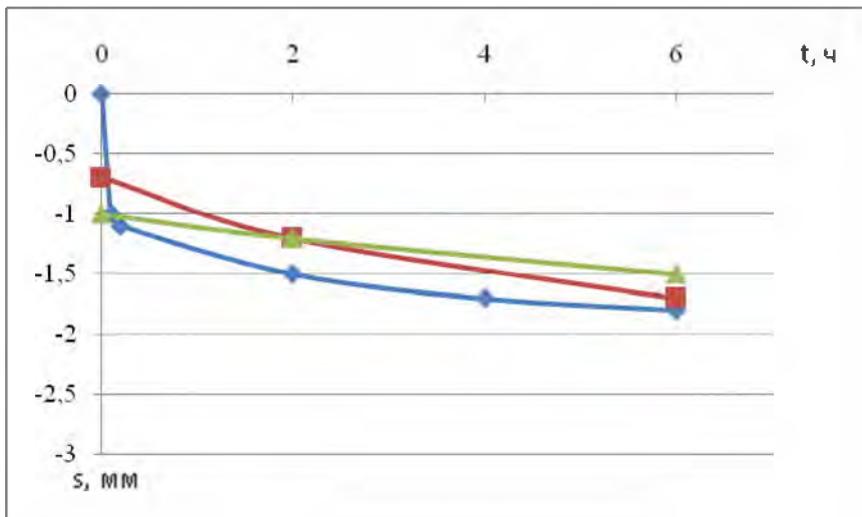


Рис. 3. Деформирование мелкого песка во времени при совместном действии статической и динамической нагрузок с возможностью бокового расширения:
 $f = 30 \text{ Гц}$; $a = 0,11 \text{ м/с}^2$; $e_0 = 0,75$, $w = 12 \%$

2. Пригрузка и увеличение интенсивности ускорения колебания песка практически не сокращают время его полного уплотнения.

3. При наличии статической пригрузки зависимость степени плотности от ускорения колебаний носит иной характер. При малых ускорениях, не превышающих некоторого предела ($a_{кр}$), нагруженный образец (без возможности бокового расширения) не дает осадки и не меняет плотности. Когда ускорения превышают указанный предел, начинается процесс уплотнения. Интервал ускорений, в котором происходит уплотнение сухого и воданасыщенного мелкого песка не превышает $a = 0,05-0,2 \text{ м/с}^2$.

4. При одной и той же пористости песка (в условиях компрессионного сжатия) величина критического ускорения тем больше, чем больше статическое давление, передаваемое на образец. Это зависимость критического ускорения от удельного статического давления носит не линейный характер (см. рис. 2).

5. При приложении к образцам песка, пригруженных **предельной** ($p = 0,5-0,7p_{крит}$) статической нагрузкой и имеющих возможность бокового расширения, длительной циклической или постоянной вибрации, даже после завершения процесса его уплотнения, возникают длительные незатухающие дополнительные осадки штампа (фундамента), обусловленные его вибрационной ползучестью, что совпадает с данными П.Л. Иванова и др. [9 и др.].

Методика оценки оснований фундаментов с пониженной прочностью при длительном воздействии на них динамических нагрузок. В настоящее время на практике при проектировании фундаментов на основаниях пониженной прочности и наличии транспортно-промышленных вибраций их дополнительные виброосадки, как правило, не учитываются. В то же время, экспериментально установлено, что даже тогда, когда вибрации имеют минимальную интенсивность, а сдвигающее усилие, передаваемое на образец грунта пониженной прочности не достигает предельного значения, возникают деформации сдвига, которые протекают с весьма малой постоянной или слабо затухающей скоростью все время, пока образец подвергается вибрациям и, накапливаясь, достигают ощутимых величин. При статических нагрузках близких к предельным ($0,7-0,9p_{пред}$) осадки штампа (фундамента) всегда соответствуют второй фазе по Н.М. Герсеванову, т.е. вызываются не уплотнением образца песка, а образованием в нем малых пластиче-

ских сдвигов. Эти осадки оказываются, при прочих равных условиях, тем более значительными, чем меньше характеристики сопротивления грунта сдвигу и чем больше давление, передаваемое штампом (фундаментом) на основание. В результате этого в краевых зонах нагруженных штампов в местах образования пластических деформаций достаточно сравнительно небольших вибраций, чтобы вызвать перемещение грунта, который начинает медленно вытекать из-под подошвы фундамента, что вызывает перераспределение напряжений в грунтовом массиве и соответственно – течение грунта от центра к краям его подошвы. Этот процесс происходит непрерывно и приводит к медленным незатухающим во времени осадкам.

В отечественной литературе он получили название виброплзучести [5, 6, 9 и др.]. С более общих позиций виброползучесть следует рассматривать, как одно из проявлений свойства грунтов накапливать микропластические деформации в дополнительном напряженном состоянии под влиянием динамических воздействий. Теоретические модели учета этого фактора недостаточно разработаны, сложны для практического применения в связи с трудностью получения требуемых экспериментальных данных. Поэтому они не находят применения в современной проектной практике.

В связи с этим, для оценки и расчета дополнительных виброосадок плитных фундаментов зданий от производственно-транспортных вибраций разработана методика [10] базирующаяся на использовании для этих целей натуральных и лабораторных данных параметров грунта в исследуемом основании объекта, испытанного на статические и вибродинамические нагрузки соответствующие реальным условиям в сжимаемой толще основания фундаментов.

Сущность метода заключается в послойном суммировании дополнительных динамических осадок фундаментов, накапливаемых во времени, по результатам натурного геодинамического обследования оснований фундаментов (определения фактических параметров динамических воздействий a , m/s^2 , f , Гц и др.) и лабораторных динамических испытаний грунтов, залегающих по их глубине в пределах сжимаемой зоны, в установке обеспечивающей их загрузку статической нагрузкой, соответствующей давлению в основании по центральной оси подошвы фундамента для средних глубин каждого рассматриваемого слоя и моделирующей фактиче-

ские натурные условия, установленные по результатам геодинамического обследования (физико-механические характеристики грунта, мощность слоев, давление, частота, ускорение, продолжительность и уровень вибрации).

Каждое испытание завершается определением дополнительной виброосадки s_{gi} для каждого слоя i основания в сжимаемой зоне фундамента определяемой с учетом убывания вибраций по глубине основания по закону $\alpha = \alpha_0 e^{-\beta z}$ (где $\beta = 0$ - коэффициент затухания в песке) и критического порога уплотняемости для каждого слоя грунта. Их суммирование с пропорциональным переходом от мощности опытного образца h_0 и времени испытания t_0 в экспериментальной установке к мощности натурального слоя грунта основания h_1 и времени накопления динамической осадки s_{gi} , м, за год t_i дает ожидаемую виброосадку основания. За весь период эксплуатации сооружения, которая определяется по формуле

$$s_g = cN \sum_{i=1}^n s_{gi} K_t K_h,$$

где c – измеренный коэффициент режима движения транспорта в течение суток, равный для метро и автомобильного транспорта $c = 0,8$ в г. Минске и областных городов РБ; N – период эксплуатации объекта, год; $K_t = t_i/t_0$, $K_h = h_1/h_0$ – коэффициенты перехода от времени испытания t_0 и толщины слоя h_0 на испытательной установке ко времени накопления динамической осадки за один год t_i для фактических толщин слоев h_1 соответственно.

Методика апробирована на ряде объектов [10].

Литература

1. Кудрявцев, И.А. Влияние вибрации на основания и сооружений / И.А. Кудрявцев. – Гомель : БелГУТ, 1999. – 247 с.
2. Анализ сейсмического риска, спасение и жизнеобеспечение населения при катастрофических землетрясениях (сейсмические, методологические и методические аспекты) / С.К. Шойгу [и др.]. – М. : ГКЧСРФ, Илсан, 1992. – 295 с.
3. Высотные здания. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-3.02-108-2008. – МАиС РБ, 2008. – 85 с.

4. Баркан, Д.Д. Динамика оснований и фундаментов Д.Д. Баркан. – М. : Стройвоенмориздат, 1948. – 411 с.
5. Савинов, О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет / О.А. Савинов. –Л. : Стройиздат, 1979. – 200 с.
6. Тер-Мартirosян З.Г. Деформации ползучести грунтов основания высотных зданий при циклическом и вибрационных воздействиях / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян // Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов» (GEO Mos 2010), г. Москва, 7-10 июня 2010 г. – Т.4. –М. : ПИ «Геореконструкция», 2010. – С. 1309–1314.
7. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Минск : МАиС РБ, 2012. –164 с.
8. Сеськов, В.Е. Динамические характеристики биогенных грунтов / В.Е. Сеськов, С.Д. Шныпко // Труды Международной научно-технической конференции г. Минск, 10–12 октября 2001 г. – Т. 2. – С.109.
9. Иванов, П.Л. Экспериментальные исследования влияния вибрации на сопротивление сдвигу песчаных грунтов / П.Л. Иванов, Н.В. Флорина, А.К. Бугров // Материалы к научно-технической конференции по динамическим воздействиям на грунты и одежды автомобильных дорог. – Л. : Стройиздат, 1964. – С. 23–28.
10. Кравцов, В.Н. Геодинамическое обследование основания фундаментов здания по ул. Черняховского в г. Витебске и оценка виброосадок, накопленных от транспортной вибрации / В.Н. Кравцов, П.В. Лапатин // Сборник трудов XVIII международного научно-методического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь». – Том 2. – Новополоцк, ПГУ, 2012. – С. 219–225.

УДК 624.155.2

**ПРИМЕНЕНИЕ И ИССЛЕДОВАНИЯ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ВИНТОВЫХ СВАЙ
В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

Кравцов В.Н., Зайцев М.В.* , Аль-Тамими Саиф Сами **

Научно-исследовательское республиканское унитарное предприятие по строительству «Институт БелНИИС», г.Минск, Беларусь

**Завод винтовых свай fundex.biz, г. Минск, Беларусь*

***Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь*

В статье освещены вопросы применения и результаты экспериментальных лабораторных и полевых исследований металлических винтовых свай.

Issues of using metal screw piles and results of them laboratory and field investigations are presented in this article.

Введение

Свайные фундаменты — относятся к конструкциям с помощью которых задача сбережения энергии и ресурсов в фундаментостроении решается наиболее эффективно. При этом, современная отечественная практика показывает, что свайные фундаменты из винтовых металлических свай (далее – сваи СВ) являются одними из наиболее экономичных вариантов. Особенно сильно их преимущество проявляется в сложных грунтовых условиях и при наличии комбинированных (моментных) выдергивающих и вдавливающих нагрузок [1 и др.].

Сваи СВ российского производства (диаметры ствола $d_{ст}=219$ мм, лопасти $D_n=500-850$ мм) стали активно применяться в РБ примерно с 2008 г. по инициативе д.т.н. В.Н. Железкова (РФ), как правило в качестве фундаментов под вышки сотовой связи. Для снижения материалоемкости и трудоемкости устройства указанных свай СВ в РУП «Институт БелНИИС» проведена работа по их совершенствованию и разработке новых типов свай для малонагруженных объектов (сельские, коттеджные дома, склады, теплотрассы, временные и инженерные сооружения, малые архитектурные формы, заборы, прессы, мосты, террасы, и др.), примеры которых даны на рис. 1 и сайте www.fundex.biz. Согласно разработанных ТУ ВУ 191301472.003-2012 сваи СВ ($d_{ст}=57-168$ мм – диаметр ствола) со сварными лопастями диаметром $D_n=150-850$ мм изготавливаются с открытым наконечником при $d_{ст}=57; 89$ мм и конусным закрытым концом при $d_{ст}\geq 108-218$ мм (см. рис. 1). В тоже время опытные испытания свай СВ показали, что отклонения значений их несущей способности (P) по грунту и деформации (осадка s и выход v), от их фактических величин, найденных по методикам [3, 4 и др.], достигают 100%. Особенно большие отклонения между опытными и рассчитанными значениями P имеют место при определении несущей способности оснований свай СВ на выдергивание.

Для уточнения указанных расчетных методик в РУП «Институт БелНИИС» были проведены лабораторные и натурные экспериментальные исследования свай СВ усовершенствованных конструкций, результаты которых приводятся ниже.

Методика и результаты исследований свай СВ. Исследование свай СВ проводятся в лабораторных и полевых условиях. Лабораторные исследования выполнены на моделях свай СВ разных размеров, изготовленных с учетом требований теории подобия, которые испытывались на выдергивающие и вдавливающие статические нагрузки. Это позволило оценить влияние размеров и глубины погружения свай ВС на формирование их активной (деформированной) зоны. Исследования лабораторными методами проводились с использованием плоского лотка. Он выполнен в виде ящика размером 840-650 мм со стеклянными стенками, для возможности визуального наблюдения за развитием процесса деформации модели основания сваи СВ во время ее испытания (рис. 2).

а)



б



в



Рис. 1. Разработанные варианты свай СВ по ТУ ВУ 191301472.003-2012 (а) и примеры возведения объектов с их использованием (б), (в):
 б – щитовой дом на сваях СВ в процессе возведения;
 в – конвейер для подачи труб в пескоструйный цех



Рис. 2. Общий вид плоского лотка, и модельных свай в процессе их испытаний: 1 – деревянный лоток; 2 – контрольные меловые полоски для оценки деформации грунта; 3 – модель винтовой сваи; 4 – трубочина для крепления индикатора; 5 – рычажное устройство для нагружения модели сваи; 6 – индикатор часового типа; 7 – площадка для грузов массой 100, 200 и 500 г

Фиксация деформаций грунта в процессе испытания проводилась по форме изменения горизонтальных меловых полосок, выполненных у передней стеклянной стенки лотка при формировании грунтового основания. Испытаны маломасштабные деревянные модели винтовых свай, масштаб 1:20. В качестве грунта использовался песок мелкий и средний от рыхлых до плотных, с характеристиками: сцепление $c = 0-0,01$ МПа; угол внутреннего трения $\varphi = 20-27^\circ$; влажность $w = 5-9\%$; плотность $\rho = 1,57-1,65$ т/м³.

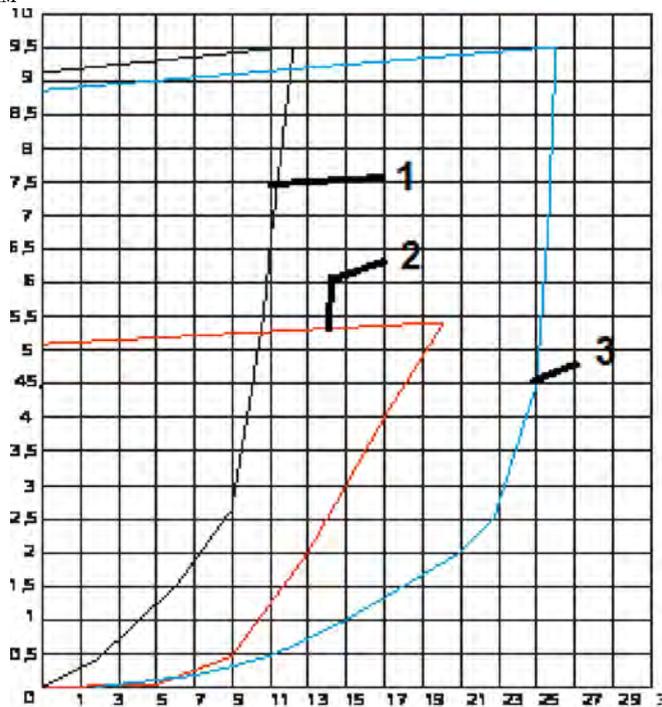
Процесс испытания моделей винтовых свай СВ в лотке заключался в их загрузке последовательно: сначала вдавливающей, а затем выдергивающей вертикальной нагрузками с параллельным определением активной зоны (деформирования грунта вокруг них).

Деформации измерялись индикаторами часового типа с точностью измерений до 0,01 мм. Отсчеты по индикатору снимались через 15 мин и заносились в журнал. Ступени нагружения составляли 1/10 полной нагрузки. Каждая последующая ступень

нагрузки прикладывалась после условной стабилизации деформации грунта: 0,1 мм за последние 15 мин.

В опытах применялись маломасштабные деревянные модели винтовых свай с заложением лопасти на глубине от поверхности 3-10D_л, размерами: ствол диаметром Ø 10 и 14 мм; лопасть Ø 20-50 мм, глубина погружения 10-30 см (рис. 2). Каждый тип модельной сваи, отличающийся диаметром или длиной испытывался с 3-кратной повторяемостью.

Δv , мм



P_v , н

Рис. 3. Результаты испытания модельных свай на выдергивающие нагрузки в песке среднем средней прочности (зависимости выхода сваи из грунта Δv от нагрузки P_v , $\Delta v = f P_v$):

1 – модельная свая ВС1 (ствол Ø 1,4 см, лопасть Ø 3 см), глубина погружения 15 см; 2 – модельная свая ВС 3 (ствол Ø 1,4см, лопасть Ø 5 см), глубина погружения 15 см; 3 – Модельная свай ВС 2 (ствол Ø 1,4см, лопасть Ø 5 см), глубина погружения 30 см

Пример испытания 3-х коротких ($\lambda \leq 6D_{\text{п}}$) модельных свай СВ на выдергивающие нагрузки и результаты измерения характера деформирования грунта вокруг них даны на рис. 3 и 4.

Натурные испытания разработанных свай СВ выполнены на 3-х опытных площадках по стандартной методике СТБ [5] с откопкой отдельных свай и замером деформируемой зоны вокруг них с использованием зонда плотномера по методике [6]. Итоговые результаты испытания на ОП1 даны на рис. 5 и [7] и полностью совпали с результатами лабораторных исследований.

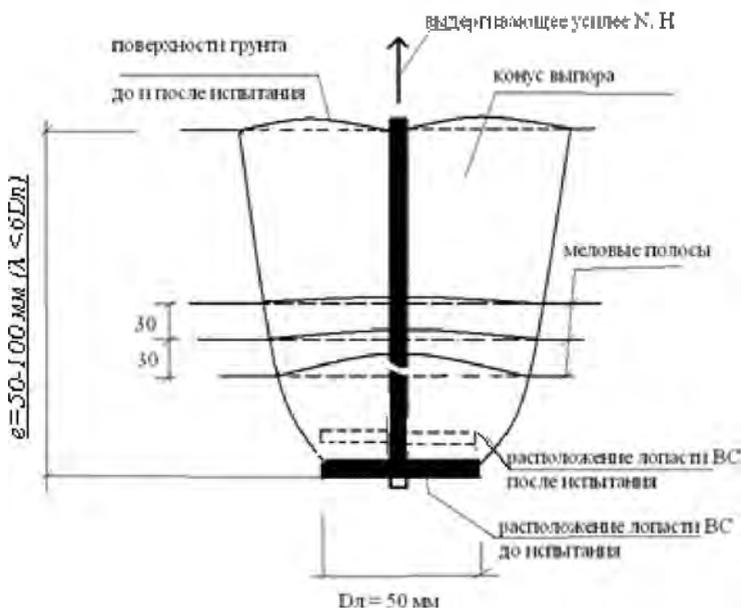


Рис. 4. Схема работы модели сваи СВ мелкого заложения ($\lambda \leq 6D_{\text{п}}$) при выдергивающей нагрузке по итогам испытаний

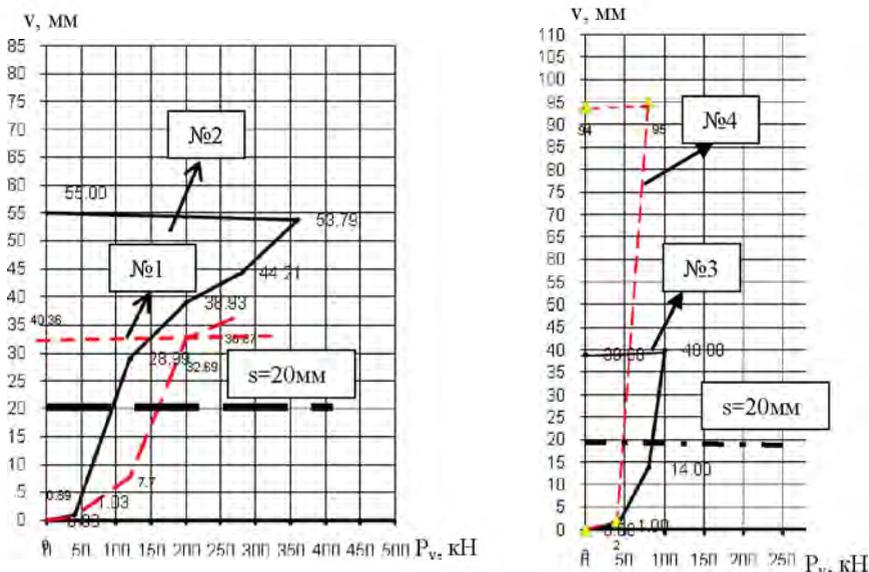


Рис. 5. Результаты натуральных испытаний свай СВ на опытной площадке ОП1 на территории строящегося здания по ул. Тимержева г. Минск (графики зависимости выхода свай ВС №1: ($d_f 108, D_n 300$); №2: ($d_f 87, D_n 250$); №3: ($d_f 78, D_n 250$); №4: ($d_f 57, D_n 150$) из грунта v от нагрузки P_v .)

Литература

- 1 Кравцов, В.Н. Эффективность использования винтовых свай в сложных грунтовых условиях Беларуси / В.Н. Кравцов, Л.С. Чеботарь // Межд. сборник тр. Геотехника: Научные прикладные аспекты строительства надземных и подземных сооружений на сложных грунтах. – СПб. : СПб ГАСУ, 2008 – С. 186–191.
- 2 Патент на изобретение №15218 свая винтовая, зарегистрирован 26.08.2011г. / В.Н. Кравцов, Н.А. Назаров, Л.С. Чеботарь
- 3 Железков, В.Н. Винтовые сваи в энергетической и других отраслях строительства / В.Н. Железков. – СПб. : ПРАГМА, 2004. – 128 с.
- 4 Далматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов ; под ред. д-ра техн. наук. проф. Б.И. Далматова. –Л. : Стройиздат, 1975. – 240 с.

5. Грунты. Методы полевых испытаний сваями : СТБ 2242-2011. – Минск : МАиС РБ, 2012 – 40 с.

6. Контроль степени уплотнения грунтов при возведении земляных сооружений : П12 к СНБ 5.01.01-99. – Минск : МАиС РБ, 2002. – 62 с.

7 Кравцов, В.Н. Экспериментальные исследования металлических винтовых свай в грунтовых условиях Республики Беларусь / В.Н. Кравцов, С.С.Х. Аль-Тамими // Сборник XVIII международного научно-методического семинара: перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь, Новополоцк, 28-29 ноября 2012. – Том II. – С. 281–286.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 624.131

**УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ СУЩЕСТВУЮЩИХ
ЗДАНИЙ ПРИ ПОМОЩИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СВАЙ,
УСТРАИВАЕМЫХ В ЗАЩИТНОЙ СРЕДЕ
ЦЕМЕНТНОГО РАСТВОРА**

Кремнев А.П.

Полоцкий государственный университет, г. Новополоцк, Беларусь

Рассмотрен метод усиления фундаментов винтовыми сваями, выполняемых в защитной среде цементного раствора. Данный метод усиления фундаментов позволяет выполнить сваи усиления в стесненных условиях подвальной части здания в сложных инженерно-геологических условиях, обуславливаемых высоким уровнем грунтовых вод, наличием прослоек торфа и водонасыщенных песков.

Presents a method of strengthening the foundations of screw piles performed in a protective environment mortar. This method allows you to gain the foundation piles gain in cramped conditions in the basement of the building complex engineering-geological conditions, cause a high water table, the presence of water-saturated layers of peat and sand.

Усиление фундаментов существующих зданий и сооружений, как правило, сопряжено со значительными техническими трудностями, обуславливаемые стесненностью места проведения работ, невозможностью применения высокопроизводительной техники и как следствие высокой долей ручного труда. В некоторых случаях затраты по усилению фундаментов могут достигать половины стоимости реконструкции всего здания.

Как показала практика, среди методов, позволяющих повысить несущую способность основания и снизить его деформативность, наиболее часто применяются инъекционное упрочнение, уширение подошвы фундамента и пересадка фундаментов на буронабивные сваи [1]. В сложных инженерно-геологических условиях, характеризующихся высоким уровнем грунтовых вод, наличием структурно-неустойчивых и биогенных отложений, пересадка фундамента на буронабивные или буроинъекционные сваи зачастую являются безальтернативным методом усиления.

При устройстве таких свай в условиях подвальных помещений, большинство технологических операций выполняется вручную. Качество выполнения отдельных этапов работ в этом случае редко соответствует требованиями нормативных документов. Особенно это касается крепления стенок скважин при бурении и уплотнение забоя. В результате такие сваи имеют очень низкую несущую способность.

Нами предлагается метод усиления фундамента с использованием винтовых свай, выполняемых в защитной среде цементного раствора (патент РФ №9349 [2]). В данном методе применяются металлические сваи с винтовой опорной пластиной, погруженные в жидкий цементный раствор, нагнетаемый в скважину в процессе ее бурения полыми шнеками.

Несущим элементом такой сваи будет являться труба диаметром 89мм внутренняя полость которой заполняется цементным раствором. После схватывания раствора она будет работать на сжимающую нагрузку аналогично, как и трубобетонная конструкция. Раствор, окружающий винтовую сваю, после схватывания будет играть роль защитной среды, предотвращающей коррозию металла сваи.

Ниже приведена последовательность устройства такой сваи.

При помощи малогабаритной буровой установки выполняется бурение скважин полыми шнеками (рис. 1, *а*). После достижения шнеком проектной отметки нижний башмак (долото) открывается и производится заполнение скважины жидким цементным раствором (в/ц 1:1) с одновременным подъемом полых шнеков (рис. 1, *б*). Цементный раствор на данном этапе выполняет функцию бурового раствора для предотвращения обрушения стенок скважин. После извлечения шнека и заполнения скважины цементным раствором производят погружение винтовых свай (рис. 1, *в*). Так как глубина бурения может составлять до 5 м винтовая свая собирается из

отдельных секций, свариваемых между собой по мере погружения. При затруднении свободного погружения секций свая завинчивается буровым станком. После схватывания цементного раствора можно дополнительно опрессовать забой скважины путем нагнетания цементного раствора через полость винтовой сваи (рис. 1, з).

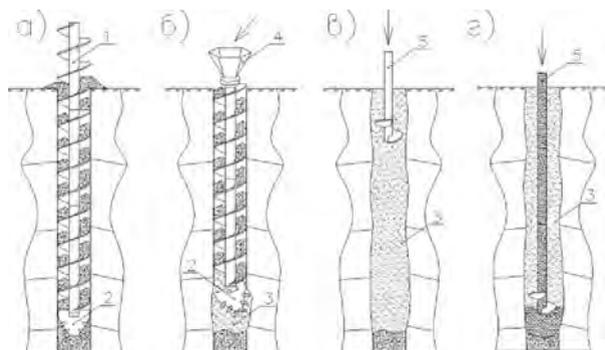


Рис. 1 – Последовательность устройство сваи усиления:
а – бурение скважины полым шнеком; *б* – заполнение скважины жидким цементным раствором; *в* – погружение винтовой сваи; *з* – дополнительная опрессовка скважины путем нагнетания цементного раствора; *1* – полый шнек; *2* – открывающийся башмак (долото); *3* – цементный раствор; *4* – воронка для заполнения цементным раствором.

Данный метод был применен при усилении фундамента жилого трехэтажного дома в г. п. Ушачи по улице Фрунзе. В процессе эксплуатации основание здания претерпело значительные неравномерные осадки, повлекшие образование повреждений в несущих стеновых конструкциях. Неравномерные осадки до 100 мм в пределах одного простенка (рис. 2) образовались за счет деформирования прослойки торфа, не обнаруженной на стадии проектирования в ходе инженерно-геологических изысканий.

Усиление фундаментов было решено выполнить путем их пересадки на буронабивные сваи диаметром 300 мм длиной 4–5 м. Бурение скважин производилось при помощи малогабаритного бурового станка с электрическим приводом (рис. 3). При достижении требуемой глубины через полость шнека скважина заполнялась жидким цементным раствором с добавкой пластификатора.



Рис. 2. Общий вид поврежденной стены (трещины заделаны раствором)



Рис. 3. Бурение скважины малогабаритным буровым станком с электрическим приводом

Погружение винтовых свай в жидкий раствор производилось путем свободного опускания с одновременным наращиванием секций при помощи сварки. С учетом времени необходимого для сварки секций погружение на глубину 5м происходило в течении 15-20 минут. Поэтому погружение последних секций, как правило, происходило путем ввинчивания.

Общий вид свай после откопки приведен на рис. 4.

Сваи выполнялись с двух сторон от фундамента с последующим их объединением единым ростверком, проходящим через бетонные блоки существующего фундамента.



Рис. 4. Общий вид винтовых свай после откопки

В процессе проведения работ проведено испытание свай статической нагрузкой. Расчетная нагрузка на сваю принята по проекту 120 кН. В ходе испытаний нагрузка была доведена до 150 кН. Осадка сваи при данной нагрузке составила 6,29 мм.

Таким образом, предлагаемый способ усиления фундаментов зданий в сложных геологических условиях позволяет получить сваи, несущая способность которых достаточна для решения задач по усилению фундаментов. В данном методе обсадные трубы не используются, а уплотняется забой за счет винтовых лопастей свай и дополнительной его опрессовки цементным раствором.

Литература

1. Никитенко, М.И. Буроинъекционные анкеры и сваи при строительстве и реконструкции зданий и сооружений: монография / М.И. Никитенко. – Минск : БНТУ, 2007. – 580 с.
2. Патент Республики Беларусь № 9349 Винтовая свая, устраиваемая в защитной среде цементного раствора.

УДК 624.131

ПРАКТИКА ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ПО СТРУЙНО-СМЕСИТЕЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

Крысан В.И., Крысан В.В.*

ООО НПО «РемБуд», г. Днепрпетровск, Украина

**Днепрпетровская региональная лаборатория надежности зданий
и сооружений, г. Днепрпетровск, Украина*

Изложены материалы опытно-производственных работ по выполнению работ методом закрепления вертикальными жесткими элементами бортов котлована и основания фундаментов по струйно-смесительной методике.

At the facilities in Dnepropetrovsk works on foundation pits sides and base reinforcement have been performed.

В практике производства работ применение смесительной и струйно-смесительной технологии закрепления грунтов широкого применения в Украине пока не получили. Причиной этого является слабая осведомленность проектировщиков с возможностями этой технологии, хотя опыт выполнения таких работ и многолетняя эксплуатация зданий и сооружений с закрепленными этим способом основаниями, а также экономические показатели говорят о ее преимуществах.

В практике работ в большинстве случаев мы применяем струйно-смесительную технологию закрепления грунтов для изготовления грунтоцементных элементов (ГЦЭ).

Сущность технологии струйно-смесительного закрепления грунтов состоит в том, что специальным инструментом, струйно-смесительным долотом, происходит одновременное разрушение и перемешивание грунта механическим и гидравлическим способом.

Инструмент сконструирован так, что закрепляющий раствор через специальную форсунку увеличивает качество перемешивания грунта (рис. 1).

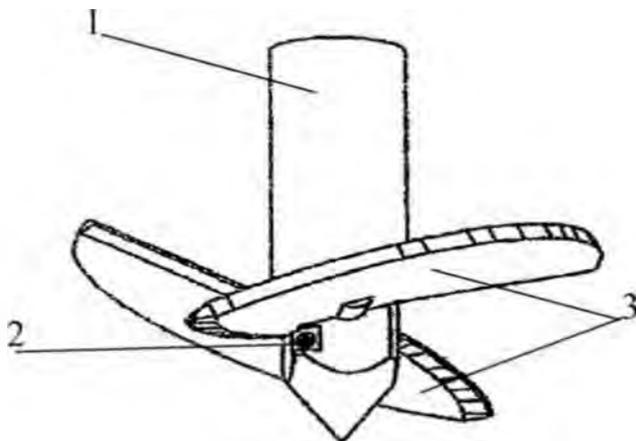


Рис. 1. Струйно-смесительное долото.:
1 – корпус долота; 2 – форсунка; 3 – смесительные лопасти.

Для струйно-смесительного закрепления применяются портландцемент, портландцемент с минеральными добавками, и шлакопортландцемент (ДСТУ БВ 2.7-47-96) марки не ниже 400, а при наличии сульфатной агрессии сульфатостойкий шлакопортландцемент с минеральными добавками и пуццолановый портландцемент портландцемент (ДСТУ БВ 2.7-85-99) марки не ниже 400.

Вид, марка и количество закачиваемого в грунт цемента устанавливаются в зависимости от конкретных условий (агрессивность среды, требуемая прочность закрепления) путем лабораторных определений и технико-экономических расчетов, при этом необходимо учитывать назначение сооружения и условия его работы.

Цемент закачивается в грунт в виде водного цементного раствора, консистенцию которого определяет водоцементное отношение (В:Ц).

При необходимости в раствор вводятся химические реагенты, позволяющие регулировать процессы его схватывания, устойчивость против расслоения, нормальную работу насосов и растворопроводов.

Существенную роль в изготовлении ГЦЭ играет скорость вращения струйно-смесительного долота.

При изготовлении ГЦЭ в различных условиях требуются определенные характеристики материала. Структура его зависит от режима изготовления ГЦЭ, и типа применяемого оборудования и смесительного инструмента. Параметрами режима изготовления являются скорости вращения инструмента и осевого перемещения, количество подачи закрепляющего раствора за единицу времени.

Можно ввести параметр – величина осевого перемещения за 1 оборот инструмента, что является одним и тем же от выше отмеченных параметров, но при производстве работ проще контролировать скорости вращения и осевого перемещения.

Так при двукратной проходке интервала со скоростями вращения 35 об/мин и осевого перемещения 0,5 м/мин получено структуру грунтоцемента, показанную на рис. 2.

Увеличение скорости вращения инструмента и уменьшение скорости осевой подачи приводит к более интенсивному дроблению грунта, что создает более однородную структуру (рис. 3).



Рис. 2. Структура грунтоцемента при двукратной проходке и скоростях вращения инструмента 35 об/мин. и осевого перемещения, 5 м/мин.



Рис. 3. Структура грунтоцемента при двухкратной проходке, скорости вращения инструмента 85 об/мин., скорости осевого перемещения 0,5 м/мин

Наличие в грунтовом массиве строительного мусора из остатков древесины и кирпичных фундаментов не препятствуют выполнению армирования (рис. 4).



Рис. 4. Грунтоцементный элемент с включением фрагмента кирпичного фундамента

В зависимости от структурной прочности грунта и его физико-механических характеристик опытным путем подбирается оптимальное соотношение режима работы смесительного инструмента.

ГЦЭ применяются для ограждения глубоких котлованов и для усиления слабых грунтов основания зданий и сооружений различного назначения.

В Украине применение грунтоцементных элементов в строительстве регламентировано действующими нормативными документами: ДБН В.2.1-10-2009 (Основания и фундаменты сооружений. Основные положения проектирования) и «Зміна 2 к ДБН В.2.1-10-2009 (Основания и фундаменты сооружений. Основные положения проектирования).

Примером выполнения работ по ограждению котлована может быть работа, выполненная в г. Запорожье, по пр. Ленина, 83, где под строительство торгово-развлекательного центра с паркингом были закреплены борта котлована с размером в плане 77,9 x 56,4 м, и глубиной 9,15 м (рис. 5).



Рис. 5. Общий вид котлована, борта которого закреплены ГЦЭ.

В настоящее время строительство успешно завершено, здание эксплуатируется.

Наличие толщи просадочных лессовых грунтов в г. Днепропетровске усложняет строительство. Часто, одновременно с креплением бортов котлованов, необходимо улучшать грунты основания здания. Примером может быть работа, выполненная в г. Днепропетровске по ул. Артема, 61. Строительство торгового центра велось на

участке, где просадка грунтов составляла более 12 см. Поэтому часть просадочных грунтов под защитой закрепления бортов котлована была удалена, а часть их была закреплена, как показано на рис. 6.

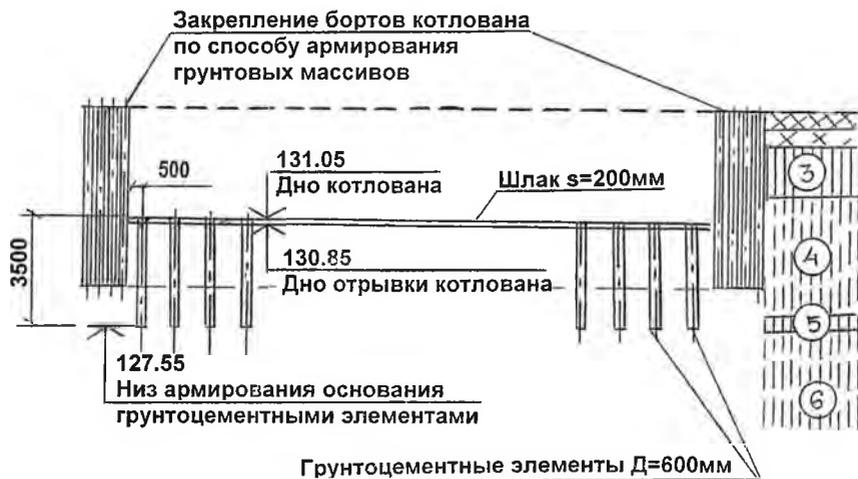


Рис. 6. Схема выполнения работ по закреплению бортов котлована и основания плитного фундамента.

Перед началом проектирования на участке производства работ изготавливаются опытные ГЦЭ, из которых отбираются пробы на лабораторные испытания. По результатам испытаний расчетным путем определяются характеристики закрепленного массива. В необходимых случаях выполняются испытания закрепленного массива штампом.

В процессе работы отбираются образцы грунтоцемента из сформированных ГЦЭ, которые остаются для твердения в условиях, которые соответствуют твердению изготовленных ГЦЭ. Кроме того, из ГЦЭ, по истечении некоторого времени колонковым способом выбуривается керн, который испытывают для подтверждения проектных характеристик грунтоцемента фактически изготовленным на площадке строительства.

На рис. 7 показано выполнение работ по усилению грунтов основания плитного фундамента на участке в г. Днепропетровске по ул. Артема, 61.



Рис. 7. Выполнение работ по закреплению просадочных грунтов

Литература

1. Особливості армування ґрунтів вертикальними ґрунтоцементними елементами / М.Л. Зоценко [та інші] // Будівельні конструкції – К. : НДІБК, 2007. – №66. – С. 65–67.
2. Крысан, В.И. Струйное и смесительно-струйное закрепление грунтов /В.И. Крысан //Сб. научных трудов ПГСА (Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта). 2004. – Вып. 30. – С. 132–136.
3. Крысан, В.И. Армирование насыпи подходов земляного полотна к путепроводу ґрунтоцементными сваями / В.И. Крысан, В.В. Крысан // Будівельні конструкції. – К. : НДІБК, 2007. – Вып. 66. – 211 с.

УДК 624.155

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ С ПОМОЩЬЮ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

Метс М., Мусатова Е.

АО Геотехническое Инженерное Бюро, г. Таллинн, Эстония

Исходя из анализа содержания процессов в многокомпонентных средах при распространении ударных сферических волн рассмотрены вопросы повышения устойчивости оснований зданий и сооружений при сейсмических воздействиях. С помощью специального устройства в поры песчаного водонасыщенного грунта в глубине толщи принудительно нагнетается воздух. Объемно – вязкое демпфирование гасит импульс и снижает давление на фронте проходящей через эту область сейсмической P_w – волны.

Proceeding from the analysis of a content of processes in multicomponent environments at propagation of shock spherical waves questions of increase of stability of the bases of buildings and constructions are considered at seismic influences. By means of a special arrangement during times of the sandy water-sated ground in depth of thickness is forced air is forced. It is volumetric – viscous softens influence extinguishes an impulse and reduces pressure at the front passing through this area seismic P_w – waves.

1. Определение несущей способности свай по результатам статических испытаний

Понятие несущей способности свай для различных инженерно-геологических условий и для различных сооружений может иметь

различные трактовки и, в результате, отражать разные условия работы свай в грунте. Поэтому назрела необходимость определять несущую способность свай без связи с теми или иными численно конкретными нагрузками или осадками, а с такими понятиями нагрузок, которые были бы связаны с изменениями условий деформирования оснований свай в процессе их загрузки и с прочностными характеристиками грунтов. Для не очень слабых грунтов, как еще 60 лет назад показал Н.М. Герсеванов, в работе загружаемых свай допустимо выделить две стадии. *Первая стадия* – до предела пропорциональности между осадками и нагрузками, когда осадки сваи связаны с уплотнением грунтов основания сваи, и *вторая* – от указанного предела пропорциональности до предельного состояния, в процессе которой осадки сваи связаны в основном с выпиранием грунта из-под острия сваи, уплотнение грунта имеет лишь второстепенное значение. О допустимости принятия двух названных стадий свидетельствуют результаты экспериментальных исследований многих авторов, среди которых можно, в частности, отметить работы Ю.В. Россихина [1] и Б.Бромса [2]

Проведенные в ГПИ «Эстпромпроект» и в Каунасском политехническом институте экспериментальные исследования позволили уточнить различные физические аспекты работы свай и связать их с прочностными параметрами грунтов [3]. При этом удалось выделить 6 характерных нагрузок для обоснования физических аспектов работы свай. Указанные характерные нагрузки P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 и P_6 выделены на графике зависимости осадки S от нагрузки P с учетом

а) характера распределения нагрузки между острием (P_{oc}) и боковой поверхностью (P_6) сваи

б) изменения коэффициента b в приближенном выражении $S = a t^b$, связывающем осадку S со временем t на отдельных грузовых ступенях (a – постоянный коэффициент), что в целом отражено на рис. 1.

Нагрузка P_1 (влияние зацепления) характеризует работу сваи в упругой стадии, когда временные явления в грунте еще отсутствуют, а остаточные осадки связаны с деформациями головы сваи, стыков составных свай и т.п. Вся нагрузка на сваю воспринимается только жесткой составляющей сцепления грунта по боковой поверхности сваи. На этом участке величина коэффициента $b = 0$. Закономерность распределения нагрузки P между P_{oc} и P_6 в интервале

$0 < P < P_1$ в опытах отсутствует, что объясняется недостаточной точностью измерений и особенностями работы свай-зондов при малых осадках.

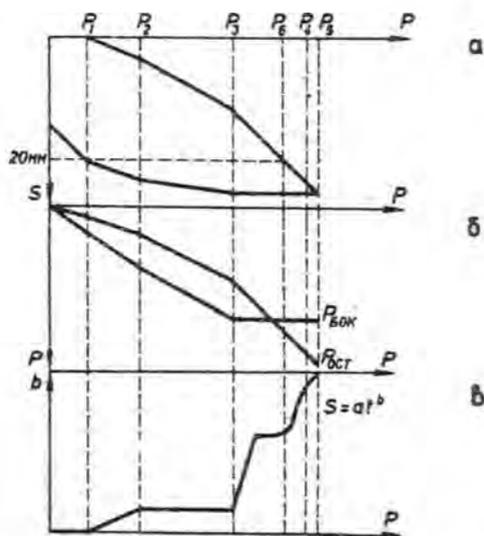


Рис. 1. Характерные зависимости: а - $S = f(P)$; б - $P_{oc} = f(P)$ и $P_6 = f(P)$; в - $b = f(P)$

Нагрузка P_2 четко выделена при всех опытах. При ней наблюдается изменение перераспределения между P_{oc} и P_6 . Если же $P < P_2$, то основную роль играет боковое трение, которое принимает на себя в результате перераспределения ту часть нагрузки, которая в начале нагружения попадает на острие. При $P > P_2$, наоборот, доля нагрузки, воспринимаемая в начале боковой поверхностью сваи, постепенно перераспределяется на острие. Это происходит при $P < P_2$ в течении 10-20 мин, а при $P > P_2$ сравнительно медленно – за счет ползучести в процессе развития сопротивления грунта по боковой поверхности сваи. Нагрузка P_2 соответствует предельному сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи. До этой нагрузки величина коэффициента b растет соразмерно нагрузке P .

До нагрузки P_3 («предел пропорциональности») наблюдается близкая к прямолинейной зависимость между осадкой сваи S

и нагрузкой P . Осадки сваи при $P < P_3$ связаны с уплотнением грунта под ее острием. При $P > P_3$ начинается выпор грунта из-под острия сваи и зависимость $S = f(P)$ становится явно нелинейной. При $P_2 < P < P_3$ нагрузка P в основном передается на острие. При $P > P_3$ в большинстве опытов практически вся нагрузка передавалась на острие.

При $P_2 < P < P_3$ имеем $b = \text{const}$, затем следует скачкообразный рост этого коэффициента, что и позволит по графику $b = f(P)$ находить величину предела пропорциональности. Исключение составляют результаты испытаний в слабых грунтах, где изменение интенсивности роста коэффициента b происходит уже в интервале $P_2 < P < P_3$, т.е. при нагрузках, меньше предела пропорциональности.

Нагрузка P_4 характеризует т.н. «предельную» и соответствует последней ступени нагрузки перед критической P_5 . Величина P_4 зависит от многих факторов (в том числе и от времени «отдыха» сваи, величин ступеней, характера перераспределения нагрузки между боковой поверхностью и острием сваи, выдержки ступеней нагрузок, скорости затухания осадок во времени). Величина бокового трения в интервале $P_3 < P < P_4$ постоянная. Только в слабых глинах при больших скоростях развития осадок эта величина может несколько снижаться. Величина коэффициента b в указанном интервале нагрузок изменяется в соответствии с рис.1. В начале графика имеется участок, где эта величина постоянна, а потом наблюдается усиленный ее рост вместе с увеличением нагрузки.

Нагрузка P_5 характеризует такое напряженное состояние грунтов под острием сваи, при котором касательные напряжения превышают величину предельного сопротивления сдвигу, т.е. наблюдается «провал» сваи. В слабых грунтах при $P = P_4$ и при больших скоростях развития осадок боковое трение падает и критическая нагрузка P_5 соответствует условиям прогрессирующей ползучести. При этом величина коэффициента b превышает 1.

Нагрузка P_6 выделена для изучения зависимости между величинами общей осадки S и обратимой части общей осадки $S_{\text{обр}}$ при нагрузках $P_2 < P < P_4$ для свай в различных инженерно-геологических условиях (рис. 2). При этом можно выделить два характерных поля концентрации результатов опытов. Первое поле характеризует сваи, для которых общие осадки меньше 20мм. Для них характерна выраженная корреляционная зависимость между

$S_{обр}$ и S , которую приблизительно можно выразить связью: $S_{обр} = 0,4 S + 1,5$ (при $\eta = 0,7$). Это означает, что практически половина осадки является обратимой. Корреляционная прямая разделяет поле I на две половины.

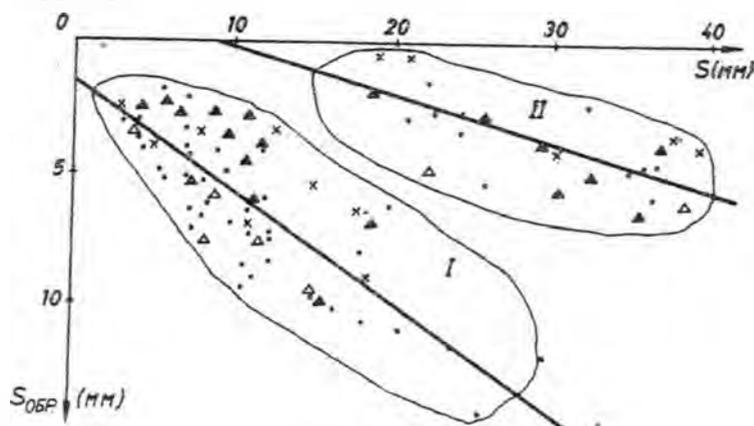


Рис. 2. Зависимость между осадкой S и обратимой осадкой $S_{обр}$ свай:

Δ – сваи «сцепления», \times – сваи внутреннего трения в песках,

\diamond – то же, в морене, \bullet – сваи «защемления»

Над прямой остаются в основном сваи «внутреннего трения», для которых обратимые деформации составляют примерно 30-40% от общих осадок. Под указанной прямой располагаются сваи «сцепления» и сваи, забитые через слабые глинистые грунты до более прочных, для которых обратимые деформации составляют 40-90%. Различия значений относительной величины обратимых деформаций связаны с различным влиянием бокового трения свай в грунте и, по-видимому, прежде всего с различным жестким сцеплением. Для свай «внутреннего трения», которые забиты в пески и в морену, величина бокового трения и особенно величина жесткого сцепления намного больше, чем у свай «сцепления» и у свай «защемления». Большая величина бокового трения при разгрузке свай «внутреннего трения» препятствует их подъему и обратимым осадкам.

Второе поле графиков на рис. 2 характеризует такие сваи, которые при нагрузке P_6 имеют общие осадки более 20мм. Для подобных свай обратимые деформации составляют только 10-20% от общей осадки свай. Для них корреляционная зависимость между об-

ратимыми и общими осадками имеет вид: $S_{обр} = 0,2S + 1,6$ (при $\eta = 0,7$). Изменения характера и величины обратимых деформаций при осадках более 20 мм объясняется, по всей вероятности, изменением напряженно-деформированного состояния грунта в основании сваи (его переходом из упруго-пластичного в вязко-пластичное состояние), что и вызывает развитие остаточных деформаций.

Для лучшего понимания физической сущности поведения свай под нагрузкой необходимо связать приведенные характерные нагрузки с прочностными характеристиками грунтов. Для этого используем исследования Б.Бьеррума [4] и Н.Н Маслова [5] о физической сущности сопротивления сдвигу слабых глинистых грунтов в условиях неконсолидированного дренированного сдвига. В ходе этих исследований была раскрыта физическая сущность компонентов сопротивления сдвигу – угла внутреннего трения φ и сцепления C , и выявлены их изменения при различных деформациях сдвига, что особенно важно для свай. На рис. 3а приведена зависимость между касательными напряжениями τ и деформациями сдвига λ . Учитывая результаты названных теоретических и экспериментальных исследований, на данном график приведены зависимости сцепления C и угла внутреннего трения φ от деформаций сдвига λ .

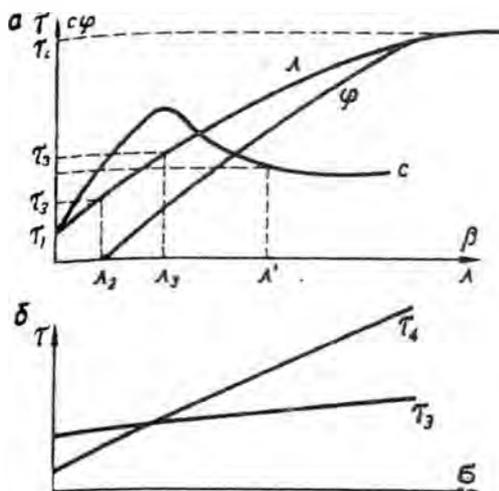


Рис. 3. Структура сопротивления грунтов сдвигу:
 $a - \lambda = f(\tau)$, $C = f(\lambda)$, $\varphi = f(\lambda)$; $b - \tau = f(\sigma)$ при τ_3 и τ_4

До некоторой величины $\tau = \tau_1$ деформации сдвига отсутствуют и по Маслову [5] проявляется только жесткое сцепление. При $\tau_1 < \tau < \tau_3$ деформации сдвига имеют обратимый характер и одновременно включены в работу жесткое сцепление и сцепление связности водно-коллоидной природы. По своей величине τ_2 равно жесткому сцеплению. При $\tau > \tau_2$ включается в работу внутреннее трение. В интервале $\tau_1 < \tau < \tau_3$ зависимость $\tau = f(\lambda)$ имеет прямолинейный характер и τ_3 является пределом пропорциональности при сдвиге. При нем уже полностью включены в работу оба компонента сцепления и некоторая доля внутреннего трения. Величина сцепления C при τ_3 – максимальная [4]. Указанная доля внутреннего трения наблюдается у супесей и может иметь двоякую физическую природу: быть действительно трением, но и быть компонентом зацепления, который для плотных разностей тоже зависит от вертикальной нагрузки по данным Гольдштейна. Величину τ_3 Леонардс [6] и Маслов [5] называют порогом ползучести, т.к. при превышении его в плоскости сдвига уже проявляются процессы ползучести. Согласно Л. Бьерруму, по своей величине касательное напряжение τ_3 равно сопротивлению сдвига при неконсолидированном недрнированном сдвиге.

При $\tau > \tau_3$ с ростом деформации сдвига λ компонент жесткого сцепления начинает уменьшаться. При некоторой деформации $\lambda = \lambda'$ сцепление связано только с его восстанавливающейся частью. С падением сцепления нарастает внутреннее трение грунта, которое достигает своего максимума при $\tau = \tau_4$, т.е. при полной мобилизации сопротивления грунта сдвигу. Зависимость между касательными напряжениями и деформациями сдвига в интервале $\tau_3 < \tau < \tau_4$ является криволинейной. Сопротивление грунта сдвигу как при τ_3 , так и при τ_4 подчиняется закону Кулона: зависимость $\tau = f(\sigma)$ можно выразить в виде прямых, как это видно из рис. 3б. При этом для τ_3 величина сцепления C больше и значение ϕ меньше, чем при τ_4 . Для определения несущей способности свай применяют параметры ϕ_4 и C_4 , находя по схеме предельного равновесия предел несущей способности грунта под острием свай.

Поэтому для глинистых грунтов при определении удельного бокового трения свай они применяют величину сопротивления сдвигу грунта C_u , определяемую при неконсолидированном недренированном

ном сдвиге. Как указывают Л.Бьеррум и А.Де Мэлло, это дает в условиях слабых грунтов удовлетворительные результаты. Учитывая, что согласно Л.Бьерруму $C = \tau_3$, можно для определения бокового трения использовать величину τ_3 . При касательных напряжениях $\tau > \tau_3$ в плоскости сдвига начинают проявляться процессы ползучести, поэтому применение параметров C и ϕ , полученных при $\tau = \tau_3$, будет отвечать предпосылкам, которые приняли С.Мурояма и Т. Шибата в отношении природы бокового трения свай.

Если использовать параметры сопротивления сдвигу при касательном напряжении τ_3 в формуле предельного равновесия, то появляется возможность теоретического определения предела пропорциональности для грунта в зоне под острием сваи. Если касательные напряжения по поверхностям скольжения будут меньше τ_3 , выпора грунта из-под острия сваи происходить не будет, и осадки сваи будут связаны только с уплотнением грунта в этой зоне. При касательных напряжениях $\tau > \tau_3$ начинается выпор грунта из-под острия сваи, который завершится достижением предела несущей способности основания, когда на сформировавшихся поверхностях скольжения касательные напряжения достигнут величины τ_4 .

Из сказанного следует, что для определения нагрузки P_1 необходимо знать величину жесткого сцепления грунта на боковой поверхности сваи. Эта величина, например, играет большую роль в глинах твердой консистенции. Нагрузка P_2 соответствует суммарному боковому трению, определяемому по величине касательного напряжения τ_3 . Зависимость между τ_3 и удельным боковым трением $\tau_{бок}$ приведена на рис. 4. Для ленточных глин, морских супесей и рыхлых песков сходимость между названными величинами хорошая и отклонения не превышают 10%. Несколько больший разброс наблюдается у морских глин и суглинков, что объясняется существенной изменчивостью свойств этих грунтов в геологическом разрезе. Рассматриваемые зависимости оказываются несколько менее убедительными по отношению к моренам, где нарушения структуры при отборе монолитов и при подготовке образцов более заметно отражаются на величине τ_3 , а некоторое уплотнение грунта при забивке свай существенно отражается на величине $\tau_{бок}$.

При нагрузках P_3 и P_4 сопротивление свай складывается из бокового трения и сопротивления грунта под острием. Для определения

сопротивления грунта под острием при указанных нагрузках целесообразно использовать формулу Г. Мейергофа.

Значения нормальных напряжений σ_3 для грунта под острием сваи, которые соответствуют значениям касательных напряжений τ_3 , а также значения σ_4 , соответствующие значения τ_4 , приведены в табл.1. Из таблицы видна лучшая сходимость между экспериментальными и расчетными величинами для σ_3 , чем для σ_4 , что объясняется некоторым дополнительным уплотнением испытываемых на сдвиг слабых глинистых грунтов (особенно супесей) при касательных напряжениях выше τ_3 .

Обработка результатов испытаний на сдвиг показала, что для определения нагрузки P_6 целесообразно использовать формулу Мейергофа для таких сдвиговых характеристик, которые отражают появление течения по поверхности сдвига по С.Месчану.

Сравнение величин σ_3 и σ_4 для различных грунтов показало, что в глинистых грунтах эти величины больше зависят от условий формирования данного грунта и содержания в нем глинистых фракций (или от числа пластичности), чем от консистенции. Так, примерно одинаковую консистенцию имеют как ленточные глины в Пярну, так и моренные супеси в Таллинне ($I_L=1,6 \dots 2,0$).

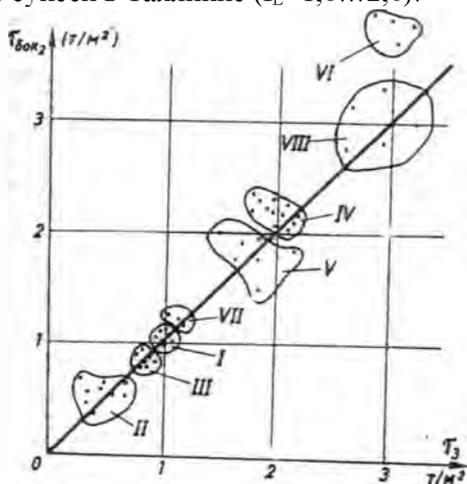


Рис. 4. Зависимость между $\tau_{бок}$ и τ_3 :

I – ленточные глины Пярну; II – слабые сорские глины и суглинки; III – слабые

морские супеси, Таллинн; IV – озерно-ледниковые супеси и суглинки, Таллинн; V – текучая морена Валга; VI- пластичная морена Тарту; VII – слабые пески с органикой; VIII – пески средней плотности

Таблица 1

Величины нормальных напряжений σ_3 и σ_4 для различных грунтов, определенные опытами и рассчитанные по ф. Мейергофа

Наименование грунта	σ_3 , т/м ²		σ_4 , т/м ²		Количе- ство опы- тов
	опыт	расчет	опыт	расчет	
Ленточные глины	22	20	100	96	36
Морские глины	12	10	75	120	3
Морские суглин- ки	40	45	125	215	4
Морские супеси	70	65	150	400	8
Озерно- ледниковые супе- си	180	170	380	400	7
Текучая морена	220	190	700	910	5
Пластичная мо- рена	600	550	1200	1400	3
Твердая морена	800	750	1600	1700	1
Кембрийские глины	1200	1350	2200	2400	6
Слабые пески с органикой	140	120	300	325	5
Пески средней плотности	500	550	950	1000	3
Плотные пески	900	850	1500	1600	2

То же можно сказать о валгаской текучей морене и озерно-ледниковых супесях Таллинна ($I_L = 0,85 \dots 1,1$). Твердая предглинтовая морена и кембрийские глины тоже имеют близкие значения консистенции ($I_L \approx 0,1$). Но, как видно из табл.1 величины σ_3 и σ_4 в пределах сравниваемых грунтов отличаются существенно. Поэтому применение таблиц, которые учитывают только консистенцию

глинистых грунтов, для подсчета несущей способности свай нежелательно.

Для определения коэффициента запаса необходимо знать зависимость между нагрузками P_3 и P_4 , которая дана на рис. 5. Она очень зависит от вида грунтов в основании сваи. На рис. 5 поле 1 занимают сваи «сцепления» забитые в слабые глины и суглинки. У них P_3 близко P_4 ($P_3 \approx 0,8 P_4$). Поле 2 занимает сваи «сцепления», забитые в слабые супеси. Для них в среднем $P_3 \approx 0,5 P_4$. Различный характер соотношения P_3 и P_4 в глинах и супесях является следствием различных условий деформирования основания.

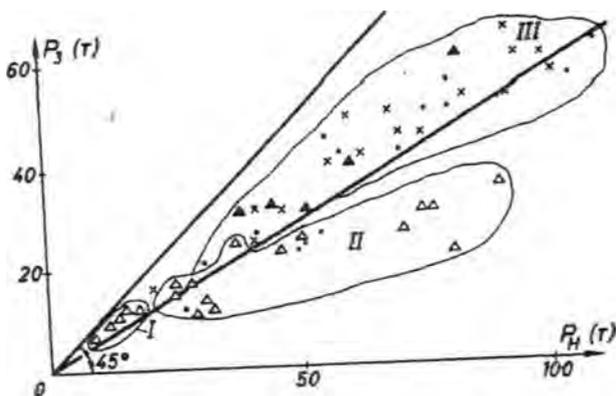


Рис. 5. Связь между значениями P_3 и P_4 для железобетонных свай:
 Δ – сваи «сцепления», \times – сваи внутреннего трения в песках,
 \blacklozenge – то же, в морене, \bullet – сваи «защемления»

В супесях осадки свай в предельном состоянии больше, чем в глинах, что связано, в основном, с различным соотношением порога ползучести и максимального сопротивления сдвигу. Для глин же эти величины мало отличаются друг от друга, поэтому мало отличаются и величины P_3 и P_4 . Для супесей они к тому же различаются существенно из-за включения в работу внутреннего трения грунта, что и повышает разницу между P_3 и P_4 . Различное соотношение между величинами P_3 и P_4 для супесей и глин объясняется и различным характером изменения порового давления.

Поле 3 объединяет сваи «защемления» и сваи «внутреннего трения», для которых $P_3 = 0,7 P_4$. Величина переходного коэффициента 0,7 была принята в СНиП П-Б. 5-62, действовавшего до 1967 г.

С помощью переходного коэффициента 0,7 можно для песков и морены определить предел пропорциональности через предельное состояние; применение же этого коэффициента для свай «сцепления» дает неправильные результаты, а именно – несущая способность свай в супесях переоценивается, а в глинах недооценивается.

2. Определение несущей способности свай по результатам динамических испытаний

По данным Р.Д.Челлса имеется около 200 формул для определения несущей способности по результатам динамических испытаний. Основная их часть пригодна лишь для определения несущей способности свай в определенных инженерно-геологических условиях. Применение динамических формул без учета конкретных инженерно-геологических условий привело многих исследователей к мнению о непригодности динамических формул для определения несущей способности свай.

При анализе динамических формул и сравнении результатов динамических и статических испытаний свай возникает вопрос, какие характеристики определяются динамическими испытаниями – суммарное боковое трение, «предел пропорциональности», предельная или критическая нагрузка. Н.М. Герсеванов отмечает, что по отказу свай можно определить только предел упругости сваи. Временное сопротивление может быть определено по отказу в том случае, когда свая забита до предельного состояния. Многие авторы, принимая за основу формулу Герсеванова, пытались улучшить ее или найти поправочные коэффициенты для определенных инженерно-геологических условий, но забывали при этом, что формула Герсеванова выведена для определения предела пропорциональности, и не понимали, какую характеристику они стремятся определить.

С целью выяснения возможности определения пропорциональности по динамическим формулам проанализировали 18 различных формул применительно к результатам испытаний 70 железобетонных и 50 стальных трубчатых свай. По отказам при забивке свай и по результатам статических испытаний, которые проводились после 1,5...3 месячного отдыха свай, исследовалась возможность установления корреляционной зависимости между несущей способностью, определяемой по динамическим формулам, и «пределом пропорциональности». Коэффициент корреляции для

каждой формулы определялся методом наименьших квадратов. Результаты приведены в табл. 2.

Таблица 2

Анализ применимости различных динамических формул для определения «предела пропорциональности» R_3

№	Формула	Железобетонные сваи		Металлические сваи	
		Зависимость	Коэффициент корреляции	Зависимость	Коэффициент корреляции
1	Герсеванова	1,2P-6	0,78	0,95P-3	0,77
2	Фагно	0,8P-10	0,50	0,64P-10	0,40
		1,06P-6	0,82	0,91P+3	0,92
3	Эст. нормы	2,0P-17	0,72	-	-
4	Гоу	1,3P-8	0,40	6,2P-50	0,65
5	Вентера	0,98P-4	0,87	0,42P+2	0,63
6	Датская	0,58P-8	0,66	0,42P+2	0,63
7	Гейта I	0,9P-20	0,61	-	-
	Гейта II	1,0P	0,90	0,92P+3	0,91
	Гейта III	1,0P	1,0	1,0P	0,98
8	Янбау	0,66P-13	0,57	0,45P	0,80
9	Тикунова I			0,94P-5	0,80
	Тикунова II			1,3P-8	0,70
10	Русанова			1,6P	0,70
11	Чернышева I			4,7P-17	0,84
	Чернышева II			8,6P-35	0,98
	Чернышева III			5,1P-20	0,82
12	Гилея			0,6P-3	0,81

Из полученных данных видно, что для определения предела пропорциональности пригодны почти все приведенные формулы (с определенными оговорками и поправочными коэффициентами), некоторые больше, а некоторые – меньше. Формула Герсеванова принята основной для соответствующих сравнений. Первые опыты (6) дали хорошую сходимость между пределом пропорциональности и рассчитанной с помощью формулы Герсеванова (по отказам, замеренным не при добивке, а при забивке свай) «предель-

ной нагрузкой» без коэффициента 0,7. Дальнейшие исследования позволили уточнить пределы применимости формулы Герсеванова (10). В частности, зависимость между величиной отказа при забивке и коэффициентом: $K = R_{Герс}/P_{забив}$ (рис. 6), показывает, что лучшая сходимость между результатами полученными по формуле Герсеванова, и пределом пропорциональности отмечается в интервале отказов $e = 2...15$ мм. При $e > 15$ мм формула Герсеванова дает заниженные результаты. Завышенные результаты наблюдаются при $e < 2$ мм. Установленные пределы подтверждают, что формула Герсеванова применима только для определения предела пропорциональности. Анализ статических испытаний показал, что боковое трение полностью мобилизуется при «сдвиговой осадке» 1,5...2,5 мм (P_2), а предел пропорциональности достигается при осадках 5...15 мм (в зависимости от деформативности грунта под острием сваи и от длины сваи). Когда отказы при забивке не менее 2 мм (т.е. менее сдвиговой осадки) потери энергии из-за поглощения ее боковой поверхностью намного больше, чем при отказах более 2 мм. При отказах более 15...20 мм из-за разрушения структуры грунта деформации выпора грунта из-под острия сваи преобладают, т.е. под острием возникает критическое напряженное состояние грунта. По всей вероятности, формула Герсеванова не может отразить работу сваи при достижении критического состояния грунта под острием.

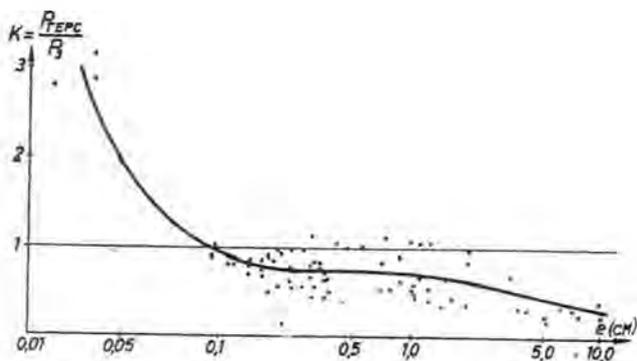


Рис. 6. Зависимость соотношений $K = R_{Герс}/P_{забив}$ от величины отказа e

Лучшие результаты в инженерно-геологических условиях Эстонии дает применение видоизмененной формулы Гейта (рис. 7) Э.Киллар

предложил изменить в ней величину коэффициента «К», увязав ее с отказом и с энергией удара. Если при определении коэффициента «К» учитывается только отказ, то коэффициент корреляции достигает 0,9. Для железобетонных свай, если их отказ менее 5мм, получаем $K = 3$, а при $e = 0,1 \dots 0,2$ см имеем $K = 4$.

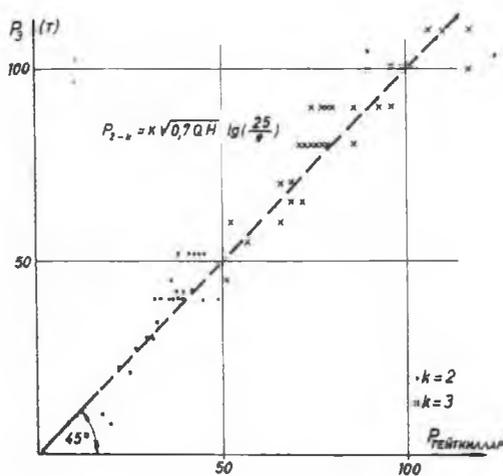


Рис. 7. Связь между P_3 и величиной $P_{Гейт-Клар}$ подсчитанной при значениях $K = 2$ и 3 .

Как отмечалось, в некоторых инженерно-геологических условиях Эстонии применение динамических формул дает искаженные результаты. Это происходит в следующих случаях:

1. Если в разрезе имеются глинистые грунты твердой и твердопластичной консистенции (кембрийские глины, предглинтовая морена, девонские глины), то в них происходит сильное перемятие грунта в ходе забивки, связанное с сопротивлением сдвигу, которое составляет лишь 10–30 % от значения в природном состоянии. В течении «отдыха» в подобных грунтах большая часть сопротивления сдвигу восстанавливается, достигая после 2-3 месячного отдыха 0,5...0,8 от первоначального значения. Так, испытания в Таллинне показали, что при забивке с отказами $e = 0,8 \dots 1,5$ см несущая способность свай равна 25...50 тс. В ходе «отдыха» этих свай величины бокового трения достигают 5...12 т/м², а их предел пропорциональности в 3...4 раза превышает величины, которые определены по динамическим формулам.

В подобных глинистых грунтах применение динамического метода надо считать нецелесообразным.

2. Если в разрезе имеются супеси с консистенцией около 1, а отказы в процессе забивки свай $e < 0,3$ см, то динамический метод в 2...3 раза переоценивает несущую способность свай, что объясняется проявлением отрицательного порового давления в уплотненной зоне под острием сваи (уплотнение под острием имеет для супесей большое значение). Последующее снижение во времени несущей способности связано с изменением знака порового давления и с релаксацией напряжений. В тех же грунтах при $e > 1,5$ см забивка свай вызывает полное нарушение структуры супесей под острием и переход грунта в текучее состояние. Сопротивление сдвигу подобной массы близко к нулю. Из вышеизложенного следует, что если желательна применять динамический метод испытаний свай в супесях, необходимо выбирать энергию удара молота так, чтобы отказы находились в пределах 0,7...1,5 см.

3. Если в грунтовой толще имеются напорные грунтовые воды, или если разрез сложен грунтами, чувствительными к динамическим воздействиям (южно-эстонская морена, пески с органическим веществом в виде коллоидов, озерно-ледниковые супеси), то возникающее при забивке свай в такие грунты гидродинамическое давление обычно увеличивает отказ. Это приводит к недооценке несущей способности свай, определенной по динамическим формулам. Если же имеются плотные пылеватые и мелкие пески, то напорные воды и гидродинамическое давление грунтовой воды вызывают временный рост сопротивления грунта под острием при забивке свай и снижение отказов в ходе забивки. Как следствие, несущая способность свай переоценивается. Поэтому в подобных условиях динамические испытания свай должны использоваться как вспомогательный метод совместно со статическими испытаниями.

4. Если разрез сложен рыхлыми песками (в том числе с органическим веществом) и гравийно-галечными грунтами, то динамические воздействия обычно вызывают разрушение структуры песков и снижение их сопротивления сдвигу, что приводит к завышению отказов и к недооценке несущей способности свай. В гравийно-галечных же грунтах, для оценки плотности и прочности которых пока еще отсутствуют единые методы, при забивке свай установлены несколько заниженные величины отказов, что приво-

дит к завышенным значениям несущей способности свай, получаемым по динамическим формулам.

Литература

1. Россихин, Ю.В. Использование инженерных методов для расчетов развития во времени осадок оснований. Методы оценки эффективности фундаментов с учетом фактора времени / Ю.В. Россихин. – Рига, 1975. – С. 5–87.

2. Broms, B. Pile foundation for the Kuwait Towers / B. Broms, L. Hill. – Moscow, 1973. – VIII ICOSMAFE. – P. 33–39.

3. Метс, М.О соответствии расчетных схем и расчетных параметров. Инженерные изыскания для строительства / М. Метс. – Вильнюс, 1975. – С. 42–45.

4. Bjerrum, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and unstable soils / L. Bjerrum. – Moscow, 1973. – VIII ICOSMAFE. – P. 111–152.

5. Маслов, Н.Н. К оценке устойчивости и деформации гидротехнических сооружений / Н. Н. Маслов // Труды 1 Всесоюзного Симпозиума по реологии грунтов. – Ереван: 1973, – С. 69–85.

6. Leonards, G.A. Main session / G.A. Leonards. – Moscow, 1973. – VIII ICOSMAFE. – P. 69–85.

7. Lind, E. Vaiade kandevõime määramine. Ehitusgeoloogia kogumik II / E. Lind, M. Mets. – Tallinn, 1967. – P. 83–87.

8. Murjama, S. The bearing capacity of a pile driven into soil and its new measuring method. Soil Found / S. Murjama, T. Shibata. – 1960. – Vol. I, № 2. – P. 2.

9. De Mello, V. Foundations on buildings in clay / V. De Mello. – Mexico, 1969. – VII ICOSMAFE. – P. 49–136.

10. Результаты динамических испытаний свай / К. Венгер [и др.] // Конференция Каунасского Политехнического Института. – Каунас, 1969. – С. 152–157.

11. Герсеванов, Н.М. Собрание сочинений / Н. М. Герсеванов. – М., 1947. – Т.1 – С. 283.

12. Месчан, С.Р. Экспериментальное исследование реологических свойств глинистых грунтов при сдвиге / С.Р. Месчан // Труды 1 Всесоюзного Симпозиума по реологии грунтов. – Ереван : б.н., 1973. – С. 86–131.

УДК 624.151

**УКРЕПЛЕНИЕ СЛАБЫХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ
НАСЫПИ АВТОДОРОГИ
ПРИ ПОМОЩИ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ**

Малинин А.Г., Гладков И.Л., Жемчугов А.А.

ГК «ИнжПроектСтрой», г. Пермь, Россия

Описан опыт применения технологии струйной цементации грунтов для решения задачи укрепления слабых грунтов в основании насыпи автодороги. Дана схема укрепления основания грунтоцементными колоннами с гибким ростверком. Изложен метод расчета укрепленных оснований, а также приведено описание методов оперативного контроля характеристик грунтоцементных колонн.

This article provides the results of using jet grouting technology to solve a problem of the soft grouting stabilization in the embankment base. The authors describe the scheme of bottom reinforcement by jet columns with a non-rigid grillage and the calculation method of stabilized bases. The article presents some methods of the monitoring jet grout column characteristics.

В настоящее время ведется строительство нового участка федеральной автомобильной дороги М-53 «Байкал» Алзамай – Разгон (км 1251 – км 1261). Одним из вспомогательных сооружений является арочная труба через р. Моховую. В районе подходов к арочной трубе высота насыпи автодороги достигает 7,5 м. При этом характерное геологическое строение основания насыпи представляет собой напластование слабых глинистых грунтов

с модулем деформации $E = 2...5$ МПа, которые подстилают песчаные и тугопластичные глинистые грунты с модулем деформации $E = 20...30$ МПа. Мощность слабых глинистых грунтов изменяется в диапазоне от 7,0 до 16,0 м. Характерный поперечный разрез представлен на рис. 1.

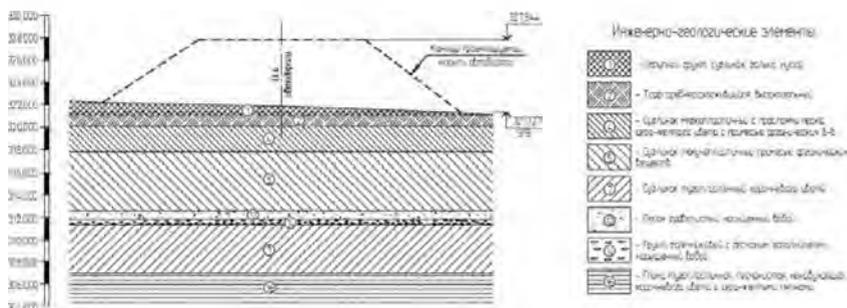


Рис. 1. Поперечный разрез проектируемой автодороги

Результаты расчетов показали, что в случае устройства насыпи на естественном основании осадка основания насыпи составит более 1 м. Для уменьшения величины деформации разработана схема укрепления слабых грунтов в основании насыпи при помощи устройства грунтоцементных колонн по технологии струйной цементации грунтов.

Сущность этой технологии заключается в использовании энергии высоконапорной струи цементного раствора для разрушения и одновременного перемешивания грунта с цементным раствором [1]. Результатом струйной цементации грунтов является грунтоцементная колонна, материал которой обладает более высокими прочностными и деформационными характеристиками по сравнению с начальными характеристиками укрепляемого массива.

Предложенная конструкция укрепления основания представляет собой армированный массив из грунтоцементных колонн диаметром 750 мм с гибким ростверком. Колонны устраивают с шагом 3,0 x 3,0 м по треугольной сетке, длина колонн определяется мощностью слабых грунтов и составляет 8,0...17,0 м. Для сооружения гибкого ростверка поверх оголовков грунтоцементных колонн устраивают подушку из щебня толщиной 600 мм. В тело подушки по мере ее возведения укладывают геосетку в двух уровнях по ее высоте (рис. 2).

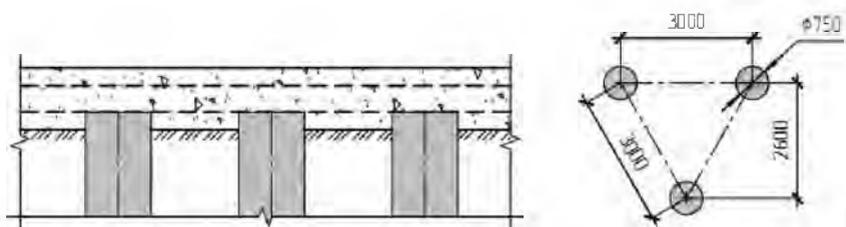


Рис. 2. Схема укрепления основания грунтоцементными колоннами

Для определения эффективности предложенного решения была проведена серия расчетов по определению деформируемости основания, укрепленного по приведенной схеме (см. рис. 2). Расчеты выполняли в плоской постановке в программном комплексе Alterra, основанном на методе конечных элементов (рис. 3).

Полученная максимальная осадка основания насыпи оказалась 30 см. Максимальные сжимающие напряжения в грунтоцементе составили 1,98 МПа (рис. 4).

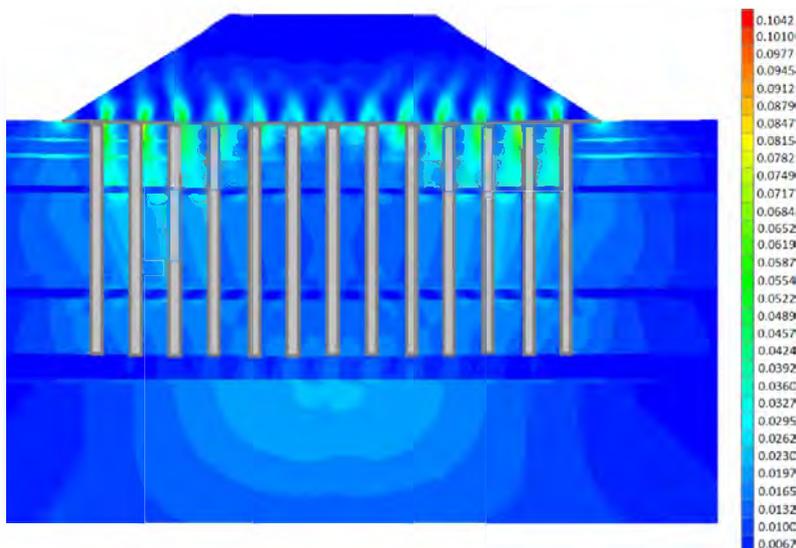


Рис. 3. Распределение относительных деформаций в грунтовом массиве при устройстве насыпи на укрепленном основании.

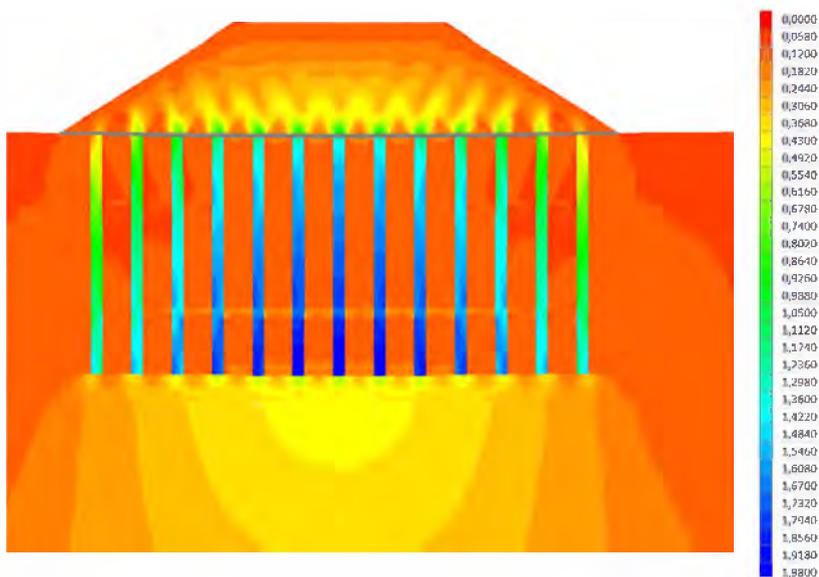


Рис. 4. Распределение сжимающих напряжений (МПа) при устройстве насыпи на укрепленном основании

Для укрепления основания насыпи были запроектированы и выполнены более 1000 грунтоцементных колонн общей длиной 12000 м (рис. 5). Для обеспечения заданных проектом значений прочности на сжатие и модуля деформации грунтоцемента принят расход цемента 350 кг/м колонны. В связи с тем, что глинистые грунты заторфованы, для их качественного закрепления предусмотрели ряд дополнительных мероприятий. С целью раскисления грунта бурение лидерной скважины проводили с применением водного раствора технической соды. Для ускорения процесса гидратации цемента и повышения прочностных свойств грунтобетона в цементный раствор добавляли хлористый кальций.

В период производства работ диаметр колонн определяли непосредственно после их устройства с помощью специального измерительного оборудования (рис. 6) [2]. Кроме того, оперативно полученная информация о диаметре колонн позволила установить правильный технологический режим для обеспечения проектного диаметра. С целью определения фактической прочности грунто-

цемента из колонн выбуривали керны цилиндрической формы и проводили испытания в лабораторных условиях (рис. 7).



Рис. 5. Производство работ по технологии струйной цементации грунтов



Рис. 6. Измерение диаметра грунтоцементной колонны

Проведенные измерения подтвердили правильность выбранных геометрических и прочностных характеристик грунтоцементных колонн. Величины замеренных диаметров колонн лежали в диапазоне от 700 до 800 мм. Предел прочности грунтоцемента на сжатие составил 2,1...3,5 МПа.

По завершении устройства грунтоцементных колонн оголовки были откопаны, и поверх них устроен гибкий ростверк и возведена насыпь (рис. 8).



Рис. 7. Керны, выбуренные из тела грунтоцементной колонны



Рис. 8. Устройство гибкого ростверка

Опыт проведенных работ показывает, что применение технологии струйной цементации позволяет успешно решать задачи укрепления слабых грунтов оснований в транспортном строительстве.

Литература

1. Малинин, А.Г. Струйная цементация грунтов / А.Г. Малинин. – М. : Стройиздат, 2010.
2. Малинин, А.Г. Экспериментальные исследования диаметра грунтоцементных колонн в различных грунтовых условиях / А.Г. Малинин, И.Л. Гладков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3.

УДК 624.131.3

О КАРСТООПАСНОСТИ И ПРОТИВОКАРСТОВОЙ ЗАЩИТЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Галимнурова О.В.
*ФГ БОУ ВПО «Уфимский государственный нефтяной
технический университет»*

Рассматривается строительное карстоведение, включающее растворимость пород, инженерно-геологические условия г. Уфы (как пример закарстованных территорий), карстоопасность территорий и противокарстовая защита оснований и фундаментов. Впервые сформулирован закон строительного карстоведения.

The article reveals the study of karst construction, including the rock solubility, geological and engineering conditions of Ufa city (as an example of karsted territories), karst danger of territories, anti-karst protection of bases and foundations are also given here. For the first time the law of karst construction study is formulated.

Введение. Карстоопасность и противокарстовая защита оснований и фундаментов при освоении и эксплуатации закарстованных территорий является предметом *строительного карстоведения* – нового направления в инженерной геологии.

Проектировщики Башкирии впервые с проблемами строительного освоения закарстованных территорий соприкоснулись в 1969 г. в связи с отказами оснований по «вине» карста и с необходимостью вынужденного усиления фундаментов [1, 2, 3].

В Башкирии за более чем 40-летний период, накоплен опыт изысканий, проектирования, мониторинга и оценки «поведения» объектов на закарстованных территориях, что послужило материалом для региональных нормативных документов [ВСН 2 -86.РБ, ТСН 302-50-95.РБ, РСН 1-91.РБ], а также для разработки соответствующих изобретений по конструктивной защите фундаментов.

Растворимость пород. Карстующиеся породы прежде всего выделяются по степени растворимости в воде. Их растворимость q_{sr} изменяется в диапазоне более пяти порядков: $0,01 \leq q_{sr} < 357$ г/л. Этот основной параметр предопределяет и диапазон карстовых денудаций в недрах в широком интервале: $0 \rightarrow \infty$, т. е. от незначительных осадок основания до провала.

Незначительные деформации основания, как результат кластокарста в глинистых грунтах, включающих растворимые фракции, соизмеримы с величиной закономерной осадки обычного грунтового основания при дополнительном давлении фундамента и обнаруживаются своей неравномерностью. При этом ленточные фундаменты и несущие стены здания в условиях кластокарста «потрескивают» со спорадическим развитием трещин малого раскрытия.

Растворение пород, как результат контакта с карстовыми проточными водами, происходит по *Д.С. Соколову* [4], т.е. при наличии пяти обязательных условий, но с учетом и шестого дополнительно антропогенного фактора [5].

Скорость растворения породы пропорциональна площади контактирующей поверхности с водой, т. е. увеличивается при каверности, трещиноватости, дисперсности и иного развития скважности. Естественно, растворение зависит от режима движения подземной воды, ее минерализации и температуры, наличия в ней тонкозернистых нерастворимых коллоидных частиц грунта, pH среды, растворенных химикатов и др. факторов [6].

Растворимость карбонатов в воде составляет всего-то 0,07 г/л. Этот показатель труднорастворимости породы нами объясняется прочностью ковалентных связей в кристалле и плотной упакованностью его решетки. За период существования здания (150-200 лет) в пятне застройки в толщах карбонатных пород в приповерхностных осадочных отложениях, часто переслаивающихся с глинами, новые полости не могут сформироваться и тем более пробиться провалом вверх в зону основания фундамента.

Сульфаты, имеющие более слабые ионные связи в кристалле, имеют растворимость в диапазоне 2...160 г/л, т. е. являются средне – и легкорастворимыми. Под основанием фундамента в покрывающих толщах могут возникнуть за инженерное время новые разуплотненные зоны благодаря растворению и гравитации в результате карстопроявления в ниже залегающих сульфатах в виде проседаний разной величины либо даже провала. При таком прогнозе нужны осмотрительность и принятие упреждающих мер по защите сульфатов от растворения, что позволит исключить сверхнормативные осадки основания. При ожидаемых значительных деформациях основания вплоть до проседания и даже провала в сульфатах и в покрывающих толщах дополнительно фундаменту и соответствующим наземным несущим конструкциям придают свойство срабатываемости на возникшую особую карстовую нагрузку. Например, дискретный сборный ленточный фундамент мелкого заложения можно превратить при его закладке в балку-стенку, перекрывающую возникший впоследствии провал (проседание) по нашему изобретению № 2397292.

Галоиды – лидеры по растворимости (≈ 357 г/л) обязательно требуют реализации особых мер защиты. В галоидах тоже ионный тип связи в рыхлой решетке, которая имеет самую простую сингонию кристалла в виде простейшего куба с ионами натрия и хлора в углах и узлах решетки. Территории, подстилаемые скоротечно растворяющимися галитами, малоперспективны к строительному освоению и чреватые значительным ущербом и затратами на реставрацию аварийно поврежденных объектов, что имело место в Березниках Пермского края. Упреждающая конструктивная противокарстовая защита фундамента и остова здания (сооружения) должна быть экономически обоснована.

Инженерно-геологические условия г. Уфы. Город Уфа расположен в междуречье Белой, Уфы и Демы. Его центральная часть размещена на водораздельном приподнятом плато (на отн. $\approx 120...190$ м), представляющем собой сохранившийся от размыва останец верхнепермских отложений. Ширина плато изменяется от 4 до 10 км и представляет вытянутый «полуостров» длиной 17 км, омываемый с трех сторон реками. В геологическом строении территории участвуют следующие нижеупомянутые отложения. Сверху *уфимский ярус*, представленный переслаиванием песчаников, алев-

ролитов и аргиллитоподобных глин, известняков и мергелей, разрушенных известняков и известковистых глин в основании (соликамский горизонт) общей мощностью от 30...40 до 60...80 м. Эти отложения нерастворимых и труднорастворимых пород в виде линз и прослоек образуют водонепроницаемый экран по документальным данным инженерно-геологических изысканий и согласно публикациям [7].

Уфимский ярус повсеместно подстилается гипсово-ангидритовой толщей *кунгуурского яруса*. В пределах междуречья уфимский ярус на значительных площадях перекрыт чехлом акчагыльских и общесыртовых глин мощностью от 5...10 до 30...40 м и четвертичных делювиальных суглинков мощностью до 10 м. В долинах рек уфимский ярус почти полностью размыв и четвертичные аллювиальные песчано-гравийно-галечные отложения и кинельские глины с размывом ложатся на гипсово-ангидритовую толщу кунгуурского яруса и полностью выполняют палеоруслу р. Белой и Уфы, имевших глубину вреза 80...120 м.

Уфимский ярус богат древними подземными и поверхностными карстовыми формами, образовавшимися в минувшие геологические периоды, в эпохи континентальных процессов, во времена затопления. В «сухое» время эти древние карстовые формы оказались в основном погребенными за счет грунтовых наносов разной мощности (0,3...5 м) [7, 8].

Гидрогеологическая обстановка «полуострова» представлена двумя уровнями воды – верхним и единым нижним. На отм. 170...190 м находится верхний уровень инфильтрационных вод, состоящих из атмосферных осадков, поступающих в зону аэрации гидросферы и достигающих уровня грунтовых вод, т.е. верховодки. Вода этого уровня увлажняет поверхностный слой грунта, расходуется на испарение, склоновое стекание и увлажнение (подтопление) техногенных грунтов, вмещающихся в локальные формы, такие как древние воронки, проседания, поноры, логи и овраги, ныне оказавшиеся подземными.

Вторым источником восполнения верховодки являются антропогенные факторы, определяющим из которых являются утечки, проливы, смывы техногенных вод [9, 10]. Антропогенные воды ускоряют подземные процессы в 80...100 раз против естественных природных скоростей [11].

На отм. ≈ 80 м находятся единая уровенная поверхность и единая область разгрузки и питания вышеназванных трех рек в зоне кунгурского яруса на окраинной пониженной городской территории.

Вышеназванные малые реки формируют бассейн реки Кама, обводняют сульфатные породы кунгурского яруса и не имеют «отношения» к карбонатным толщам уфимского яруса.

Таким образом, в центре Уфы на высоких отметках и на склонах иногда наблюдаются условия для развития сверхнормативных деформаций оснований осадочно-оползневого типа в условиях верховодки, *подтопляющей насыщенные толщи* в объемах палеооврагов и палеокарстовых форм останца [4, 9, 12]. Причина деформаций зданий заключается в переувлажнении грунтов и снижении прочностных и повышении деформационных параметров.

Строго цилиндрические же виртуально-мифические провалы в современную эпоху голоцена, «просверленные» через рассматриваемые сухие карбонатно-глинистые толщи, в т. ч. в сводах палеополостей, не могут зародиться на уфимском останце и реализоваться из-за отсутствия трех обязательных условий для развития карста, т. е. скважности пород, наличия воды и ее проточности.

В кургурском ярусе на отм. ≈ 80 м налицо все 5 обязательных, а также шестое антропогенное, условия для развития сульфатного карста с проявлением поверхностных проседаний и иных деформаций, в т. ч. с образованием провалов, что и подтверждается в действительности многолетними наблюдениями. Что касается галогенных (соляных) пород, то они в Башкирии, в т.ч. в рассмотренных толщах, практически отсутствуют [13].

Карстоопасность территорий. Предтеча карстоопасности заключается в растворимости пород, обладающих скважностью. Второй субстанцией карстового процесса является вода с коррозионной способностью, т. е. с низкой минерализацией. Сопутствующим является проточный режим подземных вод как пятый фактор. Кроме того, как выше отмечено, на карст влияет внешний шестой антропогенный фактор, который активизирует либо пассивирует природный карстово-суффозионный процесс. Например, водозабор подземных вод с прилегающей территории, подтопление в результате строительства гидротехнических объектов (водохранилищ) и др., либо, наоборот, водопонижение, осушение территорий.

Считается, что «свежие» крупные полости в карбонатных породах, перекрытых толщей нерастворимых водонепроницаемых напластований, возникнуть не могут под воздействием техногенных факторов [10], что подтверждается и на уфимском останце.

Растворимость пород принята за главный фактор, как определяющий устойчивую работу либо отказ основания нефтепроводов и в других регионах [14].

Технический регламент о безопасности зданий и сооружений (№ 384-ФЗ) законодательно предписывает учитывать опасные природные процессы и явления (ст. 2.12). Однако карст в этом законе отнесен к числу *«иных негативных воздействий»* на здания и сооружения. Это перекликается с нашим мнением в том плане, что опасность карста *порой преувеличена* особенно в условиях карбонатно-глинистых переслаивающихся толщ, как это имеет место на уфимском вышеописанном карстовом косогоре (останце).

Представляет интерес обобщение мирового опыта классификаций территорий (12 стран) по степени карстоопасности [15]. Оказалось, что ни в одной из 17 классификаций не названы таксоны, касающиеся сущности именно физико-химического процесса растворения породы. Все классификации базируются на уже свершившихся максимальных карстовых событиях: провалы и их частота, вербальная оценка, вероятность карстопроявлений, балльная оценка.

Считается [15], что *«существующая в настоящее время официальная классификация закарстованных территорий по интенсивности ... и диаметрам провалов позволяет оценить вероятность поражения ... или ... повреждения сооружения за заданное время, ... соизмеримое с расчетным сроком службы большинства сооружений. Именно эти величины ... могут быть объективными критериями категорий карстоопасности»*. Авторы цитаты оперируют только с конечным максимальным значением вышеназванного интервала карстовых деформаций, т. е. только с провалом, умалчивая растворимость породы и широкий диапазон величины деформаций основания и земной поверхности.

Противокарстовая защита (ПКЗ). Мероприятия по ПКЗ оснований и фундаментов предусматривают на территориях, в геологическом строении которых наблюдаются пять обязательных условий для развития карста и возможность влияния на процесс шестого

условия – антропогенного фактора. При этом учитывают прогнозную оценку изменения природных условий либо проявления антропогенного фактора, ускоряющего развитие карста в конкретных породах в заданный срок.

Противокарстовая защита рассматривается в двух направлениях:

1) Защита грунтов основания от растворения в течение всего прогнозного периода эксплуатации путем планировочных, водозащитных и противифльтрационных, геотехнических и эксплуатационных мер.

2) Придание собственно фундаменту и при необходимости наземным несущим конструкциям жесткости и геометрической неизменяемости при возникновении особой карстовой нагрузки путем введения дополнительной конструктивной защиты, срабатывающей только при отказе основания и находившейся в резерве на случай отказа основания.

Однако в нормативном документе указано, что основным расчетным параметром при проектировании ПКЗ сооружения является расчетный диаметр карстового провала [16]. Следует добавить в соответствии с вышеизложенным, что должны быть учтены растворимость породы и возможная в ожидаемом интервале деформация основания. Большое защитное влияние оказывают покрывающие толщи водоупорных нерастворимых пород в качестве противифльтрационных экранов.

Закон строительного карстоведения. Вышеизложенное позволило впервые сформулировать закон строительного карстоведения:

«Состав, строение, свойства и режим растворения карстующихся пород предопределяются их генезисом и наличием пяти обязательных природных условий активизации карста: порода, ее скважность, вода, ее минерализованность и проточность. Его пассивация происходит при отсутствии одного любого из этих пяти условий. Карст воспринимает и антропогенный (шестой) фактор, характеризуется подземными и поверхностными проявлениями, является естественным динамичным состоянием земной коры и требует прогноза дальнейшего его развития и принятия при необходимости упреждающих противокарстовых мероприятий для снижения риска в строительной деятельности».

Закон нацеливает на необходимость обоснованно подходить к проблеме застройки закарстованных территорий, с позиций стро-

ительного карстования, выбирать методы целесообразной противокарстовой защиты.

В заключение смею отметить, что противокарстовые мероприятия относительно основания и конструктивная защита фундаментов и остова здания нами рассматривается как творчески-аналитическая работа специалистов по оценке природной карстовой обстановки и по принятию адекватных технических, часто комплексных решений, синтезирующих профессиональные замыслы инженера-геолога и инженера-строителя, учитывающие и положения закона строительного карстования.

Вышеприведенная многоплановая научно-производственная деятельность авторов реализована на практике благодаря творческому сотрудничеству между специалистами БашНИИСтроя, ЗапУралТИСИЗ'а, Башкиргражданпроекта, АСФ УГНТУ и подрядных строительных организаций в составе бывшего Главбашстроя.

Литература

1. Мартин, В.И. Об опыте изысканий, проектирования строительства и усиления фундаментов зданий на закарстованных территориях / В.И. Мартин, Э.И. Мулюков, Г.С. Колесник // Инженерная геология. – 1983. – № 4. – С. 63–71.

2. Опыт строительства промышленных и гражданских зданий на закарстованных территориях Башкирии / Э.И. Мулюков [и др.] // Противокарст. защ. объект. стр-ва: Мат-лы Всесоюзн. науч.-техн. совещ. – Куйбышев : КуИСИ, 1990. – С. 25–28

3. Мулюков, Э.И. История строительства и ликвидации здания, построенного на палеокарстовых воронках / Э.И. Мулюков, Н.Э. Урманшина, Г.С. Колесник // Труды науч.-техн. конф., посвящ. 50-летию БашНИИСтроя. – Уфа, БашНИИСтрой. – 2006. – Т.2. – С. 98–106.

4. Соколов, Д.С. Основные условия развития карста / Д.С. Соколов // Бюлл. МОИП, отд. геол. – 1951. – №2.

5. Мулюков, Э.И. О карстомониторинге и обязательных условиях развития карстового процесса / Э.И. Мулюков // Расчет и проектир. осн. и фонд. в сложн. инж.-геол. усл. – Воронеж : ВГА-СА, 1999. – С. 99–101.

6. Мулюков, Э.И. Об инженерно-строительной карстологии / Э.И. Мулюков, Н.Э. Урманшина // Тр. межд. конф. по геотехнике: геотехн. проблемы мегаполисов : в 5 т. – М. : НИИОСП, ПИ «Геореконструкция», – 2010. – Т. 4. – С. 1891–1896.

7. Смирнов, А.И. Типы карста и современная активность его развития на Южном Урале и в Предуралье / А.И. Смирнов // Мат-лы межд. симпоз. Карстоведение – XXI век: Теоретическое и практическое значение. – Пермь : Пермгосуниверситет, 2004. – С. 90–94.

8. Травкин, А.И. Прогноз карстоопасности и районирование закарстованных территорий на примере центральной части г. Уфы : автореф. дис. ... канд. / А.И. Травкин. – М. : ПНИИИС. 1989. – 21 с.

9. Мартин, В.И. Антропогенная активизация карста и противокарстовая защита / В.И. Мартин, А.И. Травкин, Э.И. Мулюков // Инж. геол. карста: Докл. межд. симпоз. : в 2 т. – Пермь : изд. Перм. ун-та, 1993. – Т. 1. – С. 336–343.

10. Кожевникова, В.Н. Методика оценки устойчивости закарстованных территорий / В.Н. Кожевникова // Инженерная геология, 1984. – № 2. – С. 26–40.

11. Newton, J. Induced sinkholes: An engineering problem / J. Newton // J. Irrigation and Drainage Division./ Proc. Amer. Soc. Civil Engineers. – New York, 1981. – Vol. 107. – №2. – P. 175–185.

12. Мулюков, Э.И. О карстовом процессе и строительном освоении закарстованных территорий (на территории Башкирии) / Э.И. Мулюков // Осн., фонд. и мех. Грунтов. – 1998. – № 1. – С. 16–19.

13. Атлас Республики Башкортостан. – Уфа : Китап, 2005. – 420 с.

14. Методика инженерно-геологического районирования на основе балльной оценки классификационного признака / В.В. Середин [и др.] // Инженерная геология. – 2011. – Сентябрь. – С. 20–25.

15. Толмачев, В.В. Еще раз о классифицировании закарстованных территорий по степени их опасности / В.В. Толмачев, М.В. Леоненко // Мат-лы межд. симпоз. Карстоведение – XXI век: Теорет. и практ. значение. – Пермь : Пермгосунивер, 2004. – С. 230–234.

16. СП 22. 13330. 2011. Основания зданий и сооружений. – М. : Минрегион, 2010. – 162 с.

УДК 624.131

**ОПЫТ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ
ПРИ МОДЕРНИЗАЦИИ
ЦЕЛЛЮЛОЗНО-БУМАЖНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ**

Невзоров А. Л., Никитин А. В.,

Аксенов С. Е., Заручевных А. В., Стрелкова Н.Ю.*

*Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В.
Ломоносова, г. Архангельск, Россия*

**ЗАО «АрхГИПРОБУМ», г. Архангельск, Россия*

В статье приводятся результаты обследования конструкций, исследования грунтов основания и описание проектных решений усиления фундаментов на трех объектах целлюлозно-бумажных комбинатов Архангельской области. Представлено реализованное усиление фундаментов с помощью буронабивных свай, закрепление грунтов основания бурсмесительным способом и устройство грунтоцементных свай методом струйной цементации.

In the article the results of inspection of structures, research soil and description of project solutions the strengthening of the foundation on three objects of pulp-and-paper plants in the Arkhangelsk region. Presented strengthening the foundations with the use of bored piles, consolidation of the soil drilling mixing method and manufacture of ground piles method of jet grouting.

ЗАО «АрхГИПРОБУМ» совместно с сотрудниками кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов Северного (Арктического) федерального университета накоплен большой

опыт по усилению фундаментов оборудования при реконструкции сооружений на Архангельском и Котласском целлюлозно-бумажных комбинатах, таких как, фундаменты картоноделательных и бумагоделательных машин, электрофильтров, экономайзеров и других сооружений.

Обследование фундамента конвективной шахты котлоагрегата выполнялось в связи с заменой оборудования на Архангельском целлюлозно-бумажном комбинате в 2008 году [1]. Конвективная шахта служит для снижения температуры исходящих газов и подогрева воздуха и воды, подающихся в котлоагрегат. Фундамент шахты выполнен из забивных свай длиной 11 м сечением $0,35 \times 0,35$ м. Общее число свай – 20. Ростверк монолитный, размерами в плане $4,3 \times 10$ м, высотой 1,25 м. Замена оборудования влекла почти двукратное увеличение нагрузки на фундамент и превышение несущей способности свай по грунту в среднем на 55 %.

В ходе обследования через ростверк была пройдена буровая скважина с отбором кернов бетона и образцов грунта. Под ростверком выявлено следующее напластование озерно-аллювиальных отложений (рис. 1):

- суглинок мягкопластичный, мощность слоя 0,70 м;
- суглинок тугопластичный, с гравием и галькой, 1,95 м;
- глина тугопластичная с прослойками песка.

Сопоставление с данными предшествующих изысканий показало, что за время эксплуатации под подошвой ростверка в слое мощностью 0,7 м произошло увеличение влажности грунта. Суглинок перешел из тугопластичного в мягкопластичное состояние. Более того, при проходке скважины наблюдался непрерывный самоизлив грунтовых вод, свидетельствующий о наличии под ростверком полости с постоянным притоком воды.

С учетом стоимости, трудоемкости и особенностей производства работ был выбран вариант устройства 11 дополнительных буронабивных свай диаметром 250 мм длиной 14,8 м. Сваи по всей длине армировались семью стержнями арматуры класса А-400 диаметром 16 мм. В забой скважины втрамбовывался слой щебня толщиной 0,2 м.

Проходка скважин при устройстве свай велась малогабаритным станком с помощью шнека под защитой оставляемой в грунте стальной обсадной трубы.

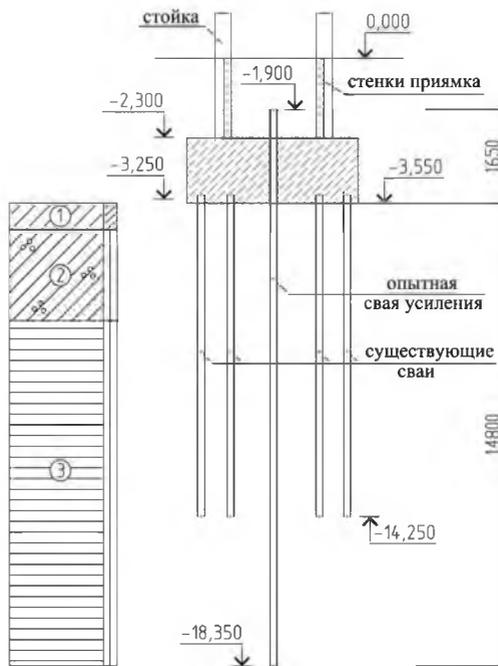


Рис. 1. Схема усиления фундамента конвективной шахты

Несущая способность буронабивных свай уточнялась испытанием статической вдавливающей нагрузкой. Упорная балка из двух швеллеров №30 крепилась к стенкам приемка с помощью анкеров (рис. 2). Нагрузка на сваю создавалась домкратом и наращивалась ступенями по 30 кН. Деформации замерялись прогибомерами, установленными на специальных прогонах.

Результаты испытаний представлены на рис. 3. Испытания были прекращены при нагрузке 360 кН, когда осадка сваи превысила 40 мм. Допустимая нагрузка на сваю была принята 275 кН. Расчет по СП 24.13330.2011 с использованием физических свойств грунтов основания, дал практически то же значение допустимой нагрузки – 270 кН.

Выполненное усиление фундамента конвективной шахты котлоагрегата оказалось эффективным и позволило произвести замену оборудования.

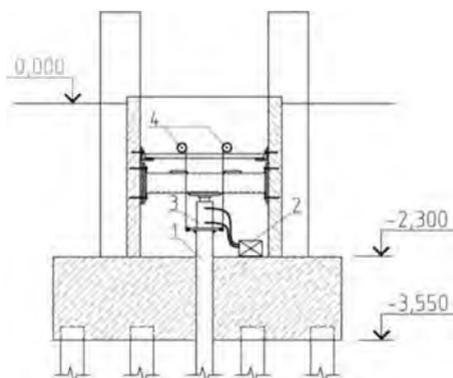


Рис. 2. Испытание свай статической вдавливающей нагрузкой:
 1 – испытываемая буронабивная свая; 2 – насосная станция;
 3 – домкрат; 4 – прогибомеры

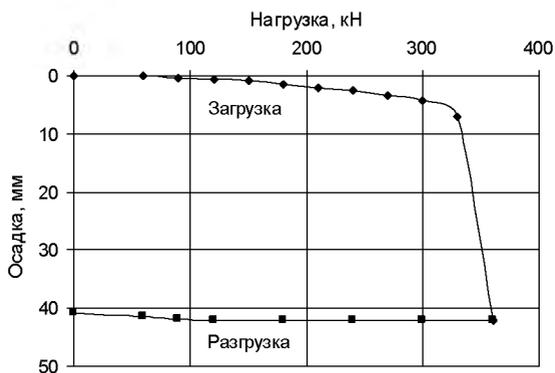


Рис. 3. Результаты испытания буронабивной сваи статической вдавливающей нагрузкой

В 1997 году проектным институтом «АрхГИПРОБУМ» был разработан проект замены экономайзера на Архангельском целлюлозно-бумажном комбинате, предназначенного для подогрева воды, поступающей в котел за счет утилизации тепла топочных газов [2]. Под существующий экономайзер была устроена рама из четырех железобетонных колонн и монолитным перекрытием с отдельными фундаментами мелкого заложения. Фундаменты демонтированного

экономайзера не использованы повторно из-за изменившегося расстояния между осями колонн и значительного увеличения нагрузок, тем более что в фундаментах были выявлены многочисленные вертикальные трещины.

Фундамент под новый экономайзер запроектирован в виде железобетонной плиты размером 11×12 м, толщиной 1,2 м (рис. 4).

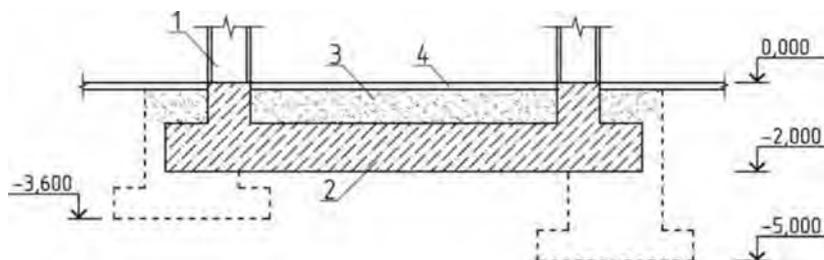


Рис. 4. Проектное решение фундамент экономайзера:

1 – колонны; 2 – железобетонная плита; 3 – песчаная подготовка; 4 – бетонный пол

По результатам инженерно-геологических изысканий установлено следующее напластование грунтов:

- техногенные отложения, образовавшиеся при обратной засыпке фундаментов, представлены глинистыми грунтами в текучем состоянии, с прослойками песка и строительного мусора, мощность слоя 3,6–5,0 м,
- озерно-аллювиальные отложения, суглинок мягко- и тугопластичный.

Наиболее экономичным и технологичным оказался вариант закрепления грунтов основания плиты буромесительным способом.

Перед началом производства работ по закреплению проводились лабораторные испытания смесей техногенного грунта и цементного раствора. Соотношение объемов укрепляемого грунта и раствора изменялось в пределах от 1:0,05 до 1:0,60. Предел прочности на сжатие образцов, выдержанных в течение 28 суток, составил 0,56...1,78 МПа. С учетом действующих нагрузок и неоднородности грунтоцементной смеси, для закрепления основания был принят состав 1:0,25, что соответствует расходу цемента 18–22 кг

на метр проходки при диаметре бурового наконечника 0,35 м. Грунтовый массив был закреплен на глубину 1,6-3,0 м (рис. 5).

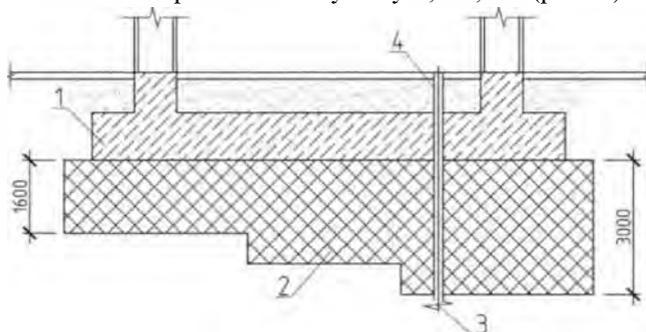


Рис. 5. Схема закрепления грунта и устройства осадочной марки:
1 – фундаментная плита; 2 – закрепленный грунт; 3 – осадочная марка;
4 – обсадная труба

По результатам опытных работ, проведенных на строительной площадке, было выбрано буровое оборудование и режимы перемешивания: скорость вращения и вертикального перемещения инструмента, интенсивность подачи раствора. Контрольное бурение с отбором кернов грунтобетона показало, что предложенный способ обеспечивает требуемое качество смеси. Для проведения наблюдений за осадкой экономайзера было установлено 10 марок: 8 поверхностных и 2 глубинные для определения деформаций закрепленного массива и подстилающего его грунта. Наблюдения показали, что в процессе монтажа и его годичной эксплуатации осадка основания не превысила 3 мм. Последующие наблюдения свидетельствуют об отсутствии деформаций грунтов основания.

В связи с заменой продольно-резательного станка на Котласском целлюлозно-бумажном комбинате в 2012 году было выполнено обследование его фундамента. Под продольно-резательный станок устроена рама из восьми железобетонных колонн сечением 500×500 мм и монолитным перекрытием с отдельными фундаментами мелкого заложения.

Изыскания выявили следующее напластование грунтов:

- техногенные отложения, представлены песком средней крупности с примесью строительного мусора до 10 %, мощность слоя 2,0...2,2 м,

- аллювиальные отложения, песок мелкий, 3,1...3,5 м;
- озерно-ледниковые отложения, глина тугопластичная, 1,4...1,7 м;
- ледниковые отложения, суглинок тугопластичный, вскрытая мощность слоя 2,7...2,8 м.

Нагрузки от нового оборудования превышали существующие, а средние и краевые напряжения под подошвой всех фундаментов были больше предельных значений. В связи с этим были даны рекомендации по закреплению грунтов методом струйной цементации.

Проектной фирмой ЗАО «АрхГИПРОБУМ» и подрядной организацией ОАО «НЬЮ ГРАУНД» разработан проект и выполнено усиление фундаментов путем устройства грунтоцементных свай диаметром 600 мм длиной 6 м ниже подошвы существующих фундаментов с передачей всей нагрузки на нижележащие слои основания (рис. 6).

Каждый фундамент под колонну был усилен восьмью грунтоцементными сваями. Максимальная нагрузка на грунтоцементную сваю составила 34 тонны, допустимая нагрузка – 39,6 тонны.

Работы по устройству грунтоцементных свай выполнялись в следующей последовательности:

- бурение технологических скважин диаметром 112 мм колонковым способом для устройства грунтоцементных свай,
- струйная цементация для образования грунтоцементных свай,
- задавливание сердечников (стальных труб) для опрессовки грунтоцементных свай,
- армирование грунтоцементных свай в верхней зоне для сопряжения с ростверком.

Давление нагнетания раствора при закреплении составляло 450 атм, водоцементное отношение раствора 1. Сваи по центру армировались трубами диаметром 89 мм, в верхней части которых на 1 м ниже подошвы ростверка предусматривалась перфорация для опрессовки грунтоцементных свай. Опрессовка производилась в связи с возможной усадкой грунтоцементного материала ствола свай в процессе твердения.

Контрольное бурение скважин с отбором керна показало, что прочность материала грунтоцементных свай составила 4,7 МПа.

Предложенные варианты усиления фундаментов и оснований на Архангельском и Котласском целлюлозно-бумажных комбинатах позволили выполнить работы по замене оборудования в заданные

сроки и обеспечить восприятие основаниями и фундаментами заданных нагрузок.

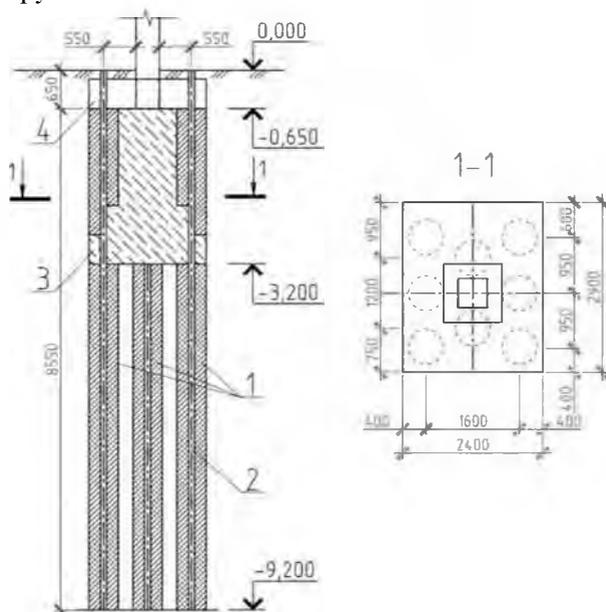


Рис. 6. Схема усиления фундамента продольно-резательного станка:
 1 – грунтоцементные сваи; 2 – стальные сердечники (трубы);
 3 – существующий фундамент; 4 – монолитный ростверк

Литература

1. Усиление фундамента конвективной шахты котлоагрегата на Архангельском ЦБК / А.Л. Невзоров [и др.] // Сб. тр. юбилейной конф., посвященной 80-летию кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов. – М. : 2010. – С. 170–173.
2. Невзоров, А.Л. Закрепление грунта в основании экономайзера на ТЭЦ-2 Архангельского ЦБК / А.Л. Невзоров, Д.Д. Козмин, А.А. Гуторов // Реконструкция и ремонт зданий и сооружений в климатических условиях Севера : Тр. междунар. науч.-техн. конф. – Архангельск : АГТУ, 1999. – С. 48–52.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 691.32.008.6

**ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА
СВАЙНО-ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА
ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ПРАВОСЛАВНОГО ХРАМА
АРХИСТРАТИГА БОЖЬЕГО МИХАИЛА, Г. МИНСК**

**Нестеренок А.С., Таненя Г.Н.*,
Никитенко М.И.**, Сернов В.А.****

ООО «СОМСТРОЙ», г. Минск, Республика Беларусь

**ЗАО «Проектинжстрой», г. Минск, Республика Беларусь*

***Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

В статье отражен опыт применения свайно-плитного фундамента в сложных инженерно геологических условиях при строительстве православного храма в г. Минске.

The experience of use piled-raft foundation in complicated geological conditions in the site of Orthodox Church in Minsk is described.

Строительные площадки г. Минска характеризуется сложным геологическим строением и разнообразием инженерно-геологических условий. Часто, при наличии прочных грунтов у поверхности, на глубине 5–10 м встречаются линзы и прослойки слабых, в том числе торфов и иных биогенных грунтов. Нередко выполняется планировка территории подсыпкой. Традиционно, в таких случаях применяются длинные (12–24 м) забивные сваи, передающие нагрузку на глубокие прочные слои грунта. Альтернативным вариантом в подобных грунтовых условиях являются свайно-плитные

фундаменты из коротких конических свай. Наклонные боковые поверхности таких свай способствуют максимальному уплотнению грунта в межсвайных промежутках. Фундаментная плита, опирающаяся на такой грунт, имеет большее сопротивление, чем в случае свай с постоянным поперечным сечением. Основная часть нагрузки от сооружения передается на верхние слои основания, а напряжения рассеиваются, не достигая прослойки слабого грунта.

Результаты испытаний фрагментов свайно-плитных фундаментов на ряде строительных площадок в г. Минске [1] показали их высокую эффективность. Прочностные характеристики насыпного грунта значительно улучшаются за счет уплотнения. Наклон боковых поверхностей стволов конических свай исключает развитие отрицательных сил трения, а уплотненное основание между сваями становится несущим и для фундаментной плиты.

На площадке строительства православного храма во имя Архистратига Божия Михаила (рис. 1) в микрорайоне Сухарево г. Минска под подошвой ростверка залегают следующие грунты:

1. Супеси пылеватые средней прочности — $E = 18$ МПа, $h = 4$ м;
2. Суглинки озерные мягкопластичные — $E = 6$ МПа, $h = 2$ м;
3. Суглинки с растительными остатками — $E = 10$ МПа, $h = 1,5$ м;
4. Заторфованные грунты и торф — $E = 3$ МПа, $h = 2,5$ м;
5. Пески средней прочности и прочные — $E = 25$ МПа.



Рис. 1. Главный фасад храма во имя Архистратига Божия Михаила

Первоначально для храма был запроектирован фундамент, состоящий из 480 забивных свай с длинами 12 м и 14 м при поперечных сечениях $0,3 \times 0,3$ м и $0,35 \times 0,35$ м. Сваи, пронизывая слои лесовидных супесей с суглинками и заторфованных грунтов с торфами, погружались в несущий слой песка. Согласно исходному проекту было забито 32 сваи сечением $0,3 \times 0,3$ м с длинами по 12 м.

В связи с отсутствием у подрядной организации свай сечением $0,35 \times 0,35$ м заказчик обратился на кафедру с вопросом о возможности их замены на сваи сечением $0,3 \times 0,3$ м.

Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки выявил неэффективность фундамента из длинных забивных свай. Хотя три сваи были испытаны статическим нагружением, но произошла их поломка за счет превышения прочности стволов по материалу при ничтожном погружении. В данном случае вдоль стволов сопротивление сдвигу оказывали все слои грунта, а отрицательное трение не возникало, поэтому нельзя было оценить его долю, как и сопротивление под нижними концами. В то же время при забивке свай атмосферный воздух попадет в слои торфа, что приводит к интенсивному разложению органических веществ, осадке грунта и развитию сил отрицательного трения.

С учетом всего этого и исходя из имевшегося в то время у кафедры опыта был предложен альтернативный более рациональный вариант фундамента в виде монолитного железобетонного ростверка по контуру стен с короткими коническими сваями. Это обеспечивает передачу нагрузки от здания на верхние относительно прочные слои грунтов. Расчет фундаментов в соответствии с [2] показал, что в данных грунтовых условиях фундаментная плита способна воспринимать около 40 % всей нагрузки. Остальную часть нагрузки воспринимают конические выштампованные сваи длиной 3 м с диаметрами от 0,5 м в голове до 0,3 м на нижнем конце. Схема расположения конических свай в составе ростверка приведена на рис. 2. Общее количество свай составило 285 конических длиной 3 м и 32 ранее погруженных составных забивных длиной 12-14 м.

Стоимость (в ценах 1991 г.) фундамента с забивными сваями составила 372,186 (315,508 – свайное поле и котлован, 56,678 – плита ростверка) тыс. руб., второго с короткими коническими – 200,756

(147,01 – свайное поле и котлован, 53,746 – ростверк) тыс. руб. Экономический эффект составил 171,43 тыс. руб. при снижении стоимости фундаментов почти в 2 раза.

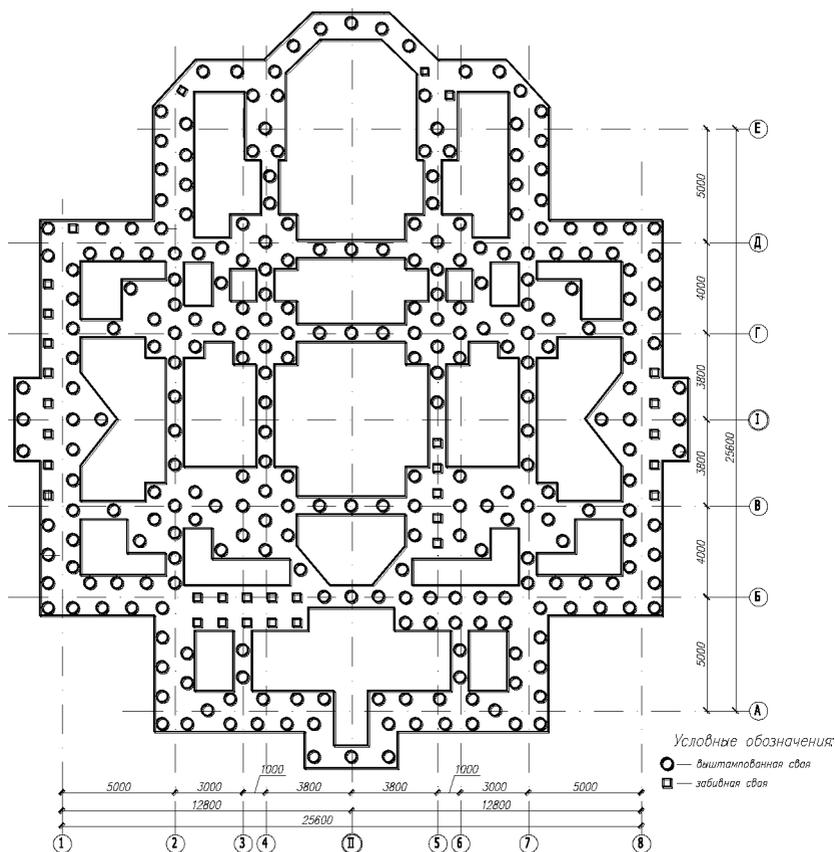


Рис. 2. Свайно-плитный фундамент под храм
 во имя Архистратига Божия Михаила в г. Минске

В связи с финансовыми проблемами сваи изготавливались с большими интервалами при смене субподрядных организаций (сначала ЧУП «Специнжстрой», затем СУМ-96), что обусловило некоторые особенности. Поскольку в отрытом котловане не была спланирована поверхность его дна, после выштамповывания полос для свай их головы оказывались ниже поверхности, поэтому за

счет атмосферных осадок произошло затопление котлована и заполнение возникших лунок водой (рис. 3) с ухудшением свойств глинистого грунта вокруг стволов свай. Это отрицательно сказалось на результатах напрасно проведенных статических испытаний одиночных свай, хотя и без этого были очевидны неудовлетворительные их результаты.



Рис. 3. Затопление котлована с неспланированной поверхностью дна при устройстве конических выштампованных буронабивных свай

После осушения котлована свойства верхнего слоя лессовидных супесей и суглинков улучшились, что было установлено при контрольном зондировании грунта по всей площадке. Проведенные затем испытания фрагментов фундаментов статической нагрузкой подтвердили способность их воспринимать проектные нагрузки в соответствии с результатами ранее выполненных расчетов (рис. 4).

В итоге после решения финансовых вопросов строительство храма было завершено (см. рис. 1).



Рис. 4. Устройство бетонной подготовки и ростверков с горизонтальной гидроизоляцией после осушения котлована

Литература

1. Sernov, V.A. The increase of bearing capacity of pile foundations taking into account soil-raft interaction / V.A. Sernov // Modern Building Materials, Structures and Techniques: The 10th International Conference. – Lithuania, 2010. – S. 1153–1160.

2. Рекомендации по расчету свайных фундаментов с несущими ростверками : Р5.01.015.05. – Минск, БНТУ, 2005. – 24 с.

УДК 624.131

**ПРОГНОЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
ВИБРОНАБИВНЫХ СВАЙ
ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЯХ**

Никитенко М.И., Моради С.Б.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

Изложена сущность технологии устройства вибронабивных свай в сложных геологических условиях со оценкой ее достоинств и недостатков. Приводятся результаты прогноза несущей способности оснований таких свай по результатам расчетов и фактические значения, полученные при их испытаниях.

Synopsis the essence of devices bored vibrating piles technology in unfavorable geological conditions with valuating its advantages and advantages. The results of the prediction of bearing capacity of piles on the basis of such calculations and actual values obtained when testing.

Введение

В устойчивых (плотных песчаных или глинистых) грунтах для устройства буронабивных свай обычно применяют самый простой способ проходки скважин шнеком без крепления стенок от обрушения. В рыхлых осыпающихся или оплывающих грунтах приходится применять крепление стенок скважин обсадными трубами, что существенно удорожает и усложняет технологию. Однако при этом, во избежание снижения сопротивления грунта под пятнами свай за счет возникновения шлама или фильтрационного разупрочнения

грунта в забое скважин при разности напоров вне и внутри обсадки, требуется зачистка забоя от шлама или его уплотнение.

Использование подвесных вибропогружателей или типа АВІ на жестких направляющих (рис. 1) ускоряет проходку скважин обсадными трубами с теряемыми крышками на нижнем торце и обеспечивает вытеснение с уплотнением окружающего грунта даже при наличии в нем подземной воды. Такая технология устройства буронабивных свай активно применяется в геотехнической практике Республики Беларусь. Хотя она сопряжена с вредными динамическими воздействиями, которые можно минимизировать при щадящем режиме вибрации, но имеет ряд достоинств и обеспечивает больший эффект чем традиционные в сложных геологических условиях.

1. Сущность технологии устройства вибронбивных свай, ее достоинства и недостатки

Технология устройства свай включает проходку скважин посредством вибропогружения стальных конического пуансона или обсадной трубы с теряемой крышкой (рис. 1), погружения в нее арматурного каркаса, заполнения трубы бетонной смесью (рис. 2) с последующим ее извлечением при включенном вибраторе для уплотнения смеси при формировании ствола сваи в скважине.

При проходке скважин до несущего слоя через насыпные и биогенные грунты требуется их выемка для исключения попадания под пяту сваи. В таких случаях труба должна погружаться с открытым нижним концом, слабые биогенные грунты извлекаться желонкой, а уплотненная пробка из несущего слоя затем вытесняться вниз при помощи внутренней трубы с заглушенным нижним торцом. Этим же штампом можно вытрамбовывать уширенную пяту (рис. 3) из заполняющей наружную обсадную трубу порциями сухой бетонной смеси. Сухая смесь под нижними концами свай дренирует пластичные глинистые грунты и существенно улучшает их свойства.

Чтобы сократить сроки проведения статических испытаний свай, обусловленные процессом набора прочности бетоном, до их массового изготовления на объекте нами предлагается испытывать стальные трубы, из которых наружная обсадная выполняет роль сдвигаемого ствола, а внутренняя с заглушенным нижним торцом сжимает грунт под пятой сваи.



а



б

Рис. 1. Проходка скважин для буронабивных свай:
а – погружением конического пуансона подвесным вибратором;
б – погружением обсадной трубы вибратором на жесткой направляющей станка АВИ



Рис. 2. Бетонирование ствола сваи
в обсадной трубе из миксера



Рис.3. Труба-пятачка с глухим
торцом и раскопанная пяты сваи

При проектировании несущую способность оснований свай прогнозируют суммированием расчетных сопротивлений сдвигу на боковой поверхности и сжатия под нижним концом. Их определяют

по результатам зондирования [1, 2] или табличным значениям [3, 4, 5] для разных глубин и грунтов с учетом изменчивости их свойств за счет технологических особенностей устройства свай.

Достоверность прогноза оценивают сравнением с данными динамических [3] или статических [6] испытаний свай в конкретных геологических условиях, причем статические испытания дают наиболее объективную информацию.

Прогнозируемые значения несущих способностей свай на одном из объектов по результатам зондирования и по табличным расчетным сопротивлениям грунтов оказались не только заниженными, но и завышенными по сравнению с фактическими [7].

Достоинства технологии выполнения вибронабивных свай в слабых глинистых грунтах при высоком уровне подземной воды ярко проявились на объекте «Культурно-оздоровительный центр с гостиницей в районе улицы Нововиленской и Канатного переулка в г. Минске», где одним из авторов осуществлялось научное сопровождение работ нулевого цикла с корректировкой конструктивно-технологических решений. При погружении вибратором обсадной трубы с теряемой крышкой внизу до проектной глубины была возможность прогноза несущей способности грунта в основании свай по величине отказа, т.е. осадке трубы в метрах за минуту воздействия вибратора при известных его массе и возмущающей силе (эквивалентной расчетной энергии).

Даже при недостаточной несущей способности основания на проектной глубине можно было не продолжать погружение трубы, а повысить общее сопротивление грунта за счет вытрамбовывания уширения под пятой. Для этого достаточно было заполнить трубу внизу на примерно метровом отрезке сухой бетонной смесью, приподнять трубу до полуметра и вытрамбовать уширение внутренней трубой-штампом до получения проектной величины отказа.

2. Прогноз несущей способности вибронабивных свай при их динамических испытаниях

Частные значения предельных сопротивлений основания свай $F_{и}$, кН, по данным их погружения вибропогружателями с измерением остаточных отказов S_a определялись согласно [3] по формуле

$$F_u = \gamma_{cu} \cdot \frac{\eta \cdot A_c \cdot M}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4 \cdot E_d}{\eta \cdot A_c \cdot S_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot m_2}{m_1 + m_2}} - 1 \right).$$

При погружении трубы для нашего случая в песчаный грунт $\gamma_{cu} = 1$. При этом фактические остаточные отказы S_a , м составят:

$$S_a = \frac{4 \cdot E_d \cdot \left(\frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot m_2}{m_1 + m_2} \right)}{\eta \cdot A_c \cdot \left[\left(\frac{2 \cdot F_u}{\eta \cdot A_c \cdot M} + 1 \right)^2 - 1 \right]}.$$

В этих формулах E_d – расчетная энергия вибропогружателя, кН, определяемая по табл. 7.4 [3] в зависимости от его возмущающей силы; A_c – площадь сплошного сечения ствола сваи или погружаемой стальной трубы с теряемой крышкой внизу, м²; η – коэффициент, принимаемый по таблице 7.1 [3] в зависимости от материала сваи, кПа (для металлических труб и железобетонных свай $\eta = 1500$ кПа); M – коэффициент, принимаемый по таблице 7.2 [3] в зависимости от вида грунта (для песка $M = 1,2$); m_1 – масса вибропогружателя, т; m_2 – масса сваи или трубы, т; ε – коэффициент восстановления удара. Для вибропогружателей $\varepsilon = 0$.

Поскольку при проходке всех скважин измерялись отказы от погружений обсадных труб с теряемыми крышками внизу, оказалось возможным определить на данном объекте значения несущих способностей грунтов в основании каждой из свай (их на объекте было несколько тысяч) и допустимых нагрузок. Для этого были выполнены соответствующие расчеты и построены графики зависимостей сопротивлений грунтов от величин отказов при погружении обсадных труб для используемых типов вибропогружателей (рис. 4).

Такой подход позволил установить несколько зон с недостаточным сопротивлением грунтов (таблица), которые не были выявлены между разведочными скважинами на литологических разрезах по данным изысканий. В данных зонах были оперативно приняты необходимые меры по обеспечению восприятия проектных нагрузок на свайные ростверки за счет устройства дополнительных свай или уплотнения грунта под подошвами ростверков втрамбовыванием слоя щебня.

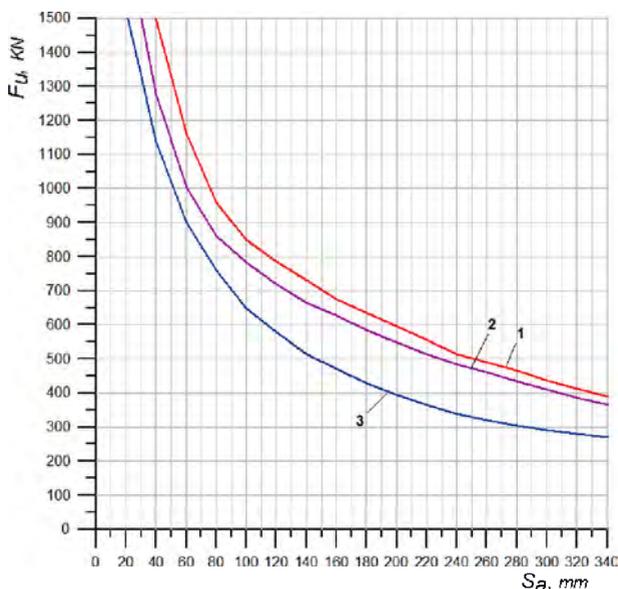


Рис. 4. Зависимости сопротивлений грунта F_u от отказов S_a при погружении труб $\varnothing 426$ мм длинами по 10 м с крышками внизу вибропогружателями с параметрами:

1 – $m_1 = 4,0$ т при $E_d = 405$ кН; 2 – $m_1 = 3,5$ т при $E_d = 310$ кН;

3 – $m_1 = 2,5$ т при $E_d = 865$ кН

Значения достигнутых при погружении на глубины 7,1–9,1 м труб $\varnothing 425$ мм отказов S_a , несущих способностей оснований F_u , допустимых нагрузок N и проектных усилий на сваи P

№№ свай по плану	S_a , мм/мин	F_u , кН ($N = F_u/1,4$)	P , кН
Сваи с недостаточной несущей способностью грунта в основании			
598–602, 605–625, 627–636, 640–645, 649–653, 655, 657, 695–697, 700, 701, 707–736, 756, 759, 761, 762, 764, 764, 770, 771, 774, 775, 777, 778, 780–782, 784–809, 831–846, 847–861, 862–868, 872, 873, 874, 879–883, 886, 887, 885, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 973, 1159, 1163	15–40	1700–1200	1340
	30–80	(1214–857) 1500–830 (1071–629)	

Продолжение таблицы

№№ свай по плану	S_a , мм/мин	F_u , кН ($N = F_d/1,4$)	P , кН
5, 6, 10, 12, 13, 20, 21, 31, 38, 42, 44, 50, 55, 57, 59, 64, 106, 146, 147, 149, 156, 157, 159, 164, 165, 167, 171, 173, 177, 181, 182, 184, 188, 217, 218, 224, 228, 229, 239, 240, 242, 243, 248–250, 296–300, 301, 310, 311, 315, 318, 335, 336, 350, 353, 356, 361–368, 370, 372–375, 387–389, 410, 479, 489–491, 495, 502, 520–522, 525, 528, 533–536	30–80	1350–880 (964–629)	1000
1165, 1180, 1188, 1193, 1198–1204, 1206–1208, 1259, 1262, 1263, 1265, 1290, 1291, 1307–1314, 1319	40–80	1200–880 (850–629)	927
905, 916, 934, 991, 993, 1004, 1007, 1059	60–80	1000–880 (714–629)	750 1000
Сваи с достаточной несущей способностью грунта в основании			
603, 604, 638, 639, 647, 648, 656–758, 760, 763, 769, 772, 773, 776	10–30	3469–2050 (2478–1464)	1340
1–4, 7, 8, 11, 14–19, 22–28, 30, 32–37, 39, 40, 41, 43, 45–54, 56, 58, 60, 61, 63, 62, 101, 105, 137–141, 143–145, 148, 155, 158, 160–162, 166, 168–170, 172, 174–176, 178, 179, 183, 185–187, 189, 190, 216, 219–223, 225–227, 230–234, 236, 238, 241, 244, 245, 247, 251, 252, 258, 259, 262, 304–309, 312, 313, 315, 319, 320, 322, 331, 333, 334, 337–339, 351, 352, 354, 355, 357, 371, 376–379, 382, 384–386, 477, 478, 480–488, 492–494, 496, 497, 499, 500, 507, 508, 513–519, 523, 524, 526, 527, 529, 530–532, 537–540, 587A, 594, 595A, 596A,	10–40	3017–1400 (2155–1000)	1000

№№ свай по плану	S_a , мм/мин	F_u , кН ($N = F_d/1,4$)	P , кН
1135, 1136, 1139, 1140, 1142–1154, 1156, 1158, 1160–1162, 1176–1179, 1189–1192, 1194–1197, 1205, 1209–1211, 1224, 1226, 1256, 1257, 1264, 1270–1272, 1306, 1315–1318, 1225, 1227, 1228, 1258	25–30	1500–1350 (1071–964)	927
894–904, 906–915, 917–926, 928, 930, 931, 933, 935–941, 944–947, 949–955, 957–972, 976–979, 981–987, 989, 990, 992, 996, 997, 999–1003, 1005, 1006, 1009, 1011–1013, 1015–1018, 1020–1046, 1048–1056, 1060, 1061, 1063–1071, 1166, 1167, 1169–1171	10–50	3017–1400 (2155–1000)	750

Заключение

Достоинствами технологии устройства вибронабивных свай при погружении обсадных труб с теряемыми крышками являются:

- большая скорость и простота производств работ;
- возможность выполнения свай в различных геологических условиях независимо от уровня грунтовых вод за счет выбора рациональных приемов проходки скважин, бетонирования стволов и вытрамбовывания уширений под их нижними концами;
- высокое качество бетонируемых стволов свай за счет вибрирования заполняющих скважину бетонных смесей, которые благодаря этому могут иметь оптимальные водоцементные отношения, хорошую подвижность и не разжижаться избыточно при взаимодействии с подземными водами;
- возможность оценки несущей способности оснований свай на проектных глубинах за счет измерения отказов при вибропогружении обсадных труб с теряемыми крышками или вытрамбованными уширениями под нижними концами стволов;
- последнее достоинство позволяет обнаружить невыявленные изысканиями зоны слабых грунтов между разведочными выра-

ботками (скважинами и точками зондирования) и оперативно принять требуемые меры для обеспечения восприятия проектных нагрузок на свайные фундаменты и повышения эксплуатационной надежности надземных конструкций.

Литература

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2012. – 176 с.

2. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов : Пособие П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2001. – 23 с.

3. Проектирование забивных свай : Пособие П 4-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2001. – 68 с.

4. Проектирование и устройство буронабивных свай : Пособие П 13-01 к СНБ 5.01.01-99. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2002. – 43 с.

5. Проектирование и устройство фундаментов из свай с уплотненным основанием : Пособие П 19-04 к СНБ 5.01.01-99. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2006. – 88 с.

6. Грунты. Методы полевых испытаний сваями : СТБ 2242-2011. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2012. – 36 с.

7. Никитенко, М.И. Методы определения несущей способности буронабивных свай по технологии SFA / М.И. Никитенко, С.Б. Морари, Н.В. Черношей // Строительная наука и техника. – 2008. – № 1(34). – С. 43–49.

УДК 621.002.3:006.354

**КОМПОЗИТНАЯ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКАЯ АРМАТУРА
ДЛЯ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ
НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ**

Пивень К.В.

*ООО «Комертул», г. Москва, Российская Федерация**

В статье рассматриваются практические аспекты применения композитной неметаллической (КН) арматуры в строительстве фундаментов, а также особенности самого материала, в частности стеклопластиковой арматуры АСП и базальтопластиковой АБП производства ООО НПФ «Уралспецарматура», их отличия и преимущества перед аналогичной продукцией.

This article focuses on the practical aspects of the application for the foundations of a non-metallic composite reinforcement produced by Uralspetcarmatura Research and Production Company in comparison with similar products.

История создания материала и технологии. Технология производства композитной неметаллической стеклопластиковой арматуры (далее КН арматуры) была разработана в БССР в 80-е годы (ИСИА Госстрой БССР) [1]. Тогда же было начато ее применение на объектах: отделения сгущения «Беларуськалия», несколько жилых домов, автомобильные мосты на Дальнем Востоке и др. Примерно в это же время начато производство стеклопластиковой арматуры в Европе, Канаде, США.

*Статья написана при консультативном содействии канд.техн.наук В.Н. Кравцова

В бышем СССР аналогичная технология была создана так же в Перми при участии московского НИИЖБ им. Гвоздева. В настоящее время официальные права на производство и продажу КН арматуры принадлежат ООО НПФ «Уралспекарматура».

Свойства материала. Принятый с 1.01.2013, в качестве межгосударственного стандарта, ГОСТ 31938 – 2013 [2] определяет композит КН арматуры, как твердый продукт, состоящий из двух или более материалов, отличных друг от друга по форме и/или фазовому состоянию, и/или химическому составу, и/или свойствам, скрепленных, как правило, физической связью и имеющих границу раздела между обязательным материалом (матрицей) и ее наполнителями, включая армирующие наполнители. При этом матрица и наполнитель композита образуют единую структуру и действуют совместно, обеспечивая наилучшим образом необходимые свойства конечного изделия по его функциональному назначению.

Кроме того межгосударственный стандарт [2] вводит для КН арматуры понятие номинального диаметра и устанавливает минимальные физико-химические характеристики. Согласно паспорту на КН арматуру, производимую ООО НПФ «Уралспекарматура», ее характеристики превышают требования межгосударственного стандарта [2] и сопоставимы с характеристиками стальной арматуры периодического профиля класса А500С (S500), см. табл. 1.

Таблица 1

Сравнительные характеристики стальной арматуры класса А500С и НК арматуры АСП и АБП НПФ «Уралспекарматура»

Критерий оценки	Металлическая арматура	НК стеклопластиковая арматура	НК базальтопластиковая арматура
Используемый материал	Сталь	Щелочестойкие стеклянные волокна, связанные полимером	Базальтовые волокна, связанные полимером
Прочность при растяжении	360 МПа	1300 МПа	1400 МПа
Модуль упругости	200 000 МПа	55 000 МПа	55 000 МПа

Окончание табл. 1

Критерий оценки	Металлическая арматура	НК стеклопластиковая арматура	НК базальтопластиковая арматура
Удлинение относительное	25 %	2,2 %	2,2 %
Срок службы	До 50 лет	Минимум 80 лет	Минимум 80 лет
Коррозийная стойкость к агрессивным средам	Подвержена коррозии	Устойчива к коррозии	Устойчива к коррозии
Поведение под нагрузкой, зависимость «напряжение–деформация»	Кривая линия, текучесть под нагрузкой	Прямая линия, упруго-линейная зависимость	Прямая линия, упруго-линейная зависимость
Теплопроводность	Теплопроводна	Низкая теплопроводность	Низкая теплопроводность
Электропроводность	Электропроводна	Диэлектрик	Диэлектрик
Область применения	По строительным нормам	Возможно использование во всех видах строительства, рекомендации НИИЖБ	Возможно использование во всех видах строительства, рекомендации НИИЖБ
Длина	От 6 до 12 м	Любая	Любая
Плотность	7,6 тн/м ³	1,9 тн/м ³	1,9 тн/м ³
Коэффициент линейного расширения *10(-6)/град. С	13–15	9–12	9–12

Согласно существующим экспериментальным методам оценки скорости старения (срок службы) материала КН арматуры в жестких условиях составляет около 80 лет. Реальный мониторинг гарантированных свойств КН арматуры в условиях севера Канады и Сибири составляет 40 лет. КН арматура АСП и АБП выдерживает многократные циклы перепадов температур от минус 70 до плюс 100 град. С.

Коэффициент линейного расширения в таблице 1 указан для продольного направления, в поперечном он выше, Это необходимо учитывать при использовании неметаллической композитной арматуры больших диаметров.

Области применения и экономика. Область эффективного применения КН арматуры обусловлена свойствами ее материала и распространяется: а) на использование в агрессивных средах; б) на область применения стальной арматуры периодического профиля класса А500С (S500). Такое разделение необходимо для понимания экономической эффективности применения КН арматуры и формирования маркетинговой политики.

В первом случае стоимость самой арматуры отходит на второй план, т.к. использование других видов арматуры невозможно или неэффективно. К таким объектам, например, относятся: радиотехнические, где необходима «радиопрозрачность»; предприятия, где требуется исключить электрическую коррозию стальной арматуры; производства химической промышленности; строительная область (в частности дороги, основания, фундаменты и др.); конструкции с лимитированным весом или с гибкими связями, для предотвращения их коррозии и уменьшения потерь тепла и др. Эффективно так же применение КН арматуры для создания сейсмостойких конструкций оснований и фундаментов.

Во втором случае неметаллическая композитная арматура применяется как альтернатива стальной класса А500С или при комбинированном армировании для снижения стоимости возводимых объектов. Это промышленное и гражданское строительство: устройство фундаментов, силовых полов, дорожных и аэродромных плит, сельское хозяйство, берегоукрепление и т.д. Здесь мы неизбежно подходим к понятию равнопрочных замен. Общепринятая практика такова, что для конструкций, работающих на упругом основании, существует возможность замены стальной арматуры на стеклопластиковую АСП или базальтопластиковую АБП с уменьшением диаметра и стоимости нулевого цикла (табл. 2).

При такой замене стоимость самого материала в сравнении со стальной арматурой уменьшается примерно на 20 %. Прямая экономия обеспечивается также снижением затрат на транспорт (вес в 9 раз меньше), отсутствием необходимости использования подь-

емных кранов, ручное перемещение по объекту. Из опыта применения КН арматуры, время вязки каркасов из арматуры АСП на объекте по сравнению со стальной значительно уменьшается, что обеспечивает экономию рабочего времени. Может быть уменьшена толщина защитного слоя бетона, что при значительных площадях ведет к заметному уменьшению кубатуры. Суммарно прямая экономия составляет до 40 %.

Таблица 2

Возможность равнопрочной замены стальной арматуры класса А500С на арматуру АСП

Неметаллическая композитная арматура АСП	Заменяемая стальная арматура периодического профиля
АСП 6	8 А500С (S500)
АСП 8	12 А500С (S500)
АСП 10	14 А500С (S500)
АСП 12	18 А500С (S500)
АСП 14	20 А500С (S500)
АСП 16	22 А500С (S500)

Долговременный экономический эффект связан со снижением потерь тепла, увеличением межремонтных интервалов, особенно при воздействии агрессивных факторов.

Производство и технология. Производители. Одним из наиболее важных отличий неметаллической композитной арматуры от стальной является зависимость характеристик продукции от производителя. Относительно невысокая стоимость линий для производства стеклопластиковой арматуры и кажущаяся простота технологии привели к появлению массы полукустарных производителей, поставляющих на рынок некачественную продукцию, прошедшую формальную сертификацию. Есть такие производства и в Республике Беларусь. В настоящее время только несколько производителей на постсоветском пространстве выпускают продукцию, соответствующую заявленным характеристикам и межгосударственному стандарту [2].

Это обусловлено тем, что для получения качественной КН арматуры необходимо использовать для ее производства стеклопластиковой арматуры дорогостоящий ровинг класса Advantex или алюмоборосиликатное стекло с добавлением значительных количеств оксида циркония, который и делает конечный продукт устойчивым к щелочной среде бетона. Кустарные же производители и даже некоторые «крупные» предприятия, пытающиеся производить композитную арматуру, используют дешевое электротехническое стекло, не стойкое к внешним воздействиям. С базальтовым волокном ситуация еще хуже. Это природный материал, и только высококачественное волокно обеспечивает постоянство характеристик любой партии продукции. То же самое касается замазливателей, компаундов. Результат - снижение химической стойкости, заметное даже при внешнем осмотре низкое качество (расслоение волокон, раковины, отслаивание оплетки и т.д.).

Кроме того, для получения качественной КН арматуры требуется так же строгое соблюдение технологии. Так, изменение температуры, например, на 10 град. С изменяет вязкость компаунда в 3 раза и приводит к значительному снижению процента полимеризации. Известны факты, когда недобросовестные производители для получения разрешающих документов предоставляют для проверки арматуру известных фирм с гарантированным качеством, а покупателю некачественную КН арматуру собственного производства. При этом копируется даже внешний вид КН арматуры, например, запатентованная ООО НПФ «Уралспекарматура» расцветка «Зебра». На строительном рынке Республике Беларусь уже появилась такая некачественная продукция недобросовестных кустарных производителей. Действия фальсификаторов подрывают доверие к КН арматуре и могут привести к аварийным ситуациям.

Исходя из этого, перед использованием КН арматуры рекомендуется выяснять: сколько лет производится продукт; есть ли опыт его применения где-нибудь, кроме индивидуального строительства; есть ли патенты, лицензионные договора, стандарты, методические рекомендации и т.д.

Проблемы и перспективы применения неметаллической композитной арматуры. По разным оценкам, в ближайшие 10 лет неметаллическая композитная арматура займет до 15 % существующего рынка стальной арматуры в странах Европы и СНГ.

В настоящее время, кроме действий фальсификаторов ее применение сдерживает отсутствие полноценной нормативно-технической базы в Российской Федерации и Республике Беларусь.

В то же время имеющаяся нормативная база уже позволяет осуществлять строительство оснований и фундаментов зданий и сооружений с применением КН арматуры с гарантируемой надежностью, согласно действующих в РБ ТНПА и с соблюдением требований по щелочестойкости и адгезии к бетону [3–5].

Предлагаемая оригинальная КН арматура сертифицирована в РБ (ТС 01.1255.13). Область ее применения установлена: для армирования грунтобетона, асфальтобетона и полимербетона, в качестве связующего элемента (гибкая связь), в изделиях из гипсобетона и железобетона, при устройстве кирпичной кладки, а также для армирования различных типов фундаментов и грунтов, дорожных покрытий и др.

В настоящее время производимая ООО НПФ «Уралспецарматура» КН арматура апробирована при возведении аэродромных покрытий, фундаментов многоэтажных домов, при строительстве метрополитена, энергетических объектов. С КН арматурой решается проблема колеечности на дорогах, в том числе в жестких климатических условиях. Примеры использования КН арматуры в строительстве и методики расчетов конструкций с ней даны на рис. 1, на сайтах www.armaturapem.ru, www.dub.by, и в разработанных совместно с ОАО ЦНИИС и ОАО «КТБ ЖБ» стандартах [4], [5].



Рис. 1. Пример использования КН арматуры производства ООО НПФ «Уралспецарматура» для армирования перрона аэропорта

Научно-техническое сопровождение внедрения и апробацию КН арматуры производства ООО НПФ «Уралспекарматура» в фундаментостроении Республики Беларусь будет осуществлять отдел «Оснований и фундаментов» РУП «Институт БелНИИС», который, начиная с 1960 года, успешно работает в этой области [1].

Литература

1. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – М. : Стройиздат, 1980. – 104 с.
2. Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия. – Москва : Стандартиформ, 2013. – 42 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СНиП РФ 52-01-2003. – Москва : «ГУП НИИЖБ» Госстроя России, 2004. – 24 с.
4. ООО НПФ «Уралспекарматура». Стандарт организации. Применение в транспортном строительстве неметаллической композитной арматуры периодического профиля. – Пермь, 2010. – 58 с.
5. ООО НПФ «Уралспекарматура». Стандарт организации. Применение неметаллической композитной арматуры АСП и АБП в бетонных конструкциях. – Москва, 2012. – 20 с.

УДК 624.15 + 624.131:561.5

ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА ОПТИМАЛЬНОЙ СХЕМЫ РАЗМЕЩЕНИЯ ТОЧЕК УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

Пойта П.С., Клебанюк Д.Н., Шведовский В.

Брестский государственный технический университет,

г. Брест, Республика Беларусь

В статье показано, что если оптимальное расстояние между центрами отпечатков, с точки зрения минимизации энергетических затрат на уплотнение, реально определить относительно достоверно, то по оптимальной схеме размещения точек уплотнения, которая в конечном итоге и определяет такой важный параметр как однородность уплотненного основания, существуют большие разногласия. Приведены рекомендации по выбору оптимальной схемы.

In article it is shown that if optimum distance between centers prints, from the point of view of minimization of power expenses for consolidation, really to determine rather authentically, by the optimum scheme of placement of points of consolidation which finally and determines such important parameter as uniformity of the condensed basis, there are big disagreements. Recommendations about a choice of the optimum scheme are provided.

Анализ исследований показал, что в производственной практике наиболее распространена квадратная схема размещения точек уплотнения. Суть этой схемы – уплотнение грунтового основания по условной сетке определенных размеров в один или два этапа (рис. 1).

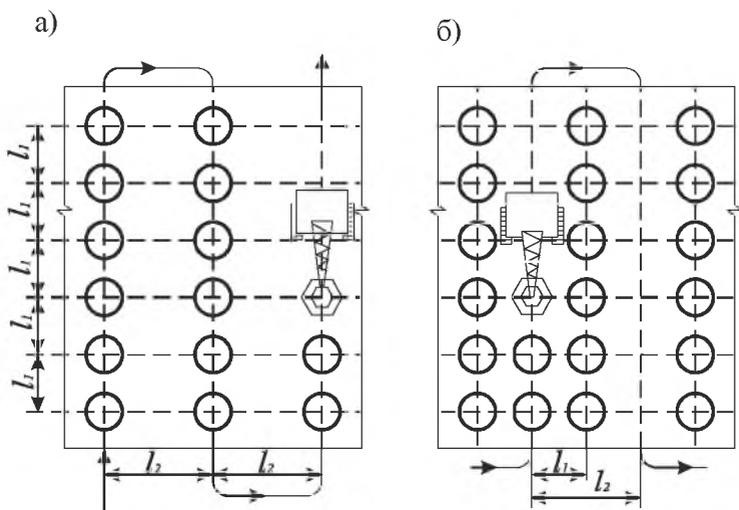


Рис. 1. Схема уплотнения грунтового основания по условной сетке:
а – первый этап, *б* – второй этап

При этом для одноэтапной схемы точки уплотнения располагаются по вершинам квадратов, а для двухэтапной – в начале производят уплотнение в точках располагаемых по вершинам больших квадратов, затем делают технологический перерыв (10–15 суток) и производят дальнейшее уплотнение по точкам располагаемым в средней части зоны между первоначальными точками уплотнения [2, 3, 4].

Не менее широкое распространение получила и схема трамбования по участкам с перекрытием следов отдельными циклами (рис. 2).

Уплотнение обычно выполняется в два или три цикла (при постоянном поворачивании стрелы по мере перехода с одного следа на другой (рис. 2, *а*) или постоянном продвижении уплотняющего механизма (рис. 2, *б*)). По каждому следу производится соответственно по 2 и 3-4 удара. При трехцикловом уплотнении ширина участка не должна превышать $1,5R$, где R – радиус действия стрелы крана.

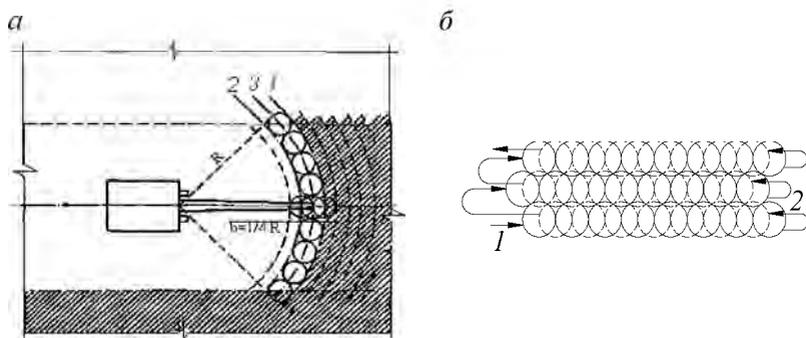


Рис. 2. Схема уплотнения грунтовых оснований с перекрытием следов:
а – трехцикловая (по два-три удара в каждом цикле с повторением пиков до получения отказа); *б* – двухцикловая (по пять-шесть ударов в цикле);
 1, 2, 3 – соответственно I, II и III циклы

Нормативными документами [1] рекомендуется точки уплотнения размещать по вершинам квадрата или равностороннего треугольника (рис. 3).

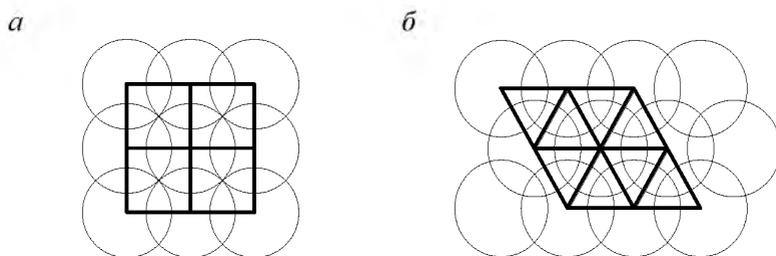


Рис. 3. Схемы размещения точек уплотнения грунта трамбовками по вершинам квадратам (*а*), равностороннего треугольника (*б*)

При этом исследованиями [3] показано, что при одних и тех же энергетических затратах площадь уплотненного основания при треугольном расположении точек уплотнения в 1,5 раза больше, чем при квадратном.

Особенности наложения зон уплотнения определяют необходимость перехода от полярных координат $x = r \cdot \cos \varphi$; $y = r \cdot \sin \varphi$; где r – радиус, φ – угол наклона образующей конуса уплотнения, используемых в исследованиях [3] для определения объема межко-

В соответствии с [5] расчетная схема координат для трамбовок с круглой подошвой в полюсных плоскостях может быть описана следующей системой

$$\frac{x^2 + y^2}{a_{пол}^2 \cdot (\sigma^2 - 1)} + \frac{z^2}{a_{пол}^2 \cdot \sigma^2} = 1, \quad (1)$$

где

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{\sigma \cdot \tau \cdot \cos \varphi}{\sin \alpha}; & y &= \frac{\sigma \cdot \tau \cdot \sin \varphi}{\cos \alpha}; \\ z &= z_0; & 0 \leq \sigma \leq \pi; & & 0 \leq \tau \leq \pi; & & 0 \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2} \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

а соответственно для ортогональных плоскостей система координат имеет вид:

$$\frac{x^2 + y^2}{a_{орп}^2 \cdot (\tau^2 - 1)} + \frac{z^2}{a_{орп}^2 \cdot \tau^2} = 1, \quad (3)$$

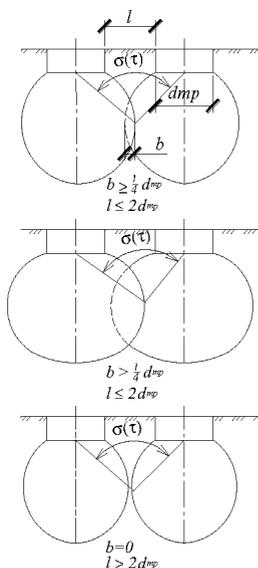
где

$$\left. \begin{aligned} x &= \sigma \cdot \tau; & y &= x \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \varphi; \\ z &= z_a; & 0 \leq \sigma \leq \pi; & & 0 \leq \tau \leq \pi; & & 0 \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

x, y, z – координаты точек сферы определяющей зону уплотнения; σ и τ – углы координатных точек сферических плоскостей; z_a – координата верхней сферы и $z_a = h_{ом}$; $h_{ом}$ – глубина отпечатка; α – угол наклона образующей сферы уплотнения; φ – угол внутреннего трения грунта в естественном состоянии; z_0 – координата сферы определяющая зону уплотнения с напряженным состоянием грунтов обеспечивающих требующую деформативность и прочность уплотненного основания при их совместной работе с подфундаментными конструкциями.

На рис. 5 показаны графики связи координат сферических поверхностей (σ, τ) с расстоянием между центрами отпечатков (a) и глубинами отпечаток (b).

a



б

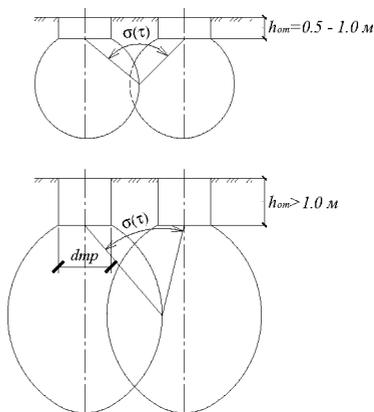


Рис. 5. Графики связи координат сферических плоскостей с расстоянием между отпечатками (*a*) и глубинами отпечатков (*б*)

Исследования [4] показали, что максимальное упрочняющее изменение структуры грунтов уплотняемого массива характерно для зоны $h/d_{mp} = 1.0 - 1.5$ где $\sigma_z/P \rightarrow 50\%$ для песчаных и $\sigma_z/P > 40\%$ для глинистых грунтов, h – мощность зоны с максимальным уплотнением, d_{mp} – диаметр трамбовки, σ_z – напряжение, P – контактное давление на грунт.

Решение этих систем позволило получить расчетные зависимости для определения расстояний между центрами отпечатков:

- в полюсных плоскостях

$$a_{пол} = \sqrt{\frac{(\sigma \cdot \tau)^2 \cdot (\cos \alpha + \sin \varphi)^2}{(\sigma^2 - 1) \cdot \sin \alpha} + \frac{1.56 \cdot d_{mp}^2}{\sigma^2}}; \quad (5)$$

- в ортогональных плоскостях

$$a_{opt} = 1.56 \cdot \sqrt{\frac{(\sigma \cdot \tau)^2 \cdot (1 + \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos \alpha)^2}{(\tau^2 - 1)} + \frac{d_{mp}^2 \cdot h_{om}}{\tau^2}}. \quad (6)$$

Соответственно – $l_2 = \frac{a_{пол}}{2}$, а $l_1 = \frac{\sqrt{a_{пол}^2 + a_{opt}^2}}{2}$ со следующей схемой размещения точек уплотнения (рис. 6).

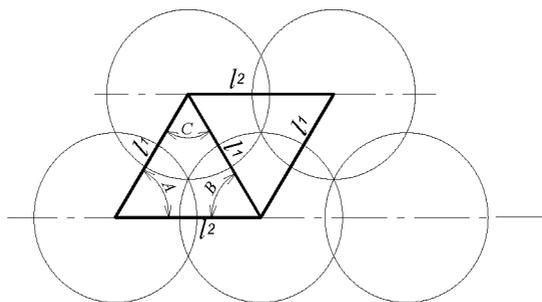


Рис. 6. Схема размещения точек уплотнения

Анализ соотношения значений l_1 и l_2 позволяет отметить, что $l_2 > l_1$, а это указывает, что размещение точек уплотнения должно быть по вершинам равнобедренного, а не равностороннего треугольника.

Анализ особенностей формирования сфероидов в координатных плоскостях x, y, z и сферических координатах σ, τ, φ и результаты соответствующих расчетов показали, что σ и τ в основном зависят от d_{mp} (табл.)

Рекомендуемые значения σ и τ

d_{mp} , м	$\leq 1,0$	1,1–2,0	2,1–3,0	3,1–4,0	$> 4,0$
$\frac{\sigma}{\tau}$	<u>1,96</u>	<u>2,19</u>	<u>2,28</u>	<u>2,36</u>	<u>2,48</u>
	2,38	2,42	2,54	2,67	2,73

Следует также отметить, что наибольшей глубины зоны уплотнения можно достичь за счет поэтапного (поциклического) увеличения контактного давления на грунтовое основание, поэтому на начальном этапе целесообразно применение трамбовок больших диаметров и уже на этапе приближения к достижению отказа производить доуплотнение грунтов трамбовками меньших диаметров.

Для предварительного определения расстояний между точками уплотнения более целесообразно от сферических треугольников перейти на плоские треугольники (см. рис. 6).

Согласно формул, для расчета плоских треугольников [5] используют теоремы проекций и косинусов –

$$\frac{l_2}{\sin C} = 2 \cdot R \text{ и } l_2 = 2 \cdot l_1 \cdot \cos B, \quad (7)$$

где R – радиус описанной окружности, при соответствующих начальных и граничных условиях $l_2 > l_1$ и $R = 0.652 \cdot l_2$. После соответствующих циклических подстановок и преобразований имеем:

$$l_2 = \frac{l_1^2}{1.26 \cdot l_1 - 1} \text{ и } l_2 = 2 \cdot l_1 \cdot \left(1 - \frac{l_1}{2.36 \cdot l_2}\right). \quad (8)$$

Методом подбора по зависимостям (4) несложно определить предварительное расположение точек уплотнения.

По предложенной методике были проведены расчеты для наиболее широкого реализуемого в производственных условиях варианта уплотнения грунтовых оснований: $d_{mp} = 2,0$ м; грунты – супеси с мощностью слоя – 6,2 м; $w = 14\%$; $\rho = 1,67$ г/см³; $e = 0,47$; $\varphi = 29^\circ$; $E = 8$ МПа; $M = 5$ т; $H = 10$ м; $h_{yn}^{TP} = 5,0$ м.

Определяем по таблице $\sigma = 2,19$; $\tau = 2,42$ и по формулам (5-6) имеем:

$$a_{пол} = \sqrt{\frac{(2,19 \cdot 2,49)^2 \cdot (\cos 28^\circ + \sin 29^\circ)^2}{(2,19^2 - 1) \cdot \sin 28^\circ} + \frac{1,56 \cdot 2^2}{2,19^2}} = 5,18 \text{ м},$$

$$a_{опт} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{(2,19 \cdot 2,42)^2 \cdot (1 + \operatorname{tg} 29^\circ \cdot \cos 28^\circ)^2}{(2,42^2 - 1)} + \frac{2^2 \cdot 1,0}{2,42^2}} = 9,3 \text{ м},$$

Отсюда соответственно $l_2 = 5,2 \text{ м}$, а $l_1 = \frac{\sqrt{5,2^2 + 9,3^2}}{2} = 4,7 \text{ м}$.

По зависимостям (4) для предварительных расчетов имеем:
при $l_2 = 5,2 \text{ м}$, $l_1^{(1)} = 4,7 \text{ м}$ и $l_1^{(2)} = 4,6 \text{ м}$.

Отсюда наиболее плотного и однородного состояния уплотненных грунтовых оснований можно достичь при расположении точек уплотнения по вершинам равнобедренного треугольника.

При этом наибольшей глубины зоны уплотнения при минимизации энергетических затрат можно достичь за счет применения на начальном этапе уплотнения трамбовок больших диаметров (например, 2,0 м) и при достижении отказа произвести доуплотнение трамбовками с меньшим диаметром (например, 1,2 м), т.е. обеспечивая поцикличное увеличение контактного давления на уплотняемое грунтовое основание.

Литература

1. Грунтовые основания, уплотнение тяжелыми трамбовками. Порядок проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-107-2008 (02250). – Введ. 08.09.2008. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 33 с. Технический кодекс установившейся практики.
2. Пойта, П.С. Влияние физико-механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовок / П.С. Пойта // Строительство. – Минск, 2003. – №1. – С. 243–247.
3. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // Вестник БГТУ «Строительство и архитектура». – Брест, 2003. – №1 (19). – С. 109–110.
4. Особенности процесса распределения давлений и напряжений при уплотнении неоднородных грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк [и др.] // Матер. XVIII Межд. Науч. – метод. семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров в Республике Беларусь». – Новополоцк : ПГУ, 2012. – С. 239–244.
5. Корн, Г. Справочник по математике для научных работников и инженеров / Г. Корн, Т. Корн // Наука. – М., 1973 – 831 с.

УДК 624.131

**ПОДЪЕМНО-СПУСКОВОЕ УСТРОЙСТВО
ДЛЯ ДОКОВАНИЯ СУДОВ
В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ АКВАТОРИИ**

Прокапало Н.Н.

ООО НПП «ГИДРОТЕХНИКА», г. Николаев, Украина

Доклад посвящен проблеме рационального и экономичного докования маломерных судов в стесненных условиях акватории морских портов и судоремонтных заводов. В докладе рассматриваются конструктивные и технологические методы решения данной проблемы.

The report is dedicated to the problem of rational and economic docking of undersized vessels in restrained conditions of water area of sea ports and dockyards. This report reveals constructional and technological methods of solving this problem.

С каждым годом в области водного транспорта и судоремонта стремительно растут темпы строительства новых и восстановления старых верфей с привлечением частных инвестиций.

В связи с этим, для экономии средств и более рационального использования береговой линии и водного пространства акватории, перед инвесторами стоят задачи по внедрению энергосберегающих и менее затратных технологий, а также конструктивных решений для докования судов. При успешном решении таких задач, можно максимально эффективно использовать свободные площади, где

невозможно разместить (из-за весомых габаритов) уже известные на сегодняшний день подъемно-спусковые сооружения.

В современной практике, учитывая стесненные условия акватории, для обеспечения компактности размещения подъемно-спусковых устройств, применяются различные типы уже известных механических и гидравлических судоподъемников. Для докования маломерных судов применяются простейшие и наиболее распространенные методы с использованием плавучих кранов. При наличии в порту или на верфи мощных плавучих кранов, можно выполнять подъемно-спусковые работы с судами весом до 200–250 т.

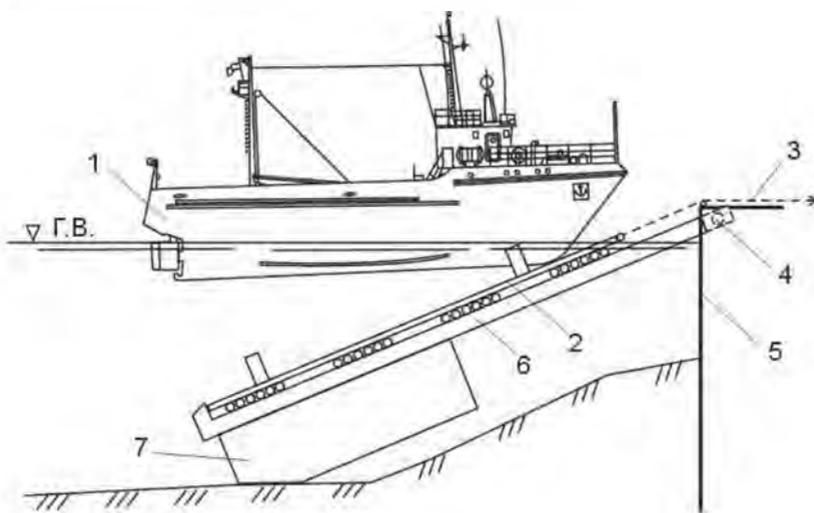
На предприятиях, специализирующихся на постройке или ремонте малых судов, для их спуска – подъема применяются стрелы грузоподъемностью 60–100 т или мостовые краны с двумя подъемными тележками. Для более значительных грузоподъемностей механический способ подъема судов для ремонта пока не нашел себе применения.

Гидравлические судоподъемники также не получили значительного распространения из-за несоответствия таких экономических показателей как стоимость – сроки окупаемости строительства.

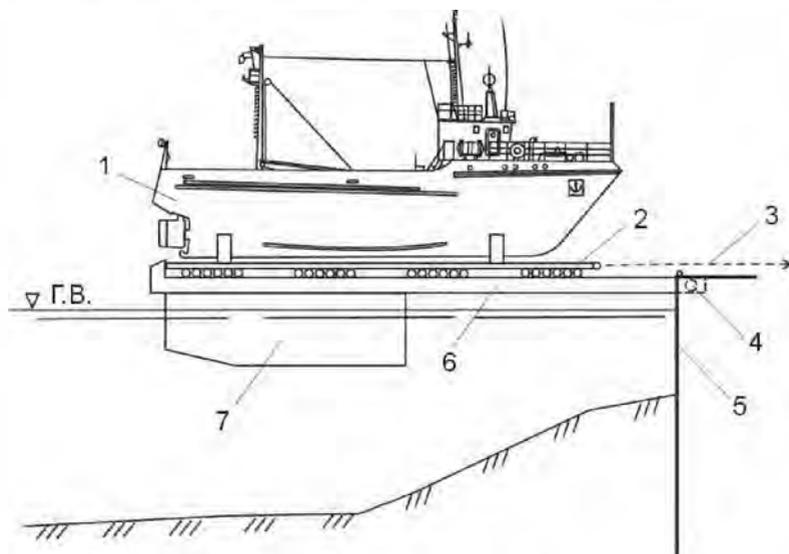
Автором настоящей статьи, для решения задачи по докованию маломерных судов в стесненных условиях акватории частного морского порта, предложено малогабаритное подъемно-спусковое устройство, конструктивное решение которого основано на идее использования превышения сил плавучести над силами веса (патент на корисну модель № 49123 «Споруда для докування суден», 2009, UA).

Идея достижения цели заключается в применении качающийся консоли 6, выполненной в виде металлической несущей рамы, шарнирно закрепленной одной стороной к береговому устою 5 горизонтального стапеля 4, а другой стороной к водоизмещающему понтону 7. На металлической раме 6 размещена роликовая платформа 2 с приемными кильблоками для докуемого судна 1. Перемещение судна на горизонтальный стапель 4 производится с помощью силового агрегата в направлении 3 (рисунок).

a



б



Общий вид конструктивного исполнения подъемно-спускового устройства:
a – судно в момент наводки на подъемно-спусковое устройство;
б – судно в положении перевода на горизонтальный стапель

При наводке судна на приемный носовой кильблок, водоизмещающий понтон подъемно-спускового устройства заранее принимает балласт, в результате чего несущая металлическая рама вместе с роликовой платформой занимает приемное положение. После посадки судна на носовой кильблок и предварительного его раскрепления, водоизмещающему понтону придается избыточная сила плавучести, равная весу докуемого судна, а в случае минимальных уровней воды, превышающая вес судна ровно настолько, чтобы несущая рама приняла устойчивое горизонтальное положение. После этого судно на роликовой платформе, с помощью силовых агрегатов, перемещается в сторону горизонтального стапеля. При спуске судна процесс происходит в обратном порядке.

Предложенная конструкция отличается от известных вертикальных судоподъемников прежде всего компактностью и небольшими габаритами, а также значительной экономией финансовых средств на применяемые материалы и технологию строительства.

Результаты данной работы могут быть использованы специалистами в области строительства судоподъемных сооружений, а также в применении новых подходов в решении задач по эффективному и рациональному использованию свободных площадей в условиях стесненного производства.

В таких условиях при наличии в основании берегового устоя водонасыщенных грунтов его целесообразно выполнять в виде ограждения из металлического шпунта или из буронабивных свай с использованием современных геотехнических технологий, которыми владеют украинские строительные подрядные организации.

УДК 624.138:624.131.21

УПЛОТНЕНИЕ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Сеськов В.Е.

РУП «Институт БелНИИС», г. Минск, Республика Беларусь

В статье рассмотрены особенности уплотнения песчаных и глинистых грунтов в сложных грунтовых условиях, в том числе переувлажненных грунтов, грунтов ниже уровня грунтовых вод, и приводятся технологические параметры уплотненных грунтов (степень уплотнения, глубина уплотнения при различных виброн-агрузках). Отражены вопросы влияния различных технологических параметров (частота, амплитуда колебаний, статический вес, число проходов катка и т.д.) на эффективность уплотнения.

The article presents sandy and clayey grounds compaction habits in close soil conditions including over-wetted soils, below-groundwater soils. Process parameters of compacted grounds (degree of compaction, compaction depth at various vibroloading) are given. The issues concerning the influence of various process parameters (vibration frequency and amplitude, compactor static weight and its passes number) on compaction performance are considered.

Введение

Строительство на насыпных грунтах является одной из наиболее важных и сложных проблем, обусловленных широким распространением этих грунтов. Одним из основных технологических процес-

сов строительства на насыпных грунтах является их уплотнение. От того, как запроектированы и реализованы работы по уплотнению, зависит, надежность, качество и долговечность сооружения. В тоже время, стоимость уплотнения составляет лишь сравнительно малую часть общих строительных расходов (около 5 %). Правильно выполненное уплотнение позволяет существенно повысить несущую способность и устойчивость насыпного основания.

Для возведения оснований под здания и сооружения используют самые различные материалы – от глин, до щебня, гравия. Это могут быть также грунты, укрепленные цементом, известью или органическими вяжущими, шлак, зола уноса, а также промышленные и строительные отходы (кирпич, железобетонные обломки и т.д.).

Значительные различия в свойствах уплотненных материалов, разнообразных погодно-климатических факторов и условий на строительных площадках – все это практически исключает возможность установления каких-либо единых и простых правил уплотнения. Поэтому в насыпных основаниях отсыпанных не планомерно (отвалы, промышленные отходы и т.д.) обязательно устраивать опытные участки по уплотнению с контролем их характеристик (зондирование, штамповые испытания).

В республике разработаны нормативные документы по уплотнению [1–3], но в сложных условиях возникают определенные трудности, которые требуют технологических решений.

В настоящей статье рассматриваются вопросы уплотнения планомерно возводимых насыпей (оснований) из песчаных и глинистых грунтов, где известны или могут быть спланированы гранулометрический состав грунтов, влажность, максимальная плотность при оптимальной влажности, показатель текучести.

Экспериментально-теоретические исследования

Экспериментальные исследования производились на опытных площадках из насыпных песчаных и глинистых грунтов. Насыпи из песчаных грунтов (мелкие, средней крупности и крупные) были отсыпаны мощностью до 4,0 м без уплотнения (планировка бульдозером). Насыпи из глинистых грунтов (супесь моренная) толщиной до 2,0 м (без уплотнения).

Гранулометрический состав (средняя массовая проба) песчаных насыпей в среднем получилась как песок средний с $P_M = 26$ мм.

Π_M – максимальная неоднородность песчаного грунта:

$$\Pi_M = \frac{d_{50} \cdot d_{95}}{d_5}$$

d_5, d_{50}, d_{95} – диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 5, 50, 95 % частиц.

Π_M определяется по графику гранулометрического состава.

По результатам стандартного уплотнения (ГОСТ 22733) определялась максимальная плотность сухого грунта $\rho_d^{\max} = 1,80 \text{ г/см}^3$ и относительная оптимальная влажность $W_{\text{опт}} = 9,5\%$ (рис. 1).

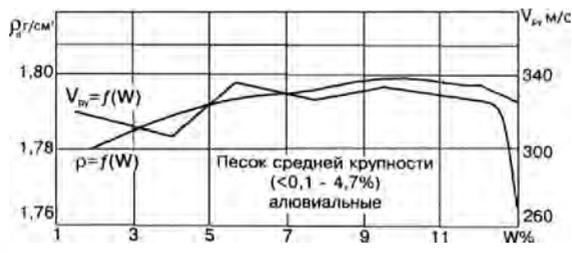


Рис. 1. Зависимость плотности песка (средний) от его влажности и скорости упругих волн от плотности

Для глинистых грунтов – супесь моренная максимальная плотность сухого грунта и оптимальная влажность, соответственно равны: $\rho_d^{\max} = 2,188 \text{ г/см}^3$, $W_{\text{опт}} = 7,4 \%$ (рис. 2).

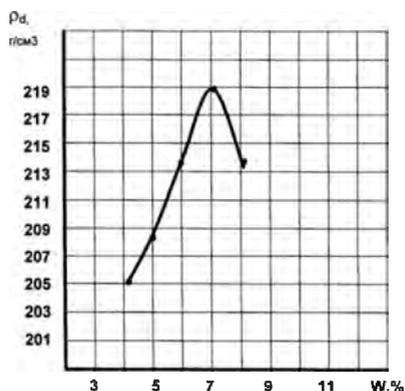


Рис. 2. Зависимость плотности сухого грунта от его влажности (супесь моренная)

Естественная влажность песчаных грунтов в насыпи в среднем $W_{cp} = 7,8\%$, а в глинистых для супеси моренной $W_{cp} = 10,1\%$.

На опытных площадках (из песчаных и глинистых грунтов) были выделены полосы участков (шириной до 4, 0 м и длиной 20,0 м), на которых производилось уплотнение виброкатками с разной массой вальца (6, 8, 12, 16 тс).

Количество проходов по одному следу производили до тех пор, пока приращение плотности сухого грунта (ρ_d) по глубине не было более $0,01 \text{ г/см}^3$.

Обычно этот показатель достигается при 12–15 проходов по одному следу. Целью этих экспериментальных исследований – установить максимальную глубину уплотнения (т.е. приращения плотности по глубине более $0,01 \text{ г/см}^3$) в зависимости от веса виброкатка, частоты и амплитуды колебаний.

На рис. 3 представлены результаты контроля уплотнения песчаных грунтов по глубине динамическим зондированием с контрольными испытаниями плотности сухого грунта (ρ_d) путем отбора грунта кольцом (через 0,5 м по глубине).

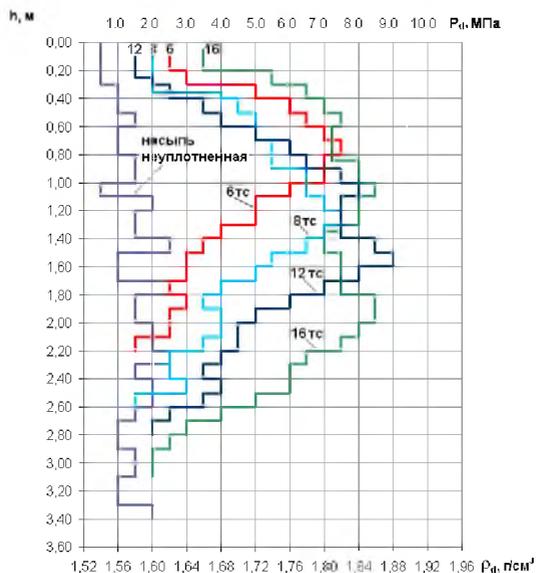


Рис. 3. Глубина уплотнения песчаных грунтов (средние) при уплотнении виброкатками с разным весом вальца (цифры – вес виброкатка)

Анализ полученных результатов показывает, что при проходе по одному следу 15 раз 6 тонного виброкатка («Амкодор» и др.) уплотнение ρ_d до $K_{com} \geq 0,95$ достигается до глубины 1,1 м ($\rho_d \cong 1,76 \text{ г/см}^3$, $\rho_d - 6,0 \text{ МПа}$), а увеличение плотности наблюдается до глубины 1,7 м ($K_{com} = 0,88$). Начальный коэффициент уплотнения (доуплотнения) $K_{com} \cong 0,85-0,87$.

При проходе по одному следу 15 раз 8 тонного виброкатка, уплотнение до $K_{com} \geq 0,95$ достигается до глубины 1,5 м ($\rho_d \cong 1,76 \text{ г/см}^3$), а увеличение плотности, по сравнению с первоначальной (до уплотнения) $K_{com} \cong 0,85-0,87$ до глубины 2,1 м. Для виброкатка в 12 тс, соответственно 1,9 м ($K_{com} = 0,95$) и 2,7 м ($K_{com} \cong 0,88$), 16 тонный виброкаток дал следующие результаты при $K_{com} = 0,95$, глубина уплотнения 2,5 м, а уплотнение $K_{com} = 0,88$ на глубине 2,9 м. Максимальная плотность $K_{com} = 0,99-1,0$ и более ($\rho_d \cong 7,5-8,0 \text{ МПа}$) в интервале 0,3–2,1 м для виброкатков 6–16 тс (см. рис.3).

Глубина уплотнения в песчаных грунтах в основном зависит от гранулометрического состава (т.е. от максимальной неоднородности Π_m , содержания пылевато-глинистых частиц, влажности и может колебаться по глубине $\pm 0,3-0,4$ м, чем больше Π_m , тем обычно глубже идет уплотнение. Содержание пылевато-глинистых частиц наиболее оптимально для уплотнения в пределах 2–6 %. При полном водонасыщении обычно глубина уплотнения даже увеличивается на 0,5 м (уплотнение через буферный слой толщиной 0,3–0,5 м), если пылевато-глинистых частиц $< 0,1$ мм не превышает 6 %.

Участок глинистых грунтов (супесь моренная) толщиной до 2,0 м уплотняли виброкатками (8 и 12 тс, прицепными, производства ГДР). Характеристики уплотняемого грунта приводятся выше, а на рис.2 график определения максимальной плотности при оптимальной влажности (прибор «СоюздорНИИ»).

Как видно из рис. 4, при уплотнении насыпи (влажность близка к относительной $W = 10\%$) уплотнение виброкатком 8 тс до коэффициента $K_{com} = 0,95$ достигает глубины 0,7–0,8 м. Начальная, т.е. до уплотнения плотность грунта в пределах $\rho_d = 1,90 \text{ г/см}^3$. На глубине 1,1 м увеличение плотности практически не наблюдается. При уплотнении 12 тс катка, коэффициент уплотнения $K_{com} = 0,95$

наблюдается до глубины 1,1–1,2 м и на глубине 1,4–1,5 фактически уплотнение отсутствует.

При влажности в 1,2 раза более W_p (W_p – раскатывание) глинистые грунты уплотнить достаточно сложно без предварительного улучшения их характеристик, т.е. уменьшения влажности, цементации и т.д.).

В процессе экспериментальных исследований изучались влияния на уплотнение параметров: влажности, грансостава, частоты колебаний вибратора, скорости движения виброкатка, влияния горизонтального и вертикального армирования щебнем.

Рассмотрим особенности уплотнения различных видов грунтов как в лаборатории, так и натуральных условиях. Вибрационный метод является удобным и рентабельным для уплотнения песка и песчано-гравийных смесей.

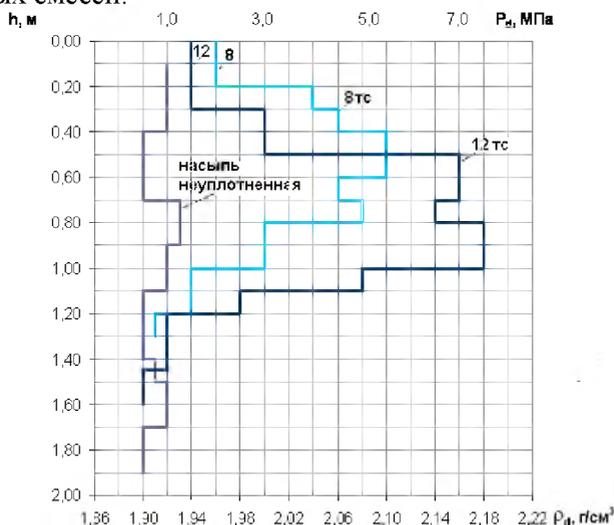


Рис. 4. Глубина уплотнения супеси моренной при уплотнении виброкатками разного веса (цифры – вес катка)

Автором приведен комплекс исследований по уплотняемости различных грунтов Беларуси (на основе ГОСТ 22733). Изучалась зависимость от грансостава, максимальной неоднородности (Π_M), влажности, водонасыщенности, содержания в грунтах пылевато-глинистых частиц.

На рис. 5 показаны типичные осредненные графики, построенные по результатам испытаний по ГОСТ 22733 для различных ви-

дов и генезиса грунтов, из которых видна зависимость максимальной плотности от влажности и грансостава. Чем больше содержание пылевато-глинистых частиц, тем выше влажность при максимальной плотности, уже «коридор» влажности при максимальной плотности. В песчаных грунтах менее выражены «пики» максимальной плотности, т.е. более растянуты и могут быть несколько максимальных значений близких по величине.

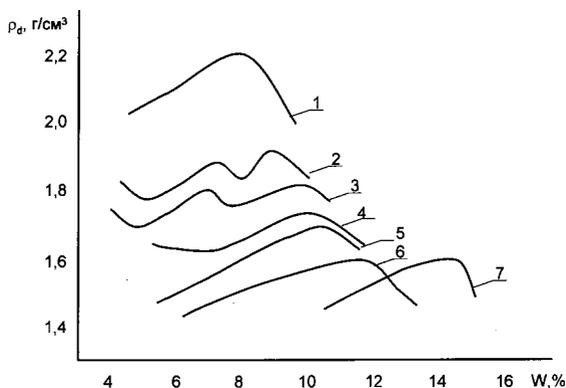


Рис. 5. Обобщенные кривые, построенные по результатам лабораторных испытаний (ГОСТ 22733):
 1 – супеси и суглинки (морена); 2 – песок крупный и средний; 3 – песок мелкий;
 4 – песок пылеватый; 5 – супесь и суглинок лессовидный;
 6 – суглинки (озерно-ледниковые); 7 – глины (озерно-ледниковые)

В песчаных грунтах возможность уплотнения слоев большой толщины (см. рис. 3). Следует отметить, что песок и гравий с естественным водоотводом достигают более высоких значений плотности и уплотняются слоями большей толщины будучи в водонасыщенном состоянии (при содержании частиц < 0,1 мм менее 10 % и $K_{\phi} \geq 3,0$ м/сут), чем при пониженной естественной влажности. При наличии естественного водоотвода работы в период дождей не следует приостанавливать, так и в случае отсутствия естественного водоотвода (высокий коэффициент фильтрации $K_{\phi} \geq 3,0$ м/сут). Очень влажные основания (насыпи) с естественным водоотводом под действием вибрационной машины одновременно обезвоживаются и уплотняются. Такие хорошие результаты получаются и при уплотне-

нии мелких песков под водой ($K_{\phi} \geq 3,0$ м/сут). Если песок или гравий содержит определенное количество мелких фракций (обычно более 10 % фракций менее 0,1 мм и $K_{\phi} < 1,0$ м/сут), то при очень высокой влажности он уже не имеет естественного водоотвода и становится упругим (идет «волна»). Такие насыпи невозможно уплотнить до столь же высокой плотности, поэтому требуются мероприятия для достижения оптимальной влажности грунта или близких значений влажности.

На насыпях из одномерного песка ($\Pi_m = 1-4$) трудно бывает получить высокую плотность грунта, расположенного близко к поверхности, т.е. на глубине до 20 см. Причина здесь кроется в низком сопротивлении однородных грунтов (песка) сдвигу, в результате песок выжимается вверх и поверхностный слой приобретает низкую плотность.

На практике это явление не имеет большого значения, так как обычно насыпь сооружается в несколько слоев, предыдущий слой уплотняется при виброукатке, поэтому под фундаментами при уплотнении таких грунтов рекомендуется устраивать слой песчано-гравийной смеси (или гравия) толщиной 20–30 см.

Другая особенность, связанная с уплотнением очень мелких (количество фракций менее 0,1 мм более 10 %) и пылеватых песков, состоит в том, что при высокой их влажности в результате воздействия динамических нагрузок грунт быстро разжижается. Последнее обусловлено поровым давлением, возникающим в результате динамической нагрузки, при этом коэффициент фильтрации K_{ϕ} обычно менее 1 м/сут.

Эффективность уплотнения пылеватых песков в большей степени зависит от их влажности, которая не должна существенно отклоняться от оптимальной (около $\pm 3^\circ$). При оптимальной влажности эти грунты могут уплотняться даже слоями толщиной 0,7–1,0 м (по причине небольшого сцепления обычно 0,003–0,006 МПа), но при использовании тяжелых вибрационных катков с массой вальцового модуля 8–15 тс.

При уплотнении моренных грунтов (супеси, суглинки) большую роль играет влажность. При оптимальной влажности указанные грунты достаточно хорошо уплотняются слоями толщиной 0,7–0,8 м с использованием виброкатков 8–15 тс, при увеличении влажности на 2–3 % уплотняемость резко падает при уплотнении виброкатками. В этом случае более целесообразно их уплотнять трамбовками весом 5–10 тс через буферный песчаный слой (толщиной 0,5–

1,0 м). В этом случае грунт уплотняется до глубины 3–4 м (коэффициент уплотнения $K_y = 0,95$).

При уплотнении лессовидных супесей, суглинков, глин озерно-ледникового генезиса обладающих большей пластичностью, зависимость уплотнения от влажности является определяющим моментом. Даже изменение на 2–3 % делает грунт очень пластичным (идет «волна»), а менее – грунт становится «комковатым». Толщина уплотнения с оптимальной влажностью до 0,5 м, а при большей влажности можно уплотнить только статической нагрузкой слоями до 0,3 м.

Влияние частоты и амплитуды колебаний на эффективность уплотнения грунтов имеет сложный характер. Так увеличение амплитуды приводит, обычно, к увеличению эффективности уплотнения и глубины уплотнения по всему диапазону частот. Эта закономерность справедлива для всех видов грунтов. При достижении определенной плотности грунта повышение частоты может вызвать так называемое «козление», т.е. отрыв вальца от грунта, что может вызвать уменьшение эффективности уплотнения из-за неоднородности уплотнения и повышения количества колебаний, т.е. по причине отрыва вальца от поверхности грунта. Из практических опытных работ можно отметить, что для грунтов оптимальная частота колебаний в пределах 25–30 Гц с амплитудой 1,5–2,0 мм. Для большинства грунтов с толщиной уплотнения более 1,0 м повышение частоты f больше 50 Гц значительно уменьшает эффективность уплотнения (разрыв контакта).

В работе [4] приводится приблизительная зависимость эффективности усилия уплотнения с изменением частоты и постоянной амплитуде возмущающей силе:

$$Q = f_1 \cdot (q) + f_2 \left(\frac{a \cdot f}{v} \right),$$

где Q – усилие уплотнения; f_1 и f_2 – функции; q – статическая линейная нагрузка; a – амплитуда; f – частота; v – скорость движения катка.

Приведенная зависимость указывает и на зависимость эффективности уплотнения от скорости движения катка. Чем выше скорость, тем больше необходимо проходов. По практическим испытаниям многие авторы указывают оптимальную скорость, которая для большинства грунтов (особенно песчаных), находится в пределах 3–6 км/ч (гравий), меньшая скорость (3–4 км/ч) обычно более эффективна для глинистых грунтов и слоев песчаных грунтов большей толщины (1–2 м).

Второстепенное значение на эффективность уплотнения могут иметь и другие параметры, например, соотношение массы рамы и вальца, диаметр и количество вальцов, центробежная сила и т.д.

Выводы

1. Глубина уплотнения зависит от веса вальца и может колебаться для песчаных грунтов (мелкие, средние, крупные, ПГС) при весе виброкатка от 6 до 12 тс от 1,5 м до 2,7 м, для $K_{\text{com}} = 0,95$ от 1,1 м до 2,0 м, глинистых от 0,5 м до 0,9 м ($K_{\text{com}} = 0,95$).

2. Амплитуда и частота колебаний на эффективность уплотнения носит сложный характер, но на практике рекомендуется амплитуда колебаний 1,5–2,0 мм, частота колебаний 25–30 Гц. Скорость движения наиболее оптимальна при 1–4 км/час.

3. Песчаные грунты с коэффициентом фильтрации $K_{\text{ф}} \geq 3$ м/сут под уровнем грунтовых вод достаточно хорошо уплотняются и даже эффективнее, чем влажные.

4. Эффективность уплотнения глинистых грунтов и песчаных при коэффициенте фильтрации < 1 м/сут во многом зависит от оптимальной влажности и даже отклонено на 2–3 % резко уменьшают эффективность уплотнения.

5. Эффективность уплотнения повышается при чередовании слоев из песка и гравия (армирование слоями).

6. Эффективность уплотнения верхнего слоя песка (однородного) резко повышается, если он уплотняется через буферный слой гравия (щебня) толщиной 0,2–0,3 м.

Литература

1. Земляные сооружения. Контроль степени уплотнения грунтов : СТБ 2176-2011. – Минск : Госстандарт,

2. Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом : П5-2000 к СНБ 5.01.01-99. – МАиС Респ. Беларусь, 2001.

3. Сеськов, В.Е. Технология уплотнения грунтов оснований зданий и сооружений вибродинамическими методами / В.Е. Сеськов, В.Н. Лях. – Минск : БелНИИС, 1997. – 62 с.

4. Форссблад, Л. Вибрационное уплотнение грунтов и оснований / Л. Форссблад. – М. : Транспорт, 1987. – 192 с.

УДК 624.131

ПРОЕКТ СТАБИЛИЗАЦИИ ПОРТАЛА ТОННЕЛЯ

Сулёвска Моника

Кафедра геотехники, строительный факультет

Словацкого технического университета, г. Братислава, Словакия

Во флишевом поясе северной Словакии подготавливается строительство транспортного тоннеля. Восточный портал тоннеля размещен в крутом откосе долины р. Ваг, который создает выразительную морфологическую ступень. Идентифицированные факторы риска в области восточного портала таковы: неустойчивая территория, напорные воздействия подземной воды, тектонические нарушения грунтовой среды и изменчивое качество грунтов. Для обеспечения стабильности среды вокруг восточного портала были предложены воспринимающие горизонтальные силы элементы: анкеры, нагели, покрытие поверхности защитной стены торкрет-бетоном и распределительные пояса анкерной системы, а также устройства, отводящие поверхностную и подземную воду.

There is prepared construction of highway tunnel in flysh region of Northern Slovakia. Eastern portal of tunnel is situated on steep slope in valley of river Váh, which is build up by distinctive morphological berme. There were identifying some risks factors around eastern portal: low stability of slope area, uplift action of groundwater, tectonic failures of rock mass and various quality of rocks. To increasing the stability of slope there were designed elements to catch horizontal forces: anchors, soil nails, spreading beams of anchored system, surface covering by shotcrete and arrangement to pick up the surface water and groundwater.

Введение

Обеспечение устойчивости портала тоннеля было обусловлено многими граничными условиями, которые взаимосвязаны не только с соблюдением статических принципов обеспечения устойчивости откоса, но и с технологическими требованиями и с геометрическим расположением присоединения тоннеля к мостовому объекту в весьма стесненных пространственных условиях. Запроектированное решение является итогом многих вариантных решений. Приоритетным критерием в каждом из них была надежность, которую следовало оценить со всех точек зрения.

1. Геологические и гидрогеологические условия

Восточный портал тоннеля Ройков расположен в левостороннем откосе долины р. Ваг, над уровнем государственной дороги I/18. Откос портала (рис. 1) крутой, создает выразительную морфологическую ступень с высотой до 50 м. Речь идет об аккумулятивной части обширной блочной откосной деформации с перемятой зоной на глубине 25,0 м. В верхней части откос расчленен с развитием потенциальных откосных деформаций типа оползней, локальных блочных деформаций.



Рис. 1: Откос восточного портала тоннеля Ройков

Сильно выветрелые мергели характера каменно-глинистой осыпи, отнесенные к классу F2-CG, нарушены оползневыми процессами. Мощность этого слоя была выявлена 9,4 м. Уровень подземной воды находится на двух горизонтах: 1-й горизонт 4,00 м от поверхности и 2-й горизонт 13,50 м от поверхности; оба горизонта имели большой напор. Грунтовая среда под поверхностью сдвига представлена сильно выветрелыми мергелями очень низкой прочности, отнесенными к классу R5. Генеральный наклон слоев ожидался ориентированным на запад по юго-запад.

Составляющей инженерно-геологических изысканий были и расчеты устойчивости. В расчетах исходными служили значения сдвиговой прочности, установленные обратным анализом устойчивости с учетом лабораторных исследований и макро-скопического описания оползневого делювия. В пространстве восточного портала (км 9,220) были в качестве граничных условий использованы: $\varphi = 22^\circ$, $c = 0$ кПа, $\gamma = 18,5$ кН/м³. Устойчивость откоса перед строительными работами без наличия подземной воды получилась $F_{s0} = 1,3$, а при учете максимально ожидаемого уровня подземной воды $F_{s1} = 1,18$. Поверхность сдвига достигает в откосе глубины 9,4 м.

В пространстве восточного портала в разное время было осуществлено много изысканий. Согласно дополнительным инженерно-геологическим изысканиям на этой территории блоковые деформации проникали до глубин от 20 до 21 м, причем эти деформации стабилизированы. Поверхностные слои мощностью от 5 до 7 м состоят из осыпи глинисто-каменной (отнесена к классу G5) с переходом в каменно-глинистую (F2). До глубины от 12 по 17 м оползневый делювий представлен выветрелыми слоистыми мергелями экстремально низкой до очень низкой прочности (R6 – R5) характера глинисто-каменной осыпи. Грунтовая среда над сдвиговой поверхностью представлена мергелями (R5 – R4) и известняками от средней до низкой прочности (R3 – R2).

Уровень подземной воды был выявлен на многих горизонтах. В опытной скважине был подтвержден первый проверенный горизонт подземной воды на глубине 4,0 м. а второй на глубине 13,5 м ниже поверхности с большим напором.

В качестве факторов риска у восточного портала были идентифицированы: недостаточная устойчивость территории, напорные

воздействия подземной воды, тектонические нарушения в грунтовой среде и изменчивое качество грунтов. Дополнительными изысканиями предложено:

- стабилизировать откос;
- осушить территорию горизонтальными скважинами;
- вести мониторинг деформаций откоса инклинометрическими измерениями;
- вести режимные наблюдения за уровнями подземных вод;
- вести мониторинг агрессивности подземных вод.

При дополнительных инженерно-геологических изысканиях были обработаны и результаты лабораторных испытаний в пространстве восточного портала Ройков. Из полученных данных в табл. 1 приведены некоторые важные характеристики четвертичных грунтов, а в табл. 2 избранные характеристики подстилающих скальных грунтов. Установившийся уровень подземной воды в 6 опытных скважинах оползневой делювии в ареале восточного портала был зафиксирован на глубинах от 6,9 до 7,9 м ниже поверхности земли.

Таблица 1

Свойства четвертичных грунтов в ареале портала тоннеля

Свойства	Оползневый делювий глинистый		Оползневый делювий мергельный		Оползневый делювий глинистый и мергельный	
	Диапазон	Средний	Диапазон	Средний	Диапазон	Средний
γ , кН/м ³	20,8–22,0	21,5	22,8–24,5	23,5	21,5–23,5	22,5
I_p , %	18–25	22	8–15	10	10–22	16
I_C , безр.	0,95–1,15	1,03	1,14–1,76	1,39	1,03–1,39	1,17
φ_u°	0–10	5	–	–	–	–
c_u , кПа	50–70	60	–	–	–	–
φ_{ef}°	21,2–22,4	21,8	27–33	30	21,8–30	26
c_{ef} , кПа	0	0	0–6	0	0	0
φ_r°	18,9–19,0	19,0	24–29	27	19,0–27,9	23
c_r , кПа	0	0	0	0	0	0

Таблица 2

Свойства подстилающих грунтов в ареале портала тоннеля

Свойства	Мергели сильно разрушенные		Мергели выветрелые		Мергельные известняки	
	Диапазон	Средний	Диапазон	Средний	Диапазон	Средний
γ , кН/м ³	24,1–25,3	24,78	26,5–26,5	26,48	26,7–26,8	26,75
φ °	27–31	29	29–33	31	37–41	39
c , кПа	10–20	15	20–30	25	40–60	50
E_{def} , МПа	100–400	250	250–600	425	600–1500	1100
E , МПа	250–900	550	600–1300	1000	1500–3000	2300

На основе выполненных отчетов в рамках дополнительных ИГ изысканий получена подробная информация о сложении грунтов и о высоте уровня подземной воды в массиве. Из сложения слоев была выявлена граница между четвертичными грунтами, создающими оползневый делювий и более прочными скальными грунтами мезозоя. Именно на границе этих двух слоев разных периодов можно с наибольшей вероятностью предполагать возникновение поверхности сдвига. На основе полученной информации из выше описанных скважин, как и из скважин пробуренных еще в рамках подробных ИГ изысканий, был для подготовку проектных работ построен геологический продольный разрез в осях обоих тоннелей (рис. 2 и 3). Эти разрезы явились основой для самого проекта временного обеспечения восточного портала тоннеля Ройков.

2. Проект временного обеспечения откоса

Проект обеспечения был разделен на две расчетные части. Первая из них включала моделирование согласно программе GEO 5 в модуле «Устойчивость откоса». Ее выходом были: оценка общей устойчивости откоса правой и левой обделки тоннеля, оценка устойчивости с учетом заглубления отдельных ступеней в порталной части для проходки тоннелей и определение потребных анкерных элементов.

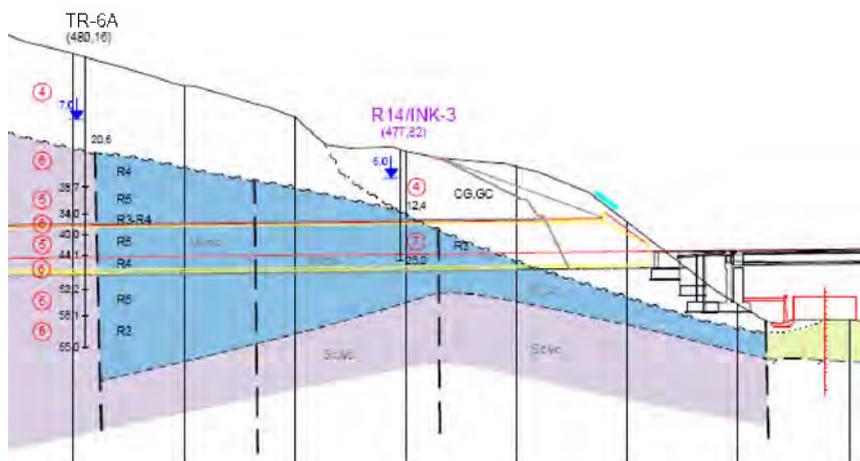


Рис. 2. Восточный портал тоннеля – продольный разрез по оси левого тоннеля

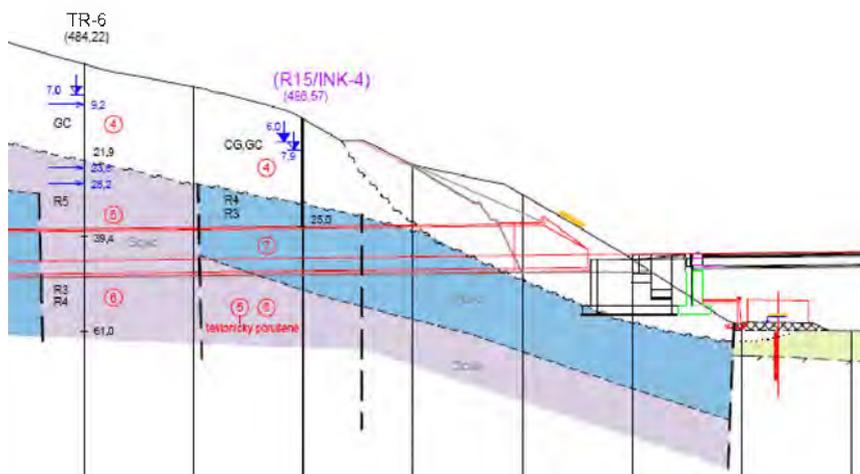


Рис. 3. Восточный портал тоннеля – продольный разрез по оси правого тоннеля

Вторая расчетная часть включала моделирование согласно программе GEO 5 в модуле «Гвоздь»; ее выходами были два проекта нагелируемого откоса. Одно решение касалось обеспечения врезки в месте размещения тоннелей, а другое решение касалось ситуации вокруг тоннелей.

Первым шагом расчета устойчивости откоса было формирование исходных параметров грунтовой среды так называемым методом обратного анализа устойчивости естественного откоса в продольном разрезе будущих тоннелей (правого и левого), а именно:

- генерированием критических поверхностей сдвига без учета и с учетом уровня подземной воды (рис. 4),
- на идентифицированных поверхностях сдвига по результатами ИГ изысканий без учета и с учетом уровня подземной воды (рис. 5).

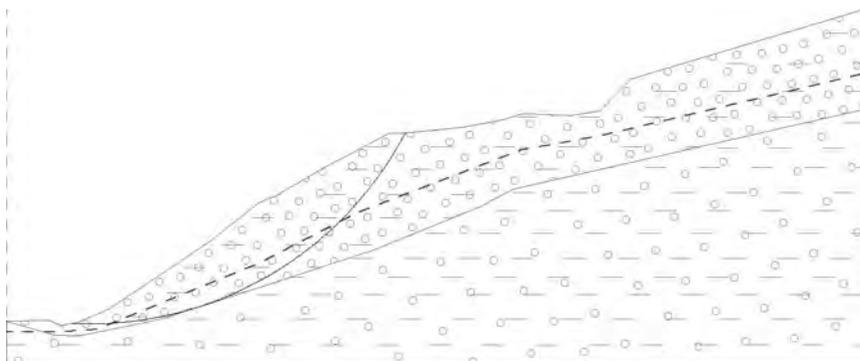


Рис. 4. Критическая поверхность сдвига с учетом УПВ по оси левого тоннеля

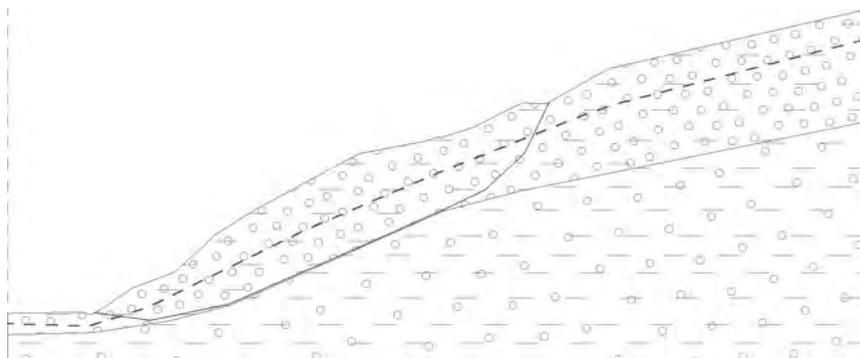


Рис. 5. Идентифицированная поверхность сдвига с учетом УПВ по оси правого тоннеля

На основе выявленных свойств грунтов (главное для слоя делювиальных склонных к сползанию грунтов) в последующем

приступили к оценке устойчивости на отдельных ступенях последовательной врезки в склон. В этом расчете методом оптимизации вводили в расчет требуемые ярусы анкерования и анкерные силы. Расчет был сделан для левого и правого тоннелей с исключением воздействий подземной (т.е. предполагалось надежное водопонижение во врезке). Требуемая степень надежности врезки ($F = 1,3$) соответствовала безопасности временных откосов. Принималось во внимание и то, чтобы общая устойчивость откоса не падала ниже значения для устойчивости откоса в природных условиях, установленного на первом шаге.

Первой фазой расчета было определение прогнозируемых параметров сдвиговой прочности природного откоса при помощи обратного анализа. В качестве основной модели формы среды был выбран профиль в месте левого тоннеля. На основе параметрического исследования, симулирующего разные свойства слоев основания, были для четвертичных делювиальных грунтов приняты прочностные характеристики: $\varphi = 27^\circ$, $c = 10$ кПа; для подстилающих мергелей: $\varphi = 30^\circ$, $c = 20$ кПа. Эти данные хорошо согласовались с рекомендуемыми значениями, полученными при дополнительных ИГ изысканиях.

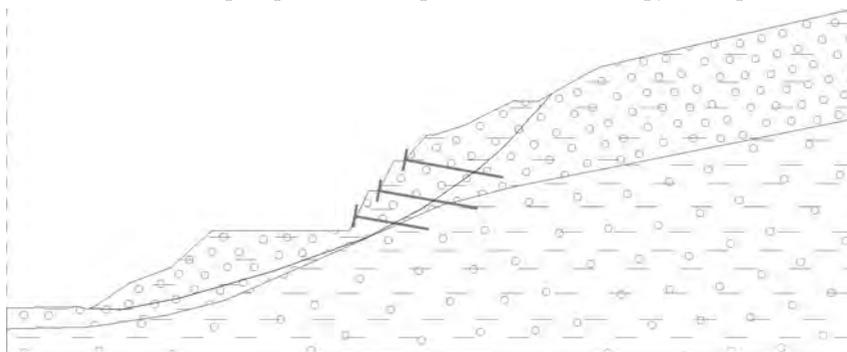
Для каждого тоннеля отдельно оценивали устойчивость откосов при последовательном выборе ступеней срезки. Для соблюдения требуемой устойчивости нужно было на каждой ступени устроить анкер для восприятия горизонтальных сил. В расчете принимали тросовые анкеры с расстояниями по горизонтали 2,0 м. Результаты для обоих тоннелей обеспечили требования безопасности:

- Левый тоннель: Степень устойчивости всей врезки без воды на оптимизированной круговой поверхности сдвига методом Бишоп-па составила $F = 1,33$. В этом случае на каждой ступени должен размещаться один анкер с преднапряжением 700 кН. Контрольным расчетом на идентифицированной полигональной поверхности сдвига методом Сарма была подтверждена степень устойчивости $F = 1,58$ для всей врезки с тремя анкерами при преднапряжении по 700 кН.

- Правый тоннель: Степень устойчивости всей врезки без воды на оптимизированной круговой поверхности сдвига методом Бишоп-па составила $F = 1,32$. В этом случае на каждой ступени должен быть

размещен один анкер с преднапряжением 750 кН. Контрольным расчетом на идентифицированной полигональной поверхности сдвига (рис. 6) Сарма была подтверждена степень устойчивости $F = 1,57$ всей врезки с тремя анкерами при преднапряжении по 750 кН.

Рис. 6. Идентифицированная поверхность сдвига с анкеруемой врезкой



по оси правого туннеля

3.1 Проект нагелируемого откоса

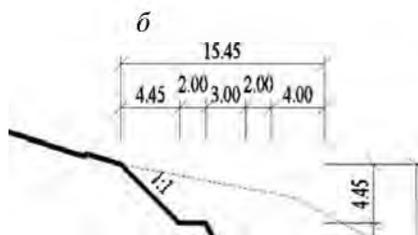
Этот проект исходил из анализа устойчивости откоса. Поверхность грунта над нагелируемым откосом учитывалась с наклоном 25° . Первая ступень врезки принята с наклоном поверхности 1:1, вторая и третья ступени врезки – с наклоном поверхности 2:1 (рис. 7). Нагелируемая врезка оценивалась вне туннелей (рис. 8) и в месте размещения туннелей с общим превышением $\Delta h = 19,8$ м.

Для разреза вне туннелей в расчете был принят тип нагелей – $\varnothing 25$ мм из стали 10 505 R при таких граничных условиях:

- в двух верхних ступенях высотой до 6 м приняты нагели длиной 6,0 м на расстояниях в горизонтальном и вертикальном направлениях по 1,5 м,
- на нижней ступени высотой 8 м приняты нагели длиной 8 м на расстояниях в горизонтальном и вертикальном направлениях по 1,3 м,
- наклон нагелей к горизонтали:
 - в пространстве туннелей должны быть нагели горизонтальные,
 - вне туннелей нагели отклонены от горизонтали на 10° .

а

272



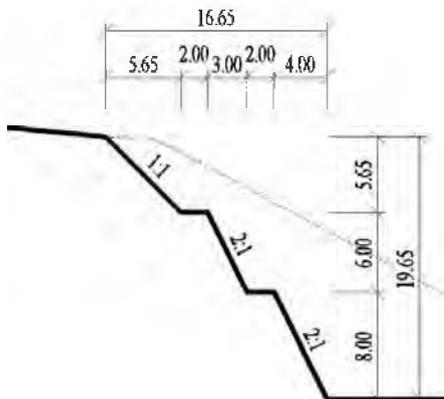


Рис. 7. Разрезы по осям: *a* – левого; *б* – правого тоннеля

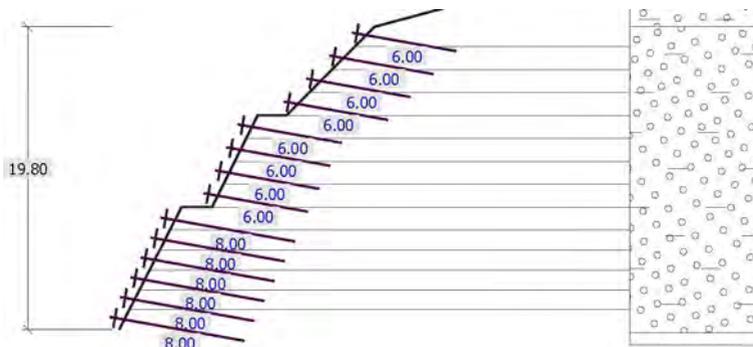


Рис. 8. Геометрия размещения нагелей

Обеспечивались внутренняя и внешняя устойчивость нагелей, а также условия общей устойчивости нагелируемого откоса, несущей способности основания и анкерования слоя торкретбетона, в котором использованы сетки KARI с ячейками 100×100 мм, толщины проволоки 8 мм, покрытие слоем бетона минимально 25 мм.

3.2. Проект анкеров

Из расчета устойчивости откоса вытекает условие устройства трех ярусов анкеров. Длина анкеров должна быть переменной, поскольку их корневые части должны находиться в среде, которая не склонна к активизации смещений откоса. Из расчета устойчивости

получена потребность восприятия каждым анкером растягивающего усилия в зоне правого тоннеля 750 кН, а левого – 700 кН в случае, если в теле откоса не будет устроено никаких иных мер стабилизации. При нагелировании по всей высоте откоса достигается восприятие части горизонтальных сил, что снизит потребность в анкерах. Анкеры с наклоном 10° от горизонтали на расстояниях по 2,0 м были запроектированы из стальных канатов 1×7 согласно DIN 3052:

- длины анкеров: верхняя ступень врезки – общая 35 м, корень при этом 10,0 м, средняя ступень врезки – общая 30 м, корень 10,0 м, нижняя ступень врезки – общая 25 м, корень 10,0 м;
- преднапряжение анкеров усилиями по 700 кН.

Равномерное взаимодействие между анкерами и грунтом обеспечивают горизонтальные пояса из стальных балок в виде шпунта профиля Шп.

3.2 Водоотлив

Расчеты устойчивости показали неизбежность снижения уровня подземной воды. Поэтому было предусмотрено на ступенях врезки при последовательной выемке грунта устройство горизонтальных водоотводящих скважин. На одну ступень врезки были размещены по две водоотводящие скважины от $\varnothing 90$ мм до $\varnothing 105$ мм на расстояниях по горизонтали по 3 м с отклонением от горизонта минимально 5° и максимально 10° в направлении вверх. Их длины не должны быть менее 10 м. Откачиваемая из них вода будет удаляться мимо стройки так, чтобы не вызывать непомерного увлажнения грунтов. В соответствии с фактическим притоком воды в скважины расстояние между ними может уточняться.

Заключение

Статически проект обеспечения стены портала сначала сосредоточили на плохом анализе свойств грунтов в слоях делювиальных отложений, склонных к сползанию. Таким образом установленные параметры сдвиговой прочности лишь в малой мере отличались от значений, которые рекомендовали дополнительные инженерно-геологические изыскания. Оцениваемая устойчивость откоса расчленена на отдельные фазы врезки по направлению углубления сверху вниз. Для каждой из трех ступеней было необходимо выпол-

нить по одному ярусу анкерования. Анкеры были между собой удалены по 2,0 м, наклонены вниз от горизонтали на 10°. На основе данных изысканий корни анкеров расположены за предполагаемую неустойчивую область.

В качестве главной стабилизирующей меры для всей стены портала были запроектированы нагели, отклоненные от горизонтали на 10° (кроме пространств тоннелей). Расстояния по вертикали и горизонтали между нагелями предусмотрены на верхней и средней ступенях по 1,5 м, на нижней 1,3 м. Длины нагелей приняты по 6,0 м в верхних и средних рядах и по 8,0 м на нижнем ряду. Нагели приняты из стальных стержней Ø 25 мм класса 10505. Предполагается, что они будут служить временно максимально до 4 лет, причем рассчитаны также с учетом возможной деградации при воздействии коррозии.

Литература

1. Turček, P. – Súľovská, M.: Statický výpočet, objekt 401-02 – Východný portál tunela Rojkov. Časť technickej správy. 2010, 33 s.
2. Grenčíková, A. et al.: Záverečná správa podrobného IG prieskumu pre diaľnicu D1 Turany. – Hubová. 2008. – 82 s.
3. Grenčíková, A. et al.: Záverečná správa doplnkového IG prieskumu – I. Etapa, 2010. – 30 s.

Статья является одним из выходов проекта грантового агентства VEGA №. 1/0241/13 «Прогноз развития деформаций избранных геотехнических конструкций в зависимости от напряженного состояния».

Перевод со словацкого М.И. Никитенко

УДК 625.122+625.142.4

КОНСТРУКЦИЯ ТРАМВАЙНОГО ПУТИ С ЭФФЕКТОМ ГРАБЛЕЙ

Суходоев В.Н.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

Статья посвящена проблеме введения в практику фундаментостроения конструкции ленточного трамвайного пути, преимущества которому создают двоянные внецентренно нагруженные фундаменты – полушпалы, его параметров и термина «эффект граблей». Показано, что создавая рельсовую нить с эффектом граблей в результате внецентренной укладки рельса внутрь шпалы – механизма, решаются вопросы автоматического скрепления рельса со шпалой, гашения шума и экономичности. Приведен практически значимый расчет эффекта граблей, как функции свойств основания. Дан вариант устройства ленточного трамвайного пути с эффектом граблей.

This article covers the problem of introduction the construction of Linear Railway into the practice of foundation building and the Rake Effect. Eccentrically loaded dual foundation sleepers are advantaged with their characteristics. It is shown, that the problems of automatic connection between rail and sleepers, eliminating of noise and total cost of the way can be solved by constructing railway with Rake Effect, which is the result of putting a rail inside sleepers mechanism. Practical estimation of the Rake Effect as the function of characteristics of founda-

tion bed is also shown. An example of designing Linear Railway with Rake Effect is shown in the article as well.

Эффект граблей. В современном городе много проблем создает городской транспорт. Они особенно обострились в связи с широким распространением индивидуального автотранспорта. В развитых странах пришли к выводу, что транспортные проблемы города можно решить только развивая общественный транспорт, в том числе трамвай. Однако, при всем многообразии конструкций трамвайных путей (ТП), располагаемых на упругом основании, в технической литературе нет разработанной оптимальной, сочетающей одновременно свойства бесшумности, минимальной стоимости и минимальных сроков строительства. Патентный поиск и обзор технической литературы не выявил конструкцию скрепления рельса со шпалой, которая бы автоматически реагировала на меняющиеся условия эксплуатации трамвайного пути.

Недостатки можно устранить, если для скрепления рельса со шпалой создавать автоматически регулируемое обжатие рельса с Эффектом граблей. Названию Эффект граблей соответствует существующее свойство граблей преобразовывать вертикальную нагрузку и перемещение в горизонтальную нагрузку и перемещение (рис. 1). Используя его применительно к сдвоенным фундаментам, получаем новое полезное свойство – Эффект граблей в фундаментостроении. Кроме патентов [1] и авторских статей [2, 3, 7, 8] в технической литературе по ТП отсутствует его описание, нет описания параметров и технологии его применения. Отсюда – актуальность темы и необходимость ее разработки. Польза эффекта граблей в фундаментостроении показана далее по тексту на примере ленточного трамвайного пути (ЛТП).

Эффект граблей в фундаментостроении (далее ЭГ) – результат преобразования сдвоенными фундаментами (рычагами) вне центра сечения нагруженными вертикальной силой реакции и крена (наклона) их основания в горизонтальные силы и перемещения. Поэтому горизонтальные свойства ЭГ – копия механических свойств внецентренно нагружаемого основания.

Очевидно, что чисто упругое поведение зернистой среды возможно лишь при очень небольших ее перемещениях, сообщаемых внешним много кратным воздействием. Речь идет о долях милли-

метров, т.е. о величинах обычно не учитываемых в геотехнической практике [5]. Однако, подобные малые перемещения и есть необходимая и достаточная величина для проявления ЭГ по перемещениям. Гарантия в том, что нет абсолютно недеформируемых оснований, среди которых лучше подходит упругое основание: на нем ЭГ по перемещениям будет обеспечен и будет работать.

Параметры ЭГ по прочности характеризуются горизонтальными силами встречного взаимодействия сдвоенных тел (полушпал), которые проявляются через третье тело. Для третьего тела (рельс с вертикальными прокладками) равнодействующая сила – сила обжатия. ЭГ по горизонтальным перемещениям – перемещения верха полушпал. Расчетные значения ЭГ по перемещениям имеют горизонтальные W_T перемещения на уровне равнодействующей горизонтальных сил в верхней части рельсовой нити (РН) и на этом же уровне – ее числовое значение (сила $F_{об}$).

Методика исследований ЭГ состоит в использовании научно-технического направления в научно-исследовательской работе: установить неизвестные ранее определенные закономерности или свойства на основе решения технических задач при устройстве рельсовых путей. Полученные таким образом закономерности не смогут претендовать на окончательные положения по проблеме, но явятся основой для научных исследований по выработке теории Эффекта граблей, докажут полезность ЭГ.

Ленточный трамвайный путь строится с использованием специфики устройства трамвайных путей с ЭГ. Отличительная сторона ЭГ обусловлена возможностью автоматического скрепления рельса со шпалой за время эксплуатации и большом разбросе параметров грунтовых условий на трассе. Сдвоенные полушпалы (ПШ) на гибкой связи образуют шпалу – механизм (Ш-М) с возможными свойствами как тисками сжимать рельс на длине $2l'_o$ (длина $2l'_o$ – размер сжатой зоны основания и шейки рельса вдоль пути) в процессе наезда, либо отпускать его при откате. Сдвоенные ПШ с рельсом внутри образуют равной жесткости РН и под нагрузкой колеса (величиной от нуля к \max значения и наоборот) соответствующую необходимую силу для обжатия рельса. Крен ПШ с обжатием рельса образуется с частотой продольных и поперечных циклов равной частоте движения трамвая. А т.к. ПШ срабатывают как рычаги, преобразующие вертикальную нагрузку и перемещения в горизон-

тальные нагрузки и перемещения, то в блоке из двух ПШ они выполняют обжатие рельса силой $F_{об}$. Здесь верх рычага опирается на рельс через прокладку, низ на основание.

Две РН образуют трамвайный путь, состоящий из бесконечной длины лент, с названием ленточный трамвайный путь (ЛТП) (рис. 1). В поперечном сечении каждая из двух внецентренно нагруженная полшпала срабатывает аналогично сельхоз граблям, на которые наступают. Отсюда этот термин – Эффект граблей.

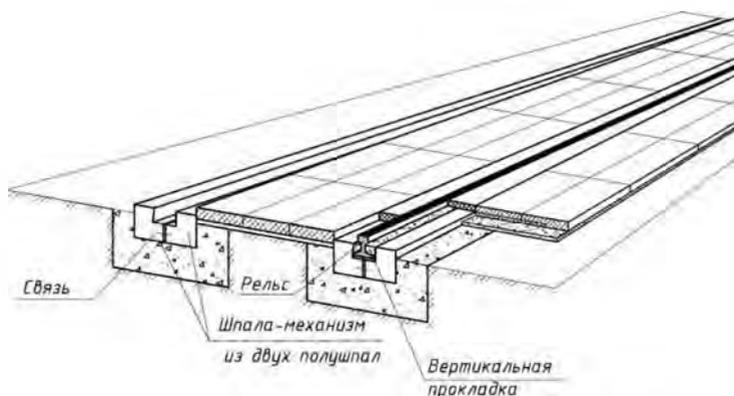


Рис. 1. Ленточный трамвайный путь

Стабильность проявления ЭГ гарантируют не только прочностные и деформационные характеристики основания рельсовой нити, но и усиливающие ее факторы. Так, по оси рельсовой нити в основании двух ПШ, где зазором определяется расстояние между ними, увеличению возможного крена к оси рельса и силы его обжатия способствует накладка их напряженно деформированных состояний и еще факторы всегда работающие:

1. Рельсовая нить в поперечном направлении под нагрузкой распределенной или сосредоточенной посередине ее работает как гибкий железобетонный фундамент.

2. К. Терцаги отметил, что посередине загруженной площади основание имеет большую осадку, чем участки по ее краям. Титов и Хромов [3] экспериментально установили: по оси рельсового пу-

ти с поперечным расположением шпал упругие осадки основания в 2–2,5 раза больше осадок основания по оси *рельса*.

3. Для уплотненного основания подходит рекомендация, которая следует из заключения Мелентьева Л.П. [4]. Он пишет, что сужение ширины нижней постели брусьев до 21 см недопустимо, т.к. в этом случае удельная осадка (мм на 1 млн т) увеличивается на 30 % по сравнению с осадкой при ширине 23 см, на 51% по сравнению с шириной 25 см и на 66 % с шириной 27 см. Следовательно, сужение постели ПШ до 22–24 см способствует увеличению их общих осадок, из которых сохранятся упругие деформации основания в случае многократного нагружения.

В ЛТП сила скрепления рельса со шпалой проявляется как функция динамической нагрузки от колеса вагона, и т.о. придаются нагрузке новые полезные функции: обеспечить плотный контакт рельса с ПШ в горизонтальном направлении [1]. Плотный контакт рельса с полушпалами формируется встречным смещением горизонтальных сил скрепления рельса со шпалой по мере исключения пластических деформаций при уплотнении основания, выборе щелей между шейкой рельса, вертикальными прокладками и Ш-М. Затем ПШ, преобразуя вертикальную нагрузку, зажмут рельс и тем сильнее, чем больше нагрузка на них. Такое жесткое скрепление передаст и перераспределит на железобетонную Ш-М, а та на балласт энергию колеблющегося рельса. При этом концевые участки Ш-М зависнут на рельсе в местах стыковки, а в местах стыка рельсов концы их получают надежную опору на железобетонной шпале- механизме, обеспечивая ровную поверхность качения колеса.

Практически установлено, что величина горизонтальной опрокидывающей рельс силы не превышает 20–25 % вертикальной нагрузки, поэтому $F_{об} \geq 0,25F$ для безопасной работы ленточного трамвайного пути, удержания трамвая, гашения шума. Здесь F – нагрузка от колеса вагона.

Пространственную устойчивость рельсовой нити (коэффициент устойчивости на опрокидывание рельса Р43 в Ш-М в любом состоянии ЛТП равен 3,26, а только рельса Р43 соответственно 1,63) и стабильность ширины колеи обеспечивают укладка рельса внутрь Ш-М с эксцентриситетом в сторону оси пути вместо монтажа рельса с наклоном, как на пути с рельсо-шпальной решеткой (РШР), свойства равно прочности и равно жесткости ЛТП.

Горизонтальная жесткость РН в 60–70 раз больше горизонтальной жесткости одиночного рельса на уровне его нейтрального слоя. Поэтому головка рельса в ЛТП имеет опору не только на колесную пару (изнутри ЛТП), но и на верхнюю часть Ш-М, что обеспечивает поперечную устойчивость его, рельсовых нитей и предупреждает развитие болтанки рельса и вагона.

В случае проникновения воды (толщина вертикально расположенного слоя не превысит доли миллиметра) между стенками шпаль-механизма, прокладками и шейкой рельса и ее замерзания, усилятся обжатие рельса (замерзание воды сопровождается увеличением объема) на большем расстоянии, но ненадолго, т.к. ледовое сцепление разрушится при движении трамвая.

Ремонтная служба периодически восстанавливает упругие свойства основания, основная причина их нарушения – загрязнение балласта. В конструкции ЛТП балласт накрыт от загрязнения сплошной рельсовой ниткой.

Шум. Усиленное гашение вибрации рельса (и шума от нее) в зоне приложения динамической нагрузки на ЛТП осуществляется демпфированием и звукоизоляцией его железобетонными полупшалами. В любой другой конструкции ТП энергия колеблющейся механической системы рельс – основание усиленно не гасится в горизонтальной плоскости, что сравнительно с ЛТП удлинит время и эффективность гашения.

Связанное с положением нагрузки изменение суммарной жесткости РН из отдельных слоев, сказывается на уменьшении шума т.к. каждый слой РН колеблется с разной амплитудой и потому препятствует с ним контактирующим слоям достигать резонанса.

Сравнительно с жесткостью рельса в трамвайном пути на РШР вертикальная жесткость рельсовой нити в ЛТП в 3–4 раза больше, но меньше в 12–15 раз излишней жесткости ТП на сплошной железобетонной плите. ЛТП – гибкая конструктивная схема и работает как балка на упругом основании, т.е. совместно с балластом гасит механические колебания рельса и шум. В ЛТП упругие прокладки под подошвой и по бокам рельса служат ему демпфером, а для Ш-М – амортизатором, т.к. смягчая удары, защищают ее.

Количественную оценку ЭГ разработаем на примере ЛТП. Базовый вариант ТП – это трамвайный путь на рельсошпальной решетке, его внедрение и всесторонние исследования осуществляются

с XIX века, поэтому с ним целесообразно сравнивать параметры и эффективность ЛТП. Вначале размер B ширины Ш-М можно получить путем ее сравнения с площадью подошвы применяемых на рельсошпальной решетке поперечно расположенных шпал. На РШР деревянная шпала длиной $l_{ш} = 2,7$ м шириной $b_{ш} = 0,20$ м при количестве 1680 штук на один километр пути имеет площадь подошвы $A_{п} = 1680 \cdot 2,7 \cdot 0,20 = 907,2 \text{ м}^2$, на один метр пути $A_{п1} = 0,907 \text{ м}^2$, и под одну рельсовую нить $A_{п1}/2 = 0,907/2 = 0,46 \text{ м}^2$. Это при ширине шпалы - механизма $B = 0,46$ м (рис. 2).

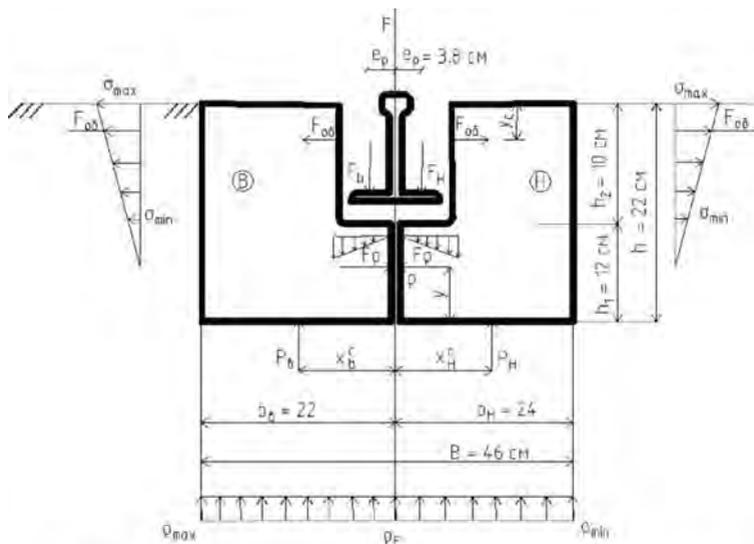


Рис. 2. Сечение Ш-М. Вариант для трамвайного пути. Расчетная схема

Если на ЛТП жесткость RH будет сравнима с жесткостью применяемых рельсов на РШР, тогда размеры сжатой зоны основания $2l'_o$ пути различной конструкции будут одинаковыми, их можно сравнивать. По мере удаления от колеса образуется волна прогибов БУО, возможно и вибрации, но сильно ослабленной не постоянством жесткости, а потому в расчетах принято допущение (в запас), что от нагрузки сжатие испытывает только первый участок волны $2l'_o$. Непостоянство жесткости обусловлено тем, что по мере приближения колеса – постепенное суммирование параметров включа-

емых слоев РН, а по мере удаления колеса – постепенное вычитание параметров выключаемых слоев РН. Расчетной принята конструкция РН под колесом с названием цельная. Отсюда второе допущение: вдоль Ш-М и полушпал распределение напряжений в балласте и основании от сосредоточенной нагрузки, которую создает колесо вагона, принимается обобщенно по треугольнику (вместо волнообразного). При определении длины $2l'_o$ использованы результаты натуральных испытаний аналогично нагруженного участка железной дороги: при нагрузке 105 кН на колесо ее сжатая полудлина $l'_o = 1,05\text{--}1,1$ м в обе стороны от контакта колеса с рельсом (опыт Смолина Ю.П.) [6]. Жесткость ж.д. рельса Р50 $EI_{50} = 2 \cdot 10^{11} \cdot 2011 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 = 4022 \cdot 10^3 \text{ Нм}^2 = 4,022 \cdot 10^6 \text{ Нм}^2 = EI_1$. Жесткость составной железобетонной рельсовой нити ЛТП с рельсом Р43 $E_{ш}I_{ш} = 11,55 \text{ МНм}^2 = EI_2$ или в 2,9 раза больше.

Обобщенно прогиб от сосредоточенной силы определяется по формуле $y_i = F_i l_i^3 / n_i E_i I_i$. А используя решение для общего случая длин консолей l_1 и l_2 балки по обе стороны от ее сечения, защемленного в зоне контакта приложения нагрузки от колеса на рельс, рассчитываем их соотношение как функцию жесткости участков этих длин.

$$\frac{F_1 \cdot l_1^3}{n \cdot E_1 \cdot I_1} = \frac{F_2 \cdot l_2^3}{n \cdot E_2 \cdot I_2}. \text{ Отсюда } l_2 = \sqrt[3]{\frac{F_1 \cdot E_2 \cdot I_2}{F_2 \cdot E_1 \cdot I_1}} \cdot l_1.$$

В решаемой задаче $y_i = 2 \text{ мм} = \text{const}$, $n = \text{const}$, $I_1 = I_2$, $F_1 = 105 \text{ кН}$, $F_2 = 70 \text{ кН}$. Из равенства прогибов $105 \cdot 10^3 \cdot l_1^3 / n \cdot 4,022 \cdot 10^6 = 70 \cdot 10^3 \cdot l_2^3 / n \cdot 11,55 \cdot 10^6$ получаем рабочую полудлину *сжатой зоны Ш-М* $l_2 = \sqrt[3]{4,31} \cdot l_1 = 1,62 \cdot l_1$. $l_1 = l'_o = l_2 = 1,62 \cdot 1,05 = 1,7 \text{ м}$. $2l'_o = 3,4 \text{ м}$.

Прямоугольной формы выбираем *поперечное сечение* РН. Толщину бетона под подошвой рельса принимаем исходя из толщины железобетонной шпалы, применяемой при устройстве пути на РШР. Ее толщина равна 11–16 см. Для закрепления рельса в железобетоне ПШ необходимо сверху между ними устроить канавку высотой 10 см. При этом высота Ш-М составит $h = 22\text{--}26 \text{ см}$. Стремимся также к тому, чтобы расход железобетона на устройстве ЛТП не был больше того, что идет на РШР, а это при $h = 22 \text{ см}$. Ширину ПШ делаем разной: внутренняя $b_{вн} = 22 \text{ см}$, наружная $b_{н} = 24 \text{ см}$

с целью обеспечить внецентренное нагружение основания Ш-М и, как вариант, принимаем размеры Ш-М под трамвайный путь, показанные на рис. 2.

Согласно принципу освобождаемости тел от связей, можно от распределенных по площади нагрузок перейти к сосредоточенным силам, что значительно удобнее и нагляднее для анализа сил, взаимодействующих по сечению рельсовой нити и для решения практических задач ЭГ (см. рис. 2) по прочности.

Расчет ЭГ по прочности (**расчет силы обжатия** $F_{об}$) просто сделать через условие прочности одной полушпалы. Например, наружной. Изгиб рельсовой нитки в поперечном направлении происходит под действием внешнего изгибающего момента $M_u^p = P_n \cdot (x_n^c - e_p)$. По условиям равновесия внешний момент уравнивается моментом, который создает сила обжатия $M_{об}^p = F_{об} \cdot h_o = F_{об} \cdot (h - y - y_c)$. Из формул моментов M_u^p и $M_{об}^p$ относительно горизонтальной связи ПШ (центр поворота) следует, что их величины зависят от геометрических параметров полушпал и их соотношений, а из их равенства получается формула расчета эффекта граблей по прочности $F_{об}$:

$F_{об} = P_n (x_n^c - e_p) / (h - y - y_c)$ (см. рис. 2). Можно представить продольную эпюру распределения контактных сжимающих напряжений в основании Ш-М по прямоугольнику ($0,5 l_0' * p_{max} * 2 = p_{max} * l_0'$). Тогда производится расчет краевого давления на балласт под Ш-М, как под жестким внецентренно нагруженным фундаментом, при $F = 70$ кН, $B = 0,46$ м, $e = 0,01$ м, $2 l_0' = 3,4$ м:

- наибольшего $p_{max} = -70 \cdot 10^3 / 3,4 - 0,46 \cdot 0,5 - 70 \cdot 10^3 \cdot 0,01 \cdot 6 / 3,4 \cdot 0,46^2 \times 0,5 = (-89514 - 11676)$ Па = $-0,101$ МПа < $-0,15$ МПа (по балласту).
- наименьшего $p_{min} = (-89514 + 11676)$ Па = $-0,078$ МПа. По приведенным данным равнодействующая реактивного давления на подошву наружной ПШ составила $P_n = 34,27$ кН < $F/2$.

Для наглядности в табл. 1 представлен пример числовых значений $F_{об}$, как функции, внецентренно приложенной нагрузки P_n на РН, ее геометрических размеров B и h , расположения горизонтальной связи y по высоте сечения.

Вывод – увеличение высоты Ш-М ведет к уменьшению силы обжатия, если $B, h = const$, а увеличение y – рост $F_{об}$.

Таблица 1

Значения $F_{об}$, рассчитанные применительно к участку РН
длинной l_0' равномерно нагруженному

P_H , кН	B , см	h , см	y , см	y_c , см	$F_{об}$, кН
34,27	46	22	3	4,41	19,94
			6	4,24	24,73
			9	3,96	32,18
		26	3	4,54	15,76
			6	4,44	18,69
			9	4,311	22,92

В целях выявления возможности сокращения вычислительной работы при решении задачи без осевой симметрии ($b_{вн} = 22$ см, наружная $b_n = 24$ см), произведен расчет $F_{об}$ по округленным числовым данным (осевая симметрия РН) на полушпалы $P_H = 0,5F = 35$ кН (вместо 34,27 кН), $x_n^c = 0,5b_n = 12$ см (12,29 см), e_p равен 33 % от ширины подошвы рельса ($11,4 \cdot 0,33 = 3,8$ см, т.е. совпадает по величине). В результате $F_{об} = \frac{70}{2} \cdot \frac{24 - 11,4 \cdot 0,33}{22 - 6 - 4,33} = 24,7$ кН, что практически соответствует табличному значению $F_{об} = 24,73$ кН и вывод о применимости расчета $F_{об}$ рельса в Ш-М прямоугольного сечения по округленным значениям входящих в нее параметров и осевой симметрии РН.

В расчетах на прочность сосредоточенная нагрузка через рельс на железобетонные поперечные шпалы длиной $l_{ш} / 2$ принята равной $F = 70$ кН (для трамвая с учетом коэффициента динамичности нагрузки $K_d = 1,4$), а β , l'_o , y_{max} определяются по формулам расчета БУО, используя гипотезу Фусса-Винклера $\beta = \sqrt[4]{K/4EI}$,

$$l_o = \pi/\beta, \quad l'_o = 0,75 \cdot l_o, \quad y_{max} = -F\beta/2K, \quad M_{max} = F/4\beta.$$

Следует отметить, что значение l'_o , рассчитанное по формуле на основе гипотезы Фусса-Винклера, несколько больше значения $l'_o = 1,7$ м, подсчитанного методом сравнения с учетом опытных

данных Смолина Ю.П. (в сторону увеличения надежности и подтверждения достоверности результатов для целей практики). Еще меньше наружная консоль шпалы рельсошпальной решетки, хотя с торца шпалы может начинаться откос насыпи.

Таблица 2

Результаты расчета рельсовой нити, как БУО, на нагрузку $F = 70$ кН по приведенным формулам и числам

Коэф. постели, К, МПа	Бетон С 25/30							
	БУО из Ш-М и рельса (средняя часть)				БУО из ШМ под стыком рельсов (без учета жесткости рельса)			
	$EJ \cdot 10^6$, Нм ²	u_{max} , мм	M_{max} , кНм	l'_0 , м	$EJ \cdot 10^6$, Нм ²	u_{max} , мм	M_{max} , кНм	$l'_{0,м}$
12	16,245	1,95	26,12	3,52	13,265	2,01	25,36	3,41
92	16,245	0,415	16,06	2,16	13,265	0,438	15,22	2,05
	Бетон С 12/15							
12	12,368	2,07	24,65	3,32	9,388	2,19	23,27	3,13
92	12,368	0,45	14,96	2,02	9,388	0,475	14,00	1,88

ЭГ зависит от свойств не только цельной РН, но и лент ее составляющих. Жесткости слоев и тем больше, чем больше различие в их величинах, влияют на перераспределение между слоями РН изгибающего момента M_{max} , прогибов u_{max} , длины $2l'_0$. С одной кривизной слоев ($1/p = \text{const}$) в зоне скрепления рельса со шпалой работает составная рельсовая нить из рельса и Ш-М, поэтому соотношение параметров между слоями РН можно регулировать по формуле $M/EI = M_p/E_p I_p = M_{ш}/E_{ш} I_{ш} = 1/p = \text{const}$. Например, под нагрузкой образующийся изгибающий РН момент перераспределяется между рельсом и Ш-М, а так как Ш-М имеет большую жесткость, соответственно воспримет большую, чем рельс, часть общего момента. Аналогично Ш-М и балласт. В ЛТП уменьшается роль рельса по вопросам прочности и жесткости РН, следовательно, массу рельса можно уменьшить

и экономить металл. Происходит автоматическое перераспределение величины силы механических колебаний между рельсом и Ш-М, а Ш-М – с балластом. Возрастает роль балласта в процессе гашения шума.

Эффект граблей по перемещениям (поперечное направление) служит для того, чтобы не произошло преобразование равнодействующей $F_{об}$ горизонтальных сил при многократной загрузке рельсовой нити подвижной переменной динамической вертикальной силой в неподвижную силу F_r (реакция опоры), как на абсолютно жестком недеформируемом основании. Если не будет ЭГ по деформациям – не будет обжатия рельса и, т.к. рельс испытывает прогиб в одном месте и одновременно выгиб в другом, тогда его вибрацию, возникающую при прохождении вагона и шум от нее, не удастся погасить. Рельсовая нить расшатается: дестабилизируется ширина колеи, усилится болтанка вагона и шум (пример, состояние ТП с вклеенным рельсом на ул. Я.Коласа в Минске). По данным табл. 2 можно заключить, что по мере уплотнения балласта и грунта в процессе эксплуатации пути произойдет разгрузка составной балки, уменьшение длины l'_0 вертикальных прогибов y_{max} и также зависящих от них горизонтальных перемещений W_r полушпал.

Возможные перемещения W_r в горизонтальном направлении на уровне равнодействующей сил обжатия $F_{об}$ можно определить по правилу рычага как функцию прогиба y_{max} .

Например. Если $h = 220$ мм, $y = 60$ мм, $y_c = 43$ мм, а упругая осадка $y_{max} = 0,45$ мм (табл. 2), тогда из условия пропорциональности:

$$\frac{W_r}{h - y_0 - y} = \frac{y_{max}}{y} \Rightarrow W_r = 0,88 \text{ мм.}$$

Но перемещения совместно работающих П-Ш ограничены величиной упругих деформаций тонких вертикальных боковых прокладок $\delta_{пр} = 0,01$ м с модулем $E_{пр}$ между рельсом и внутренними гранями Ш-М на расчетном участке длиной l'_0 высотой h_2 , сжимаемых силой $F_{об}$

$$\Delta = \frac{F_{об} \delta_{np}}{E_{np} h_2 l_0'} = \frac{24,73 \cdot 10^3 \cdot 0,01}{0,8 \cdot 10^9 \cdot 0,1 \cdot 1,7} = 1,82 \cdot 10^{-6} \text{ м} = 1,82 \cdot 10^{-3} \text{ мм} \ll 0,88 \text{ мм}.$$

При этом минимальная необходимая упругая осадка S_B по вертикали шпалы-механизма по правилу рычага составит часть Δ (обратная задача).

$$S_B = \frac{1,82 \cdot 10^{-6}}{1,39} = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ м} = 1,31 \cdot 10^{-3} \text{ мм} \ll 0,45 \text{ мм}.$$

В формуле число 1,39 получено делением P_n на $F_{об}$ при $y = 6$ см. Рассчитанная (табл. 2) осадка РН $S_B = Y_{max} = 0,45$ мм, что в 343 раза превышает необходимую для развития ЭГ по перемещениям, а потому с большой гарантией, перекрывая некоторую ориентировочность числовых расчетов, эффект граблей будет работать.

И, т.к. резервные возможности ПШ по горизонтальным перемещениям значительно превышают не только начальные упругие деформации прокладок, но и возможные в процессе длительной эксплуатации их упруго пластические деформации, поэтому полушпалы будут зажимать рельс силой $F_{об}$, обеспечат целостность рельсовой нити и совместную работу всех ее элементов, в том числе крен П-М и горизонтальные перемещения головки рельса.

Заключение

1. Для решения накопившихся противоречий между экологией и практической транспортной потребностью города в дешевом, надежном и бесшумном трамвае следует использовать Эффект граблей. Ленточный трамвайный путь с Эффектом граблей - гарантия не только существования ЭГ, но простоты его разработки для практического применения. Упругие деформации автоматически проявятся на упруго деформируемом основании при решении таких задач как автоматическое регулирование ширины колеи, автоматическое скрепление рельса со шпалой — механизмом, автоматическое гашение вибрации и шума.

2. $F_{об} = P_n (x_n^c - e_p) / (h - y - y_d)$, т.е. выявлена пропорциональная зависимость Эффекта граблей по прочности от величины внецентренно приложенной нагрузки (на любой из сдвоенных фундаментах), разности эксцентриситетов этой нагрузки и равнодействующей реактивного давления по горизонтали и обратно пропорциональной зависимости от расстояния по вертикали между вектором

$F_{об}$ и положением связи сдвоенных полушпал, образующих Ш-М. Она открывает возможности для оптимизации размеров и технологии устройства ленточного трамвайного пути.

3. ЭГ по перемещениям, направлению наклона полушпал и рельсовой нити создаются (т. к. нет абсолютно жестких материалов) внецентренным нагружением, а величина их работы в упругой стадии это гарантия постоянства необходимой величины перемещений, автоматически сопутствующей ЭГ по прочности и не нуждается в расчете.

4. Для гашения разного уровня шума, передаваемого рельсом, нужно регулировать величину силы $F_{об}$ его обжатия, меняя значения u , либо ширину шпалы-механизма, либо ее вес.

5. Преимущества технологии ЛТП позволяют стоимость его строительства снизить до двух раз сравнительно со стоимостью ТП на рельсошпальной решетке за счет экономии рельсовой стали и крепежных деталей. Автоматическое регулирование силы скрепления рельса со шпалой-механизмом исключает расходы на его обслуживание. Можно уменьшить сроки строительства километра пути до одной-двух недель в результате поточной механизации одними механизмами однотипных лент его конструктивных элементов (тип конвейера).

Литература

1. Патент Республики Беларусь № 3262 от 23.11.99 и патент Российской Федерации № 2177061 от 20.12.01.

2. Суходоев, В.Н. О надежности и долговечности ленточного трамвайного пути / В.Н. Суходоев // Перспектива развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: междунар. сб. науч. тр. – Гомель : УО «БелГУТ», 2005. – С. 120–122.

3. Титов, В.П. Прибор для измерения упругих осадок земляного полотна при проходе транспорта. / В.П. Титов, В.И. Хромов // Труды к VI Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментамостроению. – М : СИ, 1973. – 205 с.

4. Мелентьев, Л.П. Об оптимальном соотношении механических свойств элементов верхнего строения пути / Л.П. Мелентьев / Совершенствование конструкций пути и стрелочных переводов //

Труды ЦНИИ МПС. – М. : Транспорт, 1973. – Вып. 501. – С. 31–35.

5. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск: Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.

6. Смолин, Ю.П. Напряжения в земляном полотне от поездной нагрузки / Ю.П. Смолин // Известия вузов. Строительство. – 1997. – №7. – С. 98–101.

7. Суходоев, В.Н. Ленточный путь избавления от грохота / В.Н. Суходоев // Ахова працы. – Минск. – 2001. – №6. – С. 28–29.

8. Суходоев, В.Н. О прочности скрепления рельса со шпалой механизмом в ленточном трамвайном пути / В.Н. Суходоев // Инновационные технологии в строительстве автомобильных дорог, мостов и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: Материалы 6-й Междунар. науч.-техн. конф. – Минск : БНТУ, 2008. – С. 356–367.

УДК 624.131.522

ДЕФОРМАЦИИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ КОРОТКИХ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Суходоев Ю.Ф.

*Одесская государственная академия
строительства и архитектуры,
г. Одесса, Украина*

Представлены результаты натурных статических испытаний коротких забивных свай в намытом слое песка, подстилаемым лессом, с последующим вскрытием основания и замерами по-слойных деформаций. Полученные данные позволили возвести 5-ти этажное административное здание между существующими жилыми домами.

There have been submitted the results of field statical tests of short displacement piles in hydraulic fill layer of sand underlain by loess, followed by base opening and measurement of layered strain. The obtained data was sufficient to allow construction of a five-storied office building among apartment buildings already in place.

Административное здание по ул. Артиллерийской, 1, г. Одессе высотой в 5 этажей с техническим чердачным помещением и подвалом с ломанной формой в плане, позволяющей ему вписаться между уже существующими жилыми домами. Одна часть здания имеет размеры 13,4 × 33,2 м, а другая – 16,2 × 19,4 м.

Проектом были предусмотрены фундаменты на буронабивных сваях длиной 13 м с уширенной пятой.

Геологическое строение площадки следующие:
 ИГЭ-1 – почвенно-растительный слой. Толщина 0,8 м;
 ИГЭ-2 – лессовидный суглинок. Толщина 2,0 м;
 ИГЭ-3 – лесс. Толщина 5,0 м;
 ИГЭ-4 – лессовидный суглинок. Толщина 4,8 м;
 ИГЭ-5 – лесс. Толщина 1,7 м;
 ИГЭ-6 – суглинок светло-коричневый. Толщина 5,0 м;
 ИГЭ-7 – глина красно-бурая. Толщина 6,7 м.
 Возраст пород четвертичный.

Уровень грунтовых вод расположен на глубине 3,5 м от дневной поверхности. Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 1.

Таблица 1

№ п/п	Наименование показателей	Условные обозначения	Ед. изм.	Глубина отбора образцов ниже подошвы ростверка, м				
				0,00	-1,50	-5,50	-7,60	-9,50
1	Природная влажность	W		0,27	0,24	0,21	0,22	0,26
2	Влажность на границе текучести	W_L		0,27	0,26	0,31	0,35	0,30
3	Влажность на границе раскатывания	W_p		0,18	0,20	0,18	0,18	0,18
4	Показатель текучести	I_L		1,0	0,67	0,23	0,24	0,67
5	Коэффициент водонасыщения	S_r		0,78	0,93	0,95	0,95	0,96
6	Плотность частиц грунта	ρ_s	т/м ³	2,66	2,67	2,68	2,69	2,67
7	Плотность грунта	ρ	т/м ³	1,77	1,96	2,03	2,03	1,94
8	Коэффициент пористости	e		0,92	0,69	0,59	0,62	0,73
9	Угол внутреннего трения	φ	град.	–	17	20	19	16
10	Сцепление	c	кПа	–	0,08	0,29	0,36	0,06
11	Модуль деформации при давлении 0,2 МПа*	E	МПа	$\frac{6,0}{4,5}$	6,0	12,0	9,5	9,5
12	Относительная просадочность	ε_{SL}		0,054	0,01	0,03	0,003	0,01

*В числителе – при естественной влажности, в знаменателе – в водонасыщенном состоянии.

По результатам статических испытаний опытного свайного фундамента СФ-3 из девяти пирамидальных свай длиной 2,0 м и площадью ростверка $11,0 \text{ м}^2$ в пятне здания с замером послойных деформаций основания был разработан проект фундаментов на коротких забивных сваях длиной 2,0 м, размером в голове $0,6 \times 0,6 \text{ м}$ и в подошве $0,1 \times 0,1 \text{ м}$ [1, 3].

Сваи забивались в грунт сваебойным агрегатом с весом ударного молота 30 кН. Однако, в местах примыкания рассматриваемого здания к уже существующим с двух сторон жилых домов подобный метод устройства свайных фундаментов не применим. В этих условиях была предложена следующая технология.

Пирамидальные сваи не забивались в грунт, а подвешивались в траншеях и замывались послойно песком с уплотнением. При этом осуществлялся контроль плотности намываемого песка. Плотность песка составила $1,60 \dots 1,62 \text{ т/м}^3$. Чтобы исключить просадочные явления намыв песка осуществлялся захватками.

Для экспериментального обоснования применимости данного способа на опытном полигоне в слое песка (ИГЭ-3) были проведены статические испытания одиночных пирамидальных свай длиной 1,5 м. Две с низким ростверком и две – с высоким. Соответственно, толщина слоя песка в одном случае равнялась длине сваи, а в другом – 2 м.

Для замера деформаций в слое песка применялись плоские фиксаторы деформаций размером $15 \times 40 \text{ мм}$ и толщиной 4 мм, устанавливаемые послойно в процессе намыва песка. Каждый ряд фиксаторов покрывался слоем глиняной пасты, чтобы исключить их выпадение при вскрытии основания.

Основание замачивалось за 5...7 суток до начала испытаний и продолжалось непрерывно до полной разгрузки опытных свай.

Вскрытие основания и замер остаточных деформаций проводились в зимних условиях, когда замерзшая в порах вода, создавая цементирующий эффект, повышала устойчивость вертикальной стенки слоя песка.

В плоскости замера деформаций отбирались образцы грунта для определения плотности.

По результатам замеров перемещений фиксаторов были определены границы зон остаточных деформаций (рис. 1).

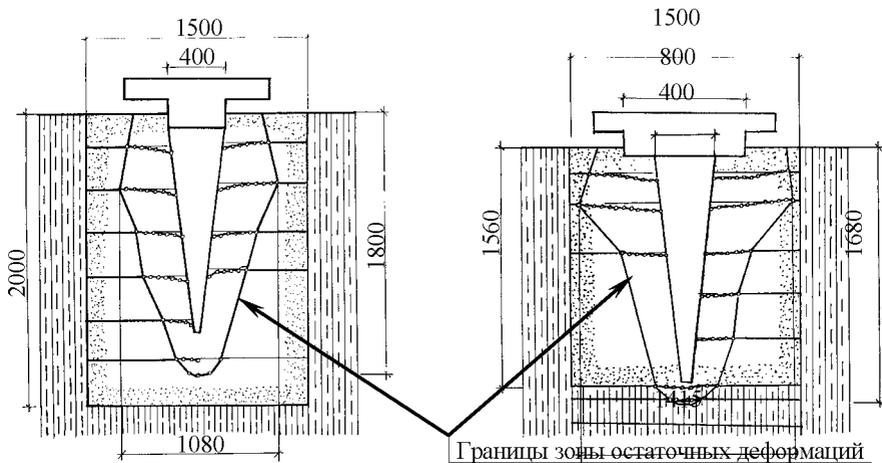


Рис. 1. Результаты испытаний одиночной сваи С-7 с высоким ростверком и одиночной сваи С-8 с низким ростверком

Применение песчаных подушек позволяет ограничить развитие деформаций в наиболее напряженной зоне под подошвой фундаментов. Песчаные подушки исключают развитие деформаций в подстилающем слое лесса при соблюдении следующих условий:

1. Давление по подошве песчаной подушки не должно превышать структурную прочность подстилающего грунта.
2. Плотность сухого грунта песчаной подушки должна быть не менее $1,60 \text{ т/м}^3$.

Значение структурной прочности принимается равным напряжению на нижней границе зоны необратимых деформаций. Оно равно сумме напряжений от давления, передаваемого фундаментом, и собственного веса грунта в пределах зоны деформации.

С повышением влажности значение структурной прочности лессовых грунтов снижается. В водонасыщенных грунтах ее значение равно начальному просадочному давлению. При снижении структурной прочности увеличиваются размеры объема зоны деформации.

Структурная прочность лесса ниже подошвы подушки на участке испытаний – $70...75 \text{ кПа}$. От напряжений по подошве песчаной подушки, превышающих структурную прочность (начальное просадочное давление), развиваются деформации в подстилающем лессе.

При меньших напряжениях деформаций ниже подошвы подушки не зафиксировано [2].

Результаты статических испытаний показали, что низкий ростерк значительно повышает несущую способность свай (рис. 2), а песчаная подушка, созданная намывом, исключает влияние возводимых фундаментов на расположенные рядом здания (рис. 3).

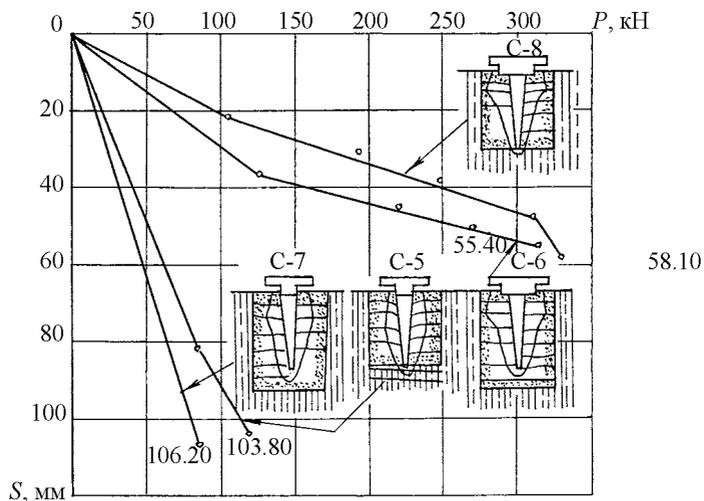


Рис. 2. Графики $P = f(S)$



Рис. 3. Административное здание в г. Одессе по ул. Артиллерийской, 1

Выводы

1. Выполненные исследования показали, что в процессе осадки свай деформации, возникающие в слое песка, остаются в пределах намытого слоя.

2. За время эксплуатации здания, возведенного на фундаментах из коротких пирамидальных свай в намытом слое песка, с 1972 года по настоящее время деформаций в расположенных рядом с ним жилых домах не зафиксировано.

Литература

1. Экспериментальные исследования формирования объема зоны деформации в основании фундаментов из пирамидальных свай / В.Н. Голубков [и др.] // Основания и фундаменты. – Киев : Будівельник. – 1976. – Вып. 9. – С. 25–30.

2. Тугаенко, Ю.Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса : Астропринт, 2003. – С. 118–121.

3. Тугаенко, Ю.Ф. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай, свайных фундаментов / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса : Астропринт, 2008. – 216 с.

УДК 624. 023.943:624.159.9

**УСИЛЕНИЕ СЛАБЫХ ГРУНТОВ
ВЕРТИКАЛЬНЫМИ АРМИРУЮЩИМИ
ЭЛЕМЕНТАМИ ИЗ СУХОЙ БЕТОННОЙ СМЕСИ**

Тронда Т.В., Саадун Сура

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь*

В статье приведены результаты натурных исследований оснований, закрепленных вертикальными армирующими элементами из сухой бетонной смеси, выполненных на строительных площадках в г. Минске и г.п. Колодищи. Проведен анализ изменения модуля деформации для песков и суглинков в зависимости от типа армирующего элемента. Установлено, что применение вертикального армирования из сухой бетонной смеси позволяет значительно улучшить прочностные и деформационные свойства слабых грунтов.

The results of field investigations of bases with dry concrete mix vertical reinforcing elements carried out on construction sites in the city Minsk and the borough Kolodishchi are described in the paper. The analysis of the change in the deformation modulus for sand and loam depending on the type of reinforcing elements is presented. How it was established the application of dry concrete mix vertical reinforcement can significantly improve the strength and deformation properties of soft soils.

Часто под строительство отводятся территории с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями, когда у поверхности

залегают большие толщи слабых водонасыщенных грунтов. При мощности таких грунтов более 20 м устройство свайных фундаментов малоэффективно в связи с повышенной трудоемкостью и стоимостью работ. Более экономичным решением в данных условиях является применение геомассива – закрепления слабых грунтов вертикальными армирующими элементами (ВАЭ) из сухой бетонной смеси (рис. 1).

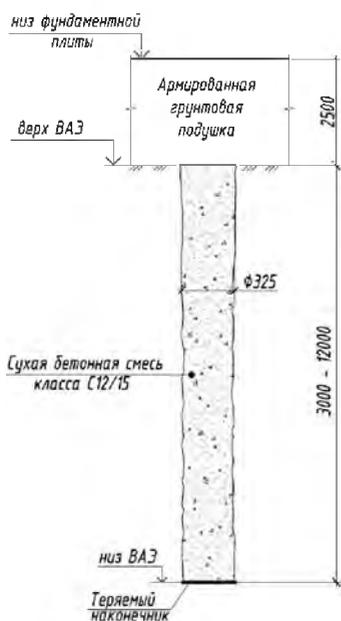


Рис. 1. Вертикальный армирующий элемент

Согласно [1, 2] расчет геомассива ведется исходя из среднего значения модуля деформации грунта и армирующих элементов, приведенных к площади, однако без учета уплотнения грунта. Также рассматривается расчет геомассивов только из армирующих элементов в виде песчано-гравийных и щебеночных свай и не рассматриваются геомассивы в виде свай из сухой бетонной смеси.

Сухая бетонная смесь позволяет дренировать окружающий водонасыщенный глинистый грунт, улучшая его прочностные и деформационные характеристики, обеспечивает ускорение консо-

лидации окружающих грунтов и улучшает качество их уплотнения при погружении последующих ВАЭ.

Инженерно-геологические условия при строительстве многофункционального комплекса «Вивальди» в м-не Уручье в г. Минске относятся к сложным. Осложняющими факторами при устройстве фундаментов является наличие у поверхности насыпных грунтов, а ниже подошвы фундаментной плиты залегают слабые глинистые грунты с органическими включениями, мергель, мел и заторфованные грунты общей мощностью до 26.8 м.

При проектировании в качестве основного варианта фундамента был принят геомассив. При строительстве 1-го и 2-го пускового комплекса применялись цилиндрические армирующие элементы. При строительстве 3-го пускового комплекса в связи с более сложными геологическими условиями цилиндрические элементы частично были заменены на конические (рис. 2).

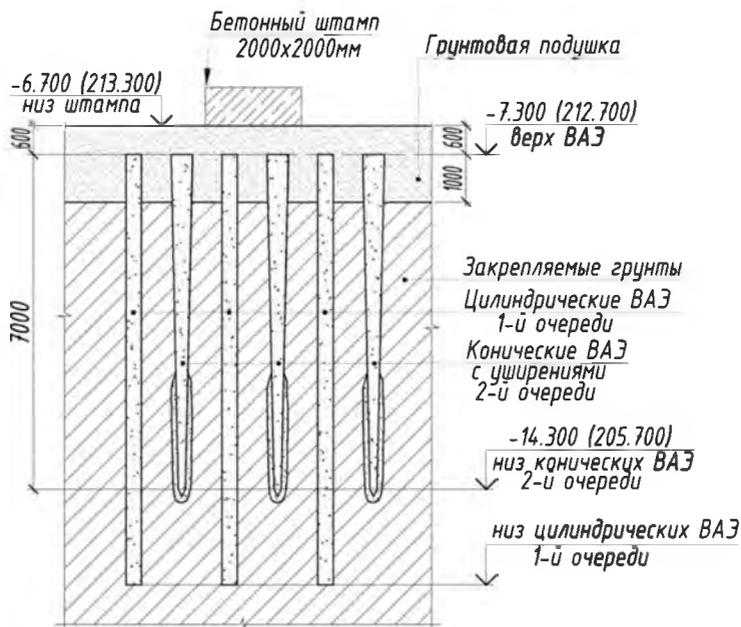


Рис. 2. Опытный фрагмент геомассива с цилиндрическими и коническими вертикальными армирующими элементами («Вивальди» г. Минск)

С целью проверки и принятия в эксплуатацию такого основания была проведена серия натуральных испытаний. Наиболее характерные результаты статического зондирования и штамповых испытаний приведены на рис. 3-6.

По результатам статического зондирования на месте 1-го и 2-го пусковых комплексов рассчитанные согласно [3] модули деформации слабых грунтов после устройства геомассива увеличились в 2,5 раза и составили в среднем около 20 МПа. После устройства песчаной подушки было выполнено повторное зондирование грунтов. Конус зонда не удалось погрузить более чем на 2 м от уровня оголовков ВАЭ.

Согласно результатам 4- штамповых испытаний фрагментов геомассивов 1-го и 2-го пусковых комплексов модуль деформации основания в среднем увеличился с $E = 8$ МПа до $E = 54$ МПа, т.е. в 6,75 раз.

По результатам статического зондирования грунтов в 10 точках до и после устройства геомассива на месте 3-го пускового комплекса определено увеличение прочностных и деформационных характеристик для каждого инженерно-геологического элемента на строительной площадке.

Расчеты показали, что сопротивление под наконечником зонда q_c , МПа возрастало по всей глубине межсвайного пространства как в песчаных, так и в глинистых грунтах:

- слабые суглинки – в 1,78 раза,
- суглинок средней прочности – в 2,2 раза,
- суглинок с примесью органических веществ – в 1,73 раза,
- суглинок и супесь прочные – в 1,28 раза,
- пески средние средней прочности – в 3,26 раза,
- мергель, мел, заторфованный грунт – в 1,06 раза.

Среднее значение модуля деформации E , МПа, рассчитанного по результатам статического зондирования согласно [3], в пределах длины элементов до их устройства было 17,9 МПа, после устройства составило 32,9 МПа, что приблизительно равно среднему значению модуля деформации, полученного в результате двух штамповых испытаний и равного $E = 37,4$ МПа. Таким образом, устройство геомассива из цилиндрических и конических ВАЭ и грунтовой подушки позволило увеличить модуль деформации основания в 2 раза.

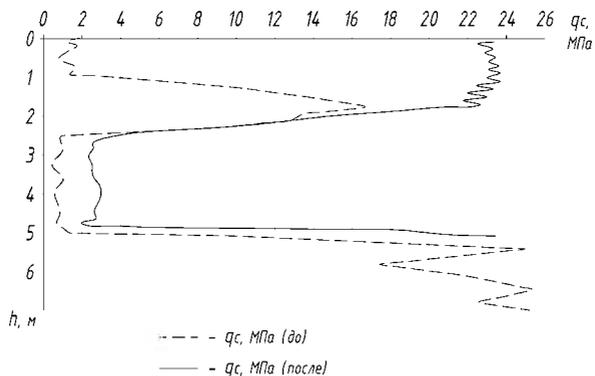


Рис. 3. Графики статического зондирования до и после устройства геомассива из цилиндрических армирующих элементов («Вивальди» г. Минск)

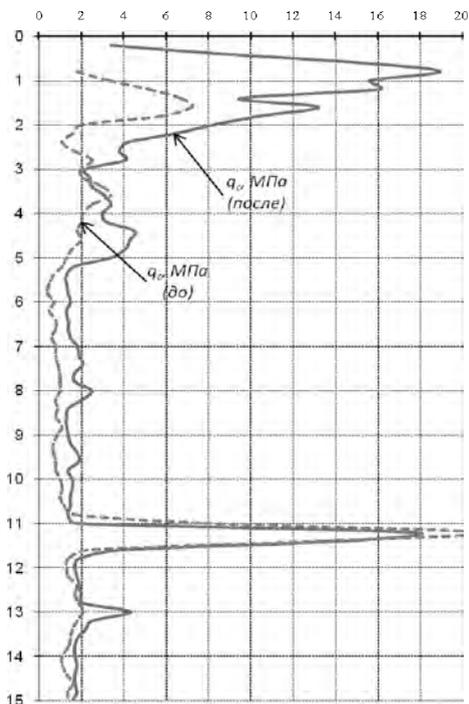
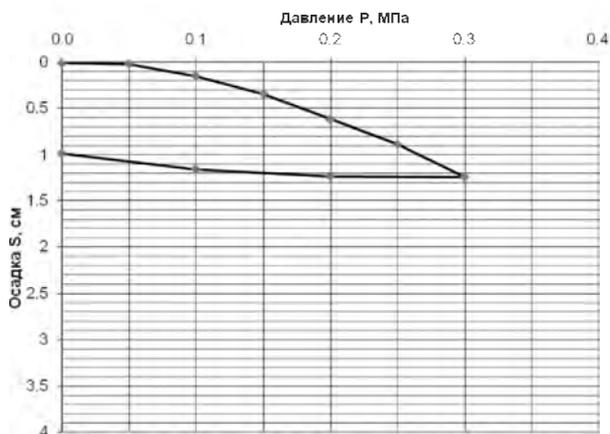


Рис. 4. Графики статического зондирования до и после устройства геомассива из цилиндрических и конических армирующих элементов («Вивальди» г. Минск)



№ исп.	Дач	г. образца, мм	Наименование грунта	Площадь штампа, см ²	Осадка фрагмента фундаментной плиты S (см) при давлении F (МПа)											Модуль деформации E, МПа			
					0.0	0.050	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.250	0.150	0.050	0.000	получен по графику	принят в отчете	исходально
1	1г-2с	0.0	геомассив	40 000	0	0.135	0.276	0.404	0.538	0.601	0.825	0.979	0.948	0.876	0.253	0.811	56	30	8

Рис. 5. Штамповые испытания фрагмента геомассива из цилиндрических армирующих элементов («Вивальди» г. Минск)



№ № исп.	Оси	Наименование грунта	Площадь штампа, см ²	Осадка штампа S (см), при давлении P, (МПа)							Модуль деформации, МПа
				0.0	0.10	0.20	0.30	0.20	0.10	0.00	
1	5с-6с	геомассив	40000	0.01	0.15	0.62	1.24	1.24	1.16	0.98	40.1

Рис. 6. Штамповые испытания фрагмента геомассива из цилиндрических и конических армирующих элементов («Вивальди» г. Минск)

Инженерно-геологические условия при строительстве жилого дома в г.п. Колодищи также относятся к сложным. Под подошвами проектируемых фундаментов толща слабых лессовидных суглинков с модулями деформации $4,2 \text{ МПа}$ распространяется на глубину до $8,5 \text{ м}$. Ниже залегает прослойка песка средней прочности, а под ней глинистые грунты с органическими включениями и торфы, подстилаемые на глубине $12,5-16,7 \text{ м}$ песками средней прочности.

Из-за сложных инженерно-геологических условий было принято решение об усилении слабых грунтов также с использованием геомассива из цилиндрических ВАЭ и грунтовой подушки.

Наиболее характерные результаты статического зондирования и штамповых испытаний приведены на рис. 7 и 8.

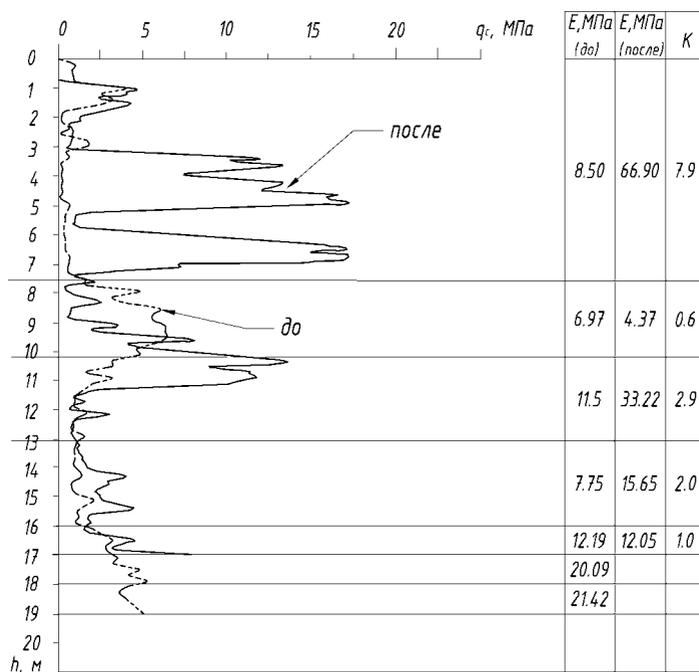


Рис. 7. Графики статического зондирования до и после устройства геомассива из цилиндрических армирующих элементов (г.п. Колодищи)

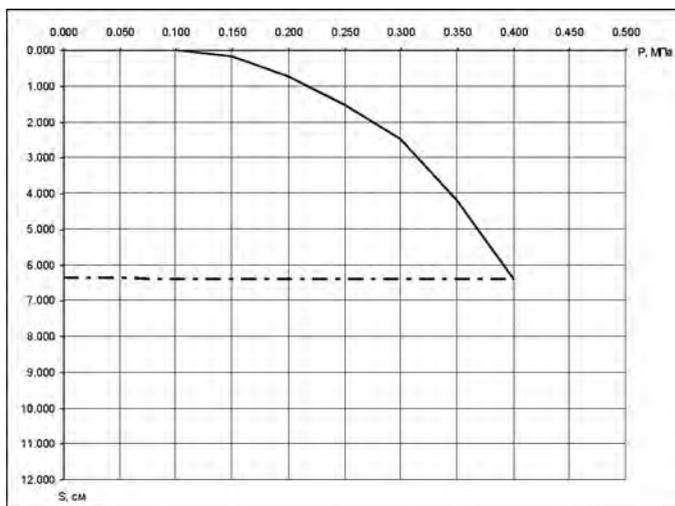


Рис. 8. Штамповые испытания фрагмента геомассива из цилиндрических армирующих элементов (г.п. Колодищи)

Расчеты по результатам статического зондирования грунтов в 10 точках до и после устройства геомассива показали, что сопротивление под наконечником зонда q_v , МПа возрастало также по всей глубине межсвайного пространства в разных грунтах:

- слабые суглинки – в 3,84 раза,
- суглинок средней прочности – в 1,27 раза,
- суглинок с растительными остатками – в 1,94 раза,
- супесь средней прочности – в 1,91 раза,
- пески средние средней прочности – в 1,4 раза,
- заторфованный грунт – в 1,22 раза,
- торф – в 1,11 раза.

Среднее значение модуля деформации E , МПа, рассчитанного по результатам статического зондирования, в пределах длины элементов до их устройства было 10,3 МПа, после устройства составило 36,1 МПа, что приблизительно равно среднему значению модуля деформации, полученного в результате трех штамповых испытаний и равного $E = 40$ МПа. Таким образом, устройство геомассива из цилиндрических ВАЭ и грунтовой подушки позволило увеличить модуль деформации основания в 3,7 раз.

На основании всех полученных данных был проведен анализ изменения модуля деформации для песков и суглинков в зависимости от типа армирующего элемента (таблица).

Значения модуля деформации E , МПа
до и после устройства ВАЭ

Тип ВАЭ	Пески средние средней прочности			Суглинки средней прочности		
	До	После	k	До	После	k
Цилиндрические	21,7	30,6	1,4	12,7	16,2	1,3
Цилиндрические и конические	17,8	58,0	3,3	16,6	36,6	2,2

Таким образом, при устройстве вертикальных армирующих элементов из сухой бетонной смеси можно добиться значительного усиления окружающих грунтов:

- в песках средней прочности – в 2,4 раза,
- в суглинках средней прочности – в 1,8 раза.

Необходимы дальнейшие экспериментальные исследования усиления грунтов элементами из сухой бетонной смеси с целью разработки уточненных методов расчета, что также позволит значительно сократить стоимость строительства.

Литература

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 05.01.2012. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 102 с.
2. Проектирование и устройство техногенных геомассивов из песчано-гравийных и щебеночных свай : П6-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 28.12.2000. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2002. – 33 с.
3. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения : ТКП 45-5.01-15-2005. – Введ. 01.07.2006. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2005. – 28 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 624.131

**ПРОФИЛАКТИЧЕСКИЕ МЕРЫ САНИРОВАНИЯ
НА ОПОЛЗНЕВОЙ ТЕРРИТОРИИ**

Турчек Петр, Сулёвска Моника

*Кафедра геотехники, Словацкий технический университет,
г. Братислава, Словакия*

Геологические условия на севере Словакии являются сложными для размещения автомагистрали. Протяженная территория с геологической точки зрения классифицируется как флишевая зона. Скальное основание сложено в основном окаменелой глиной, которая сменяется песчаниками. На поверхности расположены скальные породы, интенсивно выветрившиеся и частично покрытые мелкозернистыми грунтами (главным образом глиной). В естественном положении было выявлено много оползней. Проектирование выемок и насыпей для автомагистрали сопровождалось серьезными геотехническими мерами предосторожности (например, глубокое дренирование с помощью горизонтального дренажа, подпорные и шпунтовые стены, закрепление, армирование насыпей с помощью геосинтетики, улучшения свойств подстилающих грунтов и т.д.).

The geological conditions in the North Slovakia for locate of the highway are very difficult. The spread area is from the geological point of view classified as a flysh zone. The rock subgrade is created mostly by claystones which are changed by sandstones. Near the surface are rock materials intensively weathered and overlapped by fine grained soils (mostly by clay). In natural situation were detected a lot of landslides. Design of cuttings and embankments of the highway were supported by serious geotechnical pre-

cautions (e.g. deep dewatering using horizontal drainage, retaining structures, pile walls, anchoring, reinforcement of embankments by geosynthetics, improving the soil properties in subsoil etc.).

Введение

Словакия является транзитной страной в направлении север – юг. Для улучшения пропускной способности грузового автомобильного транспорта необходимо выстроить шоссейное сообщение с Польшей. В северной области Словакии во флишевой полосе встечаются многочисленные оползни. Обводненные территории создают потенциальную опасность при размещении дорожного полотна. Для снижения риска активации деформаций откосов нужно было обстоятельно анализировать природные условия на трассе подготавливаемого шоссе и запроектировать надлежащие профилактические оздоровительные меры. Все проектируемые меры были обоснованы расчетами устойчивости.

1. Геологические условия местности

В инженерно-геологическом отношении территория представлена палеогеновыми породами флишевых отложений, которые перекрыты четвертичными покровными формациями. Геологические условия территории были подробно оценены в работах Панека и др. (1998, 2001), Затурецкого (2006).

Флишевые формации имеют неправильное чередование глинистых сланцев и песчаников с выразительным преобладанием глинистых сланцев. Важнейшие залежи песчаников мощностью от 2 до 6 м исследуемой территории были встречены на начальном участке трассы шоссе. На свойства флишевых слоев влияют прежде всего условия расположения слоев, тектонические нарушения и степень выветривания. В некоторых местах палеогеновые породы выходят на поверхность с очень неблагоприятным наклоном – в направлении откоса. С учетом степени выветривания и тектонических нарушений пород были вычленены такие их зоны:

- полностью выветрелые,
- тектонически нарушенные,
- сильно и слабо выветрелые,
- от выветрелых до ненарушенных.

Четвертичные покровные формирования на интересующей территории достигают мощности от 0,1 до 2,5 м и представлены комплексом делювиальных седиментов. Они преимущественно имеют характер каменно-глинистых (CG) и глино-каменных (GC), менее характер глин (CH). Свойства четвертичных делювиальных седиментов зависят от содержания обломков (от 10 до 75 %) и характера заполнения. Вычлененный оползневый делювий достигает мощности 2,8 м с преобладанием глин от твердой до мягкой консистенции и весьма неоднороден.

Смещениями откосов нарушены и дочетвертичные палеогеновые породы. Такие нарушенные породы достигают переменных глубин: от 1,2 м до 16,0 м.

Режим подземных вод зависит от интенсивности и длительности дождей или таяния снега. На застрагиваемой территории поверхностный сток преобладает над подземным, поэтому лишь меньшая часть водных осадков инфильтрует в грунтовую среду. Поэтому требуется уделять особое внимание поверхностному водоотливу на всей территории, а не только непосредственно вдоль шоссе.

Уровень подземной воды находится в выветрелой зоне, преимущественно в песчаниках, менее в глинистых сланцах. Источники находятся в основном на оползневых территориях и приурочены к смещаемым поверхностям. Кроме оползневых территорий встречаются осыпи и слоистые толщи. Меньшие накопления подземных вод приурочены к депрессиям и пологим склонам с большим покровом откосных осыпей. Глинистые и суглинистые покровы мало проницаемы и непроницаемы.

2. Анализ устойчивости откосов

На всей 12-километровой длине трассы будущей автомагистрали были постоены через каждые 25 м поперечные разрезы. Для типичных мест выполнены контрольные расчеты устойчивости откосов. Такие профили были засвидетельствованы фирмами INGEO и GEOSTATIK из г. Жилино и кафедрой геотехники СФ СТУ. При этом была использована расчетная программа GEO 5 фирмы FINE. В расчетах устойчивости по разрезам в качестве граничных условий вводились пиковые значения углов внутреннего трения и сцепления, которые по соображения длительности атмосферного

влияния рекомендуется уменьшать. Активность оползней была определена и сведена в три группы:

- стабильные территории $F_s > 1,2$ (F_s – фактор устойчивости);
- потенциальные оползни $F_s = 1,0 - 1,2$;
- активные оползни $F_s < 0,95$.

Устойчивость тела автомагистрали, проходящей на насыпях и во врезках с мостовыми объектами, была проанализирована на 38 отрезках. С точки зрения отличий статического воздействия на разных отрезках трассы автомагистрали с учетом геологической среды, конструктивных и технологических решений согласно основным воззрениями Зарубы и Менцла (1987) и детальным разработкам Баляка и др. (2007) можно было принять во внимание такие способы обеспечения устойчивости откосов в насыпях и врезках:

- исправление формы откоса,
- осушение откоса,
- подпорные конструкции,
- грунтовые анкеры,
- армирование откосов,
- защитные конструкции и покрытия поверхности откосов.

Далее внимание направлено именно на те конструктивные меры, которые будут применены на устраиваемой автомагистрали (рис. 1) с наибольшей вероятностью.



Рис. 1. Потенциально оползнеопасная территория (фото Турчека)

Водоотлив является наиболее распространенным превентивным методом санации и применяется более чем в 90 % случаев. Первым шагом должен быть надежный поверхностный водоотлив обводненных участков и неустойчивых территорий. Мелкие оползни выгодно санировать дренажными канавами и ребрами. Гравийные ребра выгодно применять особенно в геологических условиях, где точно известны водоносные горизонты. Достоинством такой технологии является относительно надежный перехват притоков даже на многих уровнях по глубине и дренирование подземной воды. Гравийные ребра повышают устойчивость откоса, поскольку возрастают пассивные составляющие усилий в статической схеме. Исполняются тогда две основные функции. Если они проникают ниже сдвигаемой поверхности, то их главной задачей является повышение сопротивления сдвигу в области сдвигаемой поверхности и снижение воздействие напора воды. Если они не достигают уровня ослабленной зоны в основании, осушают прежде всего поверхностный слой откоса. Ожидаемую несущую способность гравийных ребер за счет снижения уровня подземной воды и повышения параметров сдвиговой прочности грунтов в откосе нужно подтвердить статическим расчетом.

По трассе

С учетом вычисленной степени устойчивости откоса на разных стадиях строительства, наличия уровня подземной воды на оцениваемом участке авто-магистрали и свойств грунтов основания по ее трассе было предусмотрено расстояние между ребрами по 6,0 м. Дренажное и одновременно стабилизирующее ребро было запроектировано в своей нижней части шириной 0,6 м, склоны канавы для ребра с уклоном 5:1. Проектная высота ребра менялась с учетом уровня подземной воды, которую нужно понизить, наклона поверхности во врезке и формы соединения ребра со спланированным откосом. В случае высоты ребра 3 м в расчете принималась средняя его ширина $(0,6 + 1,8) / 2 = 1,2$ м, при высоте 5 м – 1,6 м.

Ребро будет заполнено битым камнем, у которого параметры сдвиговой прочности предполагались минимально $\varphi = 40^\circ$, $c = 0$. Природный откос состоит из глинистых грунтов, параметры которых в предшествующих расчетах учтены со значительным разбро-

сом. При моделировании однородного откоса обратным расчетом установлена почти реальная сдвиговая прочность покровного слоя откоса: $\varphi = 20^\circ$, $c = 0$ кПа. Характеристики грунтов на отрезке, прорезанном ребрами глубиной по 3 м, скорректировали в виде средневзвешенных значений:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{20 \cdot 4,8 + 40 \cdot 1,2}{6} = 24^\circ; \quad c = 0 \text{ кПа.}$$

Таким образом, уточненные средние значения φ в дальнейшем подставили в расчет устойчивости в тех случаях, когда было удобно повышать устойчивость откоса каменными ребрами. На всех проектируемых участках ребра должны были заглубляться от пяты откоса до площадки (или на участках без площадки на всю высоту врезки), на которой изготавливается соединительная гравийная стена, перехватывающая потоки подземной воды с верхних положений откоса. Ребра погружаются нижней частью в заглубленную дренаж.

Из методов глубинного водоотлива у нас и во всем мире наиболее широко распространено применение почти горизонтальных водопонижительных скважин. Их главным эффектом является снижение уровня подземной воды и ее напорного воздействия. Наибольшая эффективность ими достигается за счет перехвата обводненных фильтрующих горизонтов, особенно в верхней части оползневого откоса, где колебание гидравлического давления наиболее способствует повышению его устойчивости. Примером может быть проект фирмы Geostatik из г. Жилино, представленный на рис. 2.

К наиболее применяемым методам технических стабилизационных мер относятся свайные стены. Устраиваются они перед дальнейшими исправлениями откоса, например врезками. Высокопроизводительное оборудование гарантирует достаточную скорость и качество работ. Недостатком является относительно высокая стоимость и при сложном рельефе потребность в подготовке подъездных дорог для строительных механизмов.

Проект свай должен исходить из статического решения. На основе информации в литературе (Турчек и Гулла, 2004) весьма приблизительно можно учитывать для защемленной армируемой сваи допустимую нагрузку от бокового давления грунта согласно табл. 1.

При больших нагрузках требуется анкерование или несколько рядов свай. За счет соединения свайных рядов обвязочными поясами повышается несущая способность такой конструкции до 50 %.

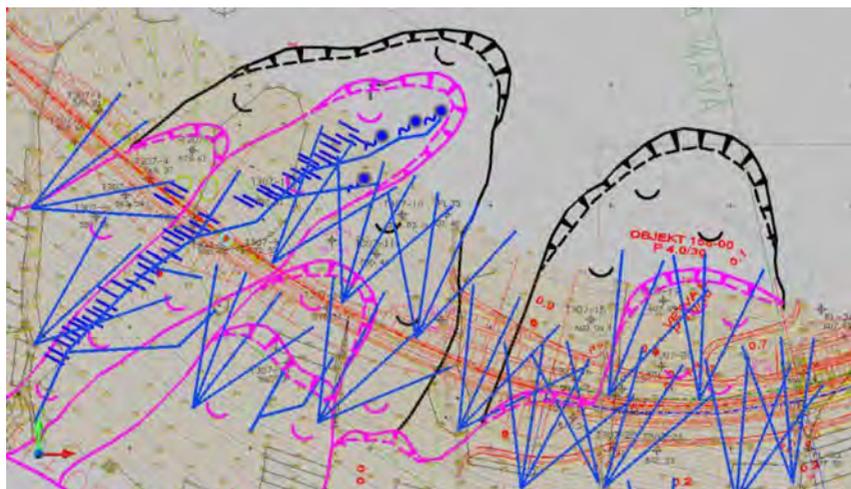


Рис. 2. Оползни по трассе автомагистрали (черные – загущие; красные – потенциальные), обводненные участки и размещение горизонтальных водопонизительных скважин

Таблица 1

Ориентировочная несущая способность свай, нагруженной боковым давлением грунта (кН)

Высота стены, м	Диаметр свай, м			
	0,3	0,6	1,0	1,5
2	100	120	200	350
3	65	80	160	200

Основным условием эффективности является защемление свай и расположение корней анкеров за пределами поверхности сдвига или обнаруженной ослабленной зоны. Поэтому правильная локализация поверхностей сдвига относится к неизбежным исходным данным, обуславливающим успех проектного решения. Другой ответственной задачей является определение давления грунта на свайную

стену. При решении были использованы сведения об успешных зарубежных подходах (например, Брандл, 1992). Приблизительно можно определить, что загрузка свайной стены при оползне больше от 30 до 40 % чем активное давление грунта.

При обширных площадях оползнях и более глубоком расположении поверхностей сдвига почти всегда применяют стены из свай больших диаметров. При менее ответственных задачах предпочтительны одно – или двухрядные стены из микросвай.

С соблюдением принципов статического расчета на основе программы GEO 5 и выявленных при изысканиях геологических условий были запроектированы свайные стены для трех типичных возможных положений поверхностей сдвига. Статическая схема предполагала в крайнем случае сдвиг грунта ниже свайной стены в пространстве от дневной поверхности до сдвиговой поверхности. Во всех трех случаях были применены такие граничные условия: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\delta_a = 7^\circ$, $\delta_p = 7^\circ$, $E_{oed} = 8 \text{ МПа}$, $\nu = 0,4$.

Примером такого проекта был отрезок между 29,85 –30,45 км, где на трассе автомагистрали возникло обширное обрушение откоса, в своей верхней части естественно устойчивое. Речь идет о комплексе глубоких оползней, которые имели потенциальный характер, а сдвиговая поверхность по глубине достигала от 6 до 8,5 м, местами максимально до 10 м. Тело автомагистрали было расположено преимущественно на насыпи, частично во врезке.

Исходя из сложных геологических условий на этом участке кафедрой геотехники была смоделирована устойчивость откоса. При ее расчете были учтены параметры сдвиговой прочности: $\varphi = 20^\circ$, $c = 0 \text{ кПа}$. Устойчивость откоса в природных условиях (т.е. еще до строительных операций) составила $F_s = 1,01$. После устройства врезки она бы снизилась до $F_s = 0,97$ и при последующем возведении насыпи произошло бы повышение до $F_s = 1,03$. При моделировании понижения уровня подземной воды на 4,0 м устойчивость откоса во врезке повысилась до $F_s = 1,05$ и под телом насыпи до $F_s = 1,1$. Для повышения устойчивости на данном отрезке прежде всего предложено изготовить гравийные ребра. При моделировании гравийных ребер с их глубиной 3 м практически не изменилась устойчивость ($F_s = 1,03$), а при их углублении еще на 1 м достигнуто ее повышение лишь до значения $F_s = 1,1$.

Устойчивость откоса этого участка определяла и фирма Geostatik из г. Жилино с учетом параметров сдвиговой прочности грунта $\varphi = 17^\circ$, $c = 0$ кПа. Для сравнения с нашими прогнозами приведем совокупность этих результатов в табл. 2. Даже эти результаты не дают успокоительные значения.

Таблица 2

Устойчивость откоса на 29,960 км (Geostatik г. Жилино)

Сдвигаемая поверхность	Сдвиговые параметры	F_s до строительства		F_s после строительства	
		max УГВ	без воды	max. УГВ	без воды
A – A'	$\varphi = 17^\circ$	1,0341	1,2530		
B – B'	$c = 0$ кПа	1,0577	1,2304	1,0495	1,2037
C – C'	$\gamma = 20$ кН/м ³	1,0936	1,2287	1,0850	1,2087
насыпь	по расчетам			0,810	

Уделяло внимание этому участку также INGEO г. Жилино. На 29,89 км построен пофиль со значением $\varphi = 20^\circ$, при котором в исходном состоянии с пониженным УГВ под поверхностью сдвига устойчивость была $F_{s0} = 1,66$, а при учете исходной поверхности с напорной водой – $F_{s1} = 1,16$, что тоже неприемлемо.

Как показали повторные расчеты, с учетом высокого риска активизации оползня пришлось искать способ надежного обеспечения устойчивости откоса. Кафедрой геотехники на этом участке предложено в 2 м от края левосторонней врезки соорудить свайную стену (рис. 3), которая будет возвышаться на 5,5 м над пересечением свай с откосом между врезкой и свайной стеной с уклоном 1:2.

Сваи были запроектированы из бетона С 25/30, \varnothing 1,2 м на взаимном расстоянии по 1,3 м, общая длина свай 20,0 м, два яруса анкеров расположены по горизонтали через 1,3 м (т.е. анкера размещены в зазорах между каждой свайей). Верхний ряд анкеров предложено устроить на глубине 2,2 м ниже голов свай, наклон анкеров 15° , свободная их длина 30 м, длина корней 7 м. Нижний ряд анкеров будет на глубине 4,8 м ниже голов свай, наклон анкеров 15° ,

свободная их длина 25 м, длина корней 7 м. Преднапряжение всех анкеров на обоих рядах предусмотрено усилиями по 250 кН. Каждый ряд анкеров был объединен монолитным поясом высотой 0,5 м.

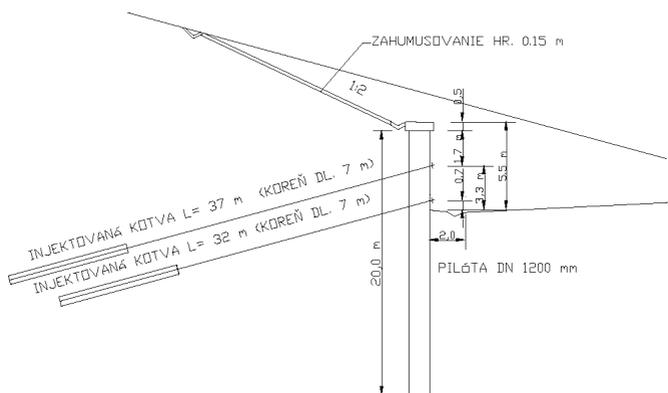


Рис. 3. Заанкеренная в 2-х ярусах свайная стена длиной 20 м из свай $\varnothing 1,2$ м

Над железобетонным поясом в уровне голов свай по всей длине врезки будет продольная водоотводная канава. Длина свай запроектирована с достаточным защемлением ниже поверхности сдвига и даже с резервом, поскольку не на всех участках потенциальная поверхность сдвига имеет одинаковую глубину.

Весь оползневый участок сильно обводнен. Поэтому над и под трассой автомагистрали нужно было неизбежно снизить уровень подземной воды по всей площади участка при помощи веера горизонтальных водопоглотительных скважин. По характеру обводнения оценено, что на участке автомагистрали длиной 600 м необходимо изготовить почти 20 вееров таких скважин. На тех участках, где не было настолько угрозы устойчивости рассматриваемой территории, например, врезка достигает глубины менее 5 м, можно принять менее ответственный способ повышения устойчивости. Примером такого участка был 28,825 км, где запроектирована анкеруемая подпорная стена с размерами согласно рис. 4: анкеры взаимно удалены по 3,0 м, отклонены от горизонтали на 15° , свободная длина тяги 10 м, корень 7,0 м, усилие преднапряжения 250 кН. Над подпорной стеной в случае, если врезка превысит бетонную кон-

струкцию, достаточно откос подправить с уклоном 1:2. Длина корня анкеров определяется по результатам статического проекта так, чтобы потребное усилие растяжения надежно передавалось в устойчивую часть грунтового массива.

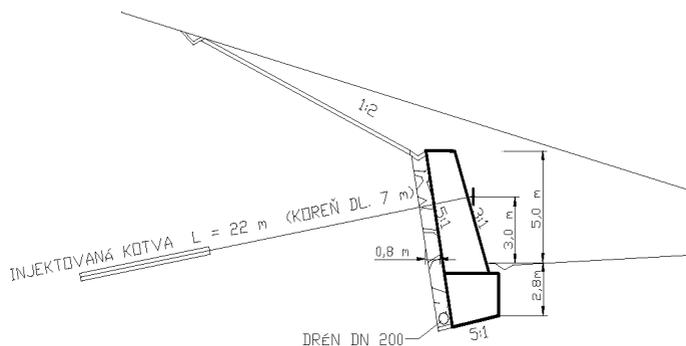


Рис. 4. Заанкеренная подпорная стена

Заклучение

На трассе запроектированной в северной Словакии автомагистрали были сначала разграничены участки с примерно одинаковыми геологическими условиями и для них предложены конкретные меры из условия надежности при минимальной потребности раскопок грунта. Такие решения являются результатом оптимизации для этого участка с выбором самых удобных методов и необходимых мер. На конкретных участках обычно применяют комбинации разных технических мер, которые взаимно дополняются.

Не исключаются и виды конструкций, которые прежде всего должны обеспечивать требуемую надежность. Обоснованием изменения предложенного решения может быть новая (более подробная) информация о свойствах грунтовой среды, или технологическая недоступность выбранного метода на сложной поверхности. Особенно чувствительным вопросом в этой связи является буримость толщ песчаников. Вопреки разному опыту в сравнимых условиях ближайшего окружения на оползневых участках были запроектированы стены из буронабивных свай. Главным доводом была потребность надежного статического обеспечения оползней. Лишь в случае про-

явления особо тяжело буримых толщ песчаников будет удобно локально заменить заанкеренные свайные стены системами анкеруемых стен из микросвай.

В соответствии с STN EN 1997-1 (Проектирование геотехнических конструкций. Часть 1: Основные правила) необходимо подавляющую часть отдельных объектов проектировать по принципу 3-й геотехнической категории. Однако для этого пока не было в наличии достаточно детальной информации о свойствах грунтов.

Литература

1. Baliak, F. a kol.: Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité. Návrh a posúdenie geotechnických opatrení. SvF STU, Bratislava, 2007. 107 s.

2. Brandl, H.: Retaining structures for rock masses. Butterworth Heinemann, Oxford, 1992. 44s.

3. Panek, M., a kol.: D18 Kysucké Nové Mesto - Skalité, orientačný inžinierskogeologický prieskum, GEOstatik Žilina, 1998.

4. Panek, M., a kol.: D18 (D3) Kysucké Nové Mesto – Skalité. II. úsek Svrčinovec – Skalité. Orientačný inžinierskogeologický prieskum, GEOstatik Žilina, 2001.

5. Turček, P. – Hulla, J.: Zakladanie stavieb. JAGA, Bratislava, 2004, 360 s.

6. Záruba Q. – Mencl V.: Sesuvy a zabezpečování svahů. Academia, Praha, 1987.

7. Záthurecký, A. a kol.: Podrobný inžinierskogeologický prieskum stavby diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité. INGEO – IGHP, s.r.o., Žilina, 2006.

Статья является одним из выходов проекта грантового агентства VEGA №. 1/0241/13 “Прогноз развития деформаций избранных геотехнических конструкций в зависимости от напряженного состояния”.

Перевод со словацкого М.И. Никитенко

УДК 624.131.5

О ШАГЕ ЗАХВАТОК ПРИ УГЛУБЛЕНИИ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТНОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

Хритин И.В.

*Экспериментально-технологическое отделение НИИОСП
им. Н.М. Герсевича, г. Москва, Россия*

В статье приведены результаты численного моделирования выполненного в экспериментально-технологическом отделении НИИОСП им. Н.М. Герсевича для определения зависимости шага (интервала) между одновременно выполняемыми захватками при углублении фундамента на дополнительные деформации реконструируемого здания.

The article presents the results of numerical simulations performed in the experimental-technological department NIIOSP a name. N.M. Gershevich to determine the dependence of the step (interval) between simultaneously running in bays at deepening the foundation for additional deformation of the reconstructed building.

Введение

Увеличение глубины заложения фундамента – достаточно распространенный прием, позволяющий передать на основание дополнительную нагрузку, возникающую при реконструкции, в том числе с повышением этажности. Кроме того в практике строительства часто при реконструкции зданий выполняется устройство нового или углубление уже существующего подвала или цокольного этажа. При этом проектируемая отметка подвала зачастую оказывается ниже отметки заложения существующих фундаментов, в связи с чем возникает необходимость в их углублении.

Распространенным способом углубления ленточных фундаментов является подведение под них новых монолитных железобетонных элементов [1]. Подведение осуществляется поэтапно, последовательными или чередующимися захватками вдоль существующего фундамента. Шаг между одновременно выполняемыми захватками является важнейшим критерием при производстве работ, так как от него зависит трудоемкость и сроки выполнения работ. Чем чаще шаг захваток, тем ниже трудоемкость и короче сроки. Однако не менее важным фактором при выборе шага между захватками является необходимость ограничения дополнительных осадок реконструируемого здания. Подавляющее большинство этих зданий имеют не малый срок эксплуатации, а так же могут являться памятникам архитектуры, культуры или зданиям исторической застройки. Предельные дополнительные деформации фундаментов таких зданий, установлены [2] в пределах от 1 см до 5 см. В работе [3] рекомендован интервал между захватками равный пяти-шести захваткам без учета вида грунта основания.

В экспериментально-технологическом отделении НИИОСП им. Н.М. Герсевича сделана попытка проанализировать зависимость шага (интервала) между одновременно выполняемыми захватками при углублении фундамента на дополнительные деформации реконструируемого здания. Полученные результаты в виде таблиц и графиков помогут инженеру-конструктору дать предварительную оценку прогнозируемых деформаций здания в результате реконструкции и выбрать оптимальный шаг захваток, обеспечивающий дальнейшую нормальную эксплуатацию данного здания.

Постановка задачи

Проанализировав спектр существующих геотехнических программ, для решения поставленной задачи был выбран программный комплекс PLAXIS 3D, позволяющий выполнить моделирование изменения НДС массива грунта под фундаментом в пространственной постановке на основании МКЭ.

3D модель включала в себя однородный массив грунта и ленточный фундамент шириной 1,0 м и глубиной заложения 2,0 м.

При моделировании рассмотрено углубление фундамента на 1,0 м подведением железобетонной ленты захватками шириной 1,0 м (рис. 1).

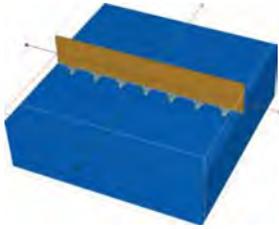


Рис. 1. Общий вид расчетной модели на этапе устройства захваток первой очереди с интервалом равным трем захваткам

Вычисление прогнозируемых осадок фундамента выполнено с учетом следующей последовательности производства работ:

- этап 1 – разработка грунта под подошвой фундамента для бетонирования захваток первой очереди с шагом 1–5 захваток;
- этап 2 – бетонирование захваток первой очереди;
- этап 3 – разработка грунта под подошвой фундамента для бетонирования захваток второй очереди с шагом 1–5 захваток;
- этап 4 – бетонирование захваток второй очереди;
- и так далее, в зависимости от интервала между одновременно выполняемыми захватками.

Грунтовой массив представлен простой и устойчивой нелинейной моделью грунта Кулона-Мора. В качестве основания фундамента рассмотрен диапазон суглинков в интервале от полутвердых до мягкопластичных с коэффициентами пористости 0,75, 0,85, 0,95. Прочностные и деформационные характеристики данных грунтов приняты по Приложению Б [2].

Для задания нагрузок (давления под подошвой фундамента) на основание углубляемого фундамента использовано два подхода. Первый подход предусматривал задание нагрузки в пределах значения расчетного сопротивления соответствующего грунта ($p = R$ и $p = 0,5R$), второй задание нагрузки равной фиксированным значениям ($p = 100$ кПа, $p = 200$ кПа, $p = 300$ кПа).

Полученные результаты

В результате численного многовариантного расчета получены зависимости дополнительных осадок фундаментов зданий в результате их углубления от интервала между одновременно выполняемыми захватками при различных характеристиках грунта основания и давлениях под подошвой данного фундамента.

Первый подход при задании нагрузки под подошвой фундамента показал, что: при давлениях $p = 0,5R$ максимальная дополнительная осадка фундамента составит 0,8–1,4 см, минимальная – 0,6–0,9 см; при давлениях $p = R$ максимальная дополнительная осадка фундамента составит 5,6–24,3 см, минимальная – 1,3–2,4 см (табл. 1). Минимальные значения осадок выявлены при интервале, между одновременно выполняемыми захватками, равном: при $p = 0,5R$ – трем захваткам и более; при $p = R$ – четырем захваткам и более. При данных интервалах между захватками наблюдается стагнация результатов вычисления и дальнейшего уменьшения значения осадок при увеличении интервала не происходит.

Таблица 1

Показатель текучести I_L	Интервал между захватками	Осадка фундамента (мм) при давлении $p = R$ и $p = 0,5R$ и коэффициенте пористости e , равном					
		0,75		0,85		0,95	
		$p = 0,5R$	$p = R$	$p = 0,5R$	$p = R$	$p = 0,5R$	$p = R$
$0 \leq I_L \leq 0,25$	1	7,7	56	8,7	81	10	108
	2	5,8	21	6,4	24	7,1	28
	3	5,6	18	6,1	20	6,8	23
	4	–	17	–	19	–	21
	5	–	–	–	–	–	–
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1	7,8	61	9,8	111	13	243
	2	5,9	20	6,8	26	8,6	35
	3	5,7	17	6,5	21	8,2	27
	4	–	16	–	19	–	24
	5	–	–	–	–	–	–
$0,5 < I_L \leq 0,75$	1	7,5	58	11	124	14	226
	2	5,5	17	7,6	24	9,4	29
	3	5,3	14	7,3	20	9	23
	4	–	13	–	18	–	21
	5	–	–	–	–	–	–

Таким образом, в рассмотренных грунтовых условиях прогнозируемые осадки в результате углубления фундаментов реконструируемых зданий захватками, выполняемыми с интервалом в 3-4 захватки, не превышают допустимых значений для зданий и сооружений исторической застройки при давлении под фундаментами в пределах $0,5R$ и остальных зданий при давлении в пределах R .

Второй подход при заданной нагрузке под подошвой фундамента показал, что прогнозируемые дополнительные осадки имеют диапазон допустимых значений в следующих случаях (рис. 2–4).

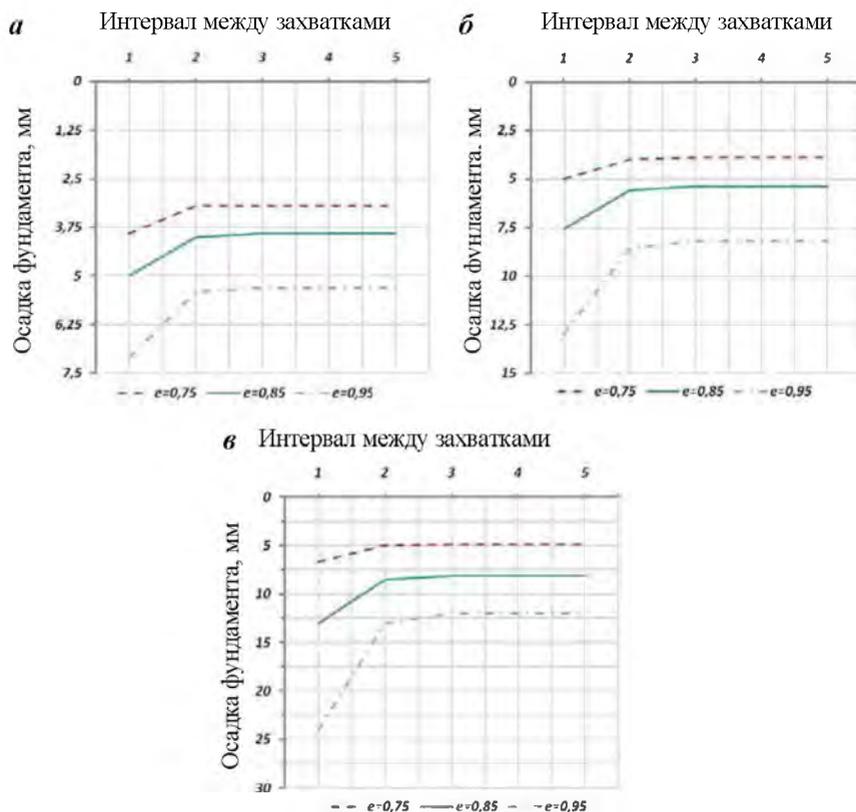


Рис. 2. Зависимость осадок фундаментов от интервала между захватками при давлении под подошвой $p = 100$ кПа и основанием, сложенным суглинками:

а – полутвердыми $0 \leq I_L \leq 0,25$; *б* – пластичными $0,25 < I_L \leq 0,5$;

в – мягкопластичными $0,5 < I_L \leq 0,75$

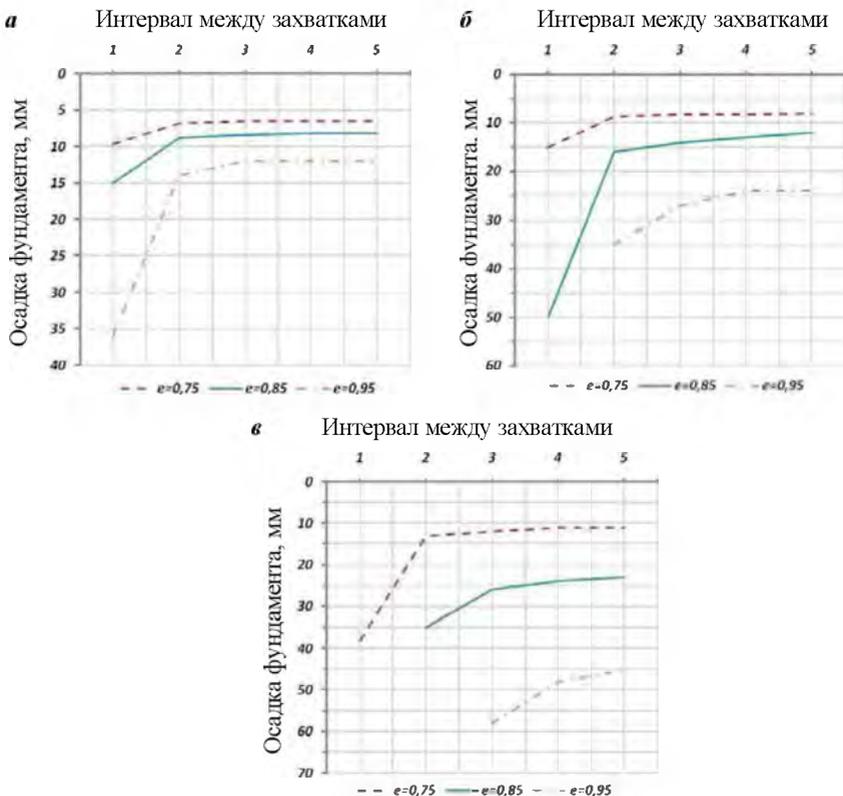


Рис. 3. Зависимость осадок фундаментов от интервала между захватками при давлении под подошвой $p = 200$ кПа и основанием, сложенным суглинками:

а – полутвердыми $0 \leq I_L \leq 0,25$; *б* – пластичными $0,25 < I_L \leq 0,5$;

в – мягкопластичными $0,5 < I_L \leq 0,75$

1. При давлении под подошвой фундамента $p=100$ кПа:

- здания и сооружения исторической застройки – во всех рассмотренных грунтах за исключением мягкопластичного суглинка с коэффициентом пористости $e=0,95$;
- остальные здания – для всех рассмотренных грунтов.

2. При давлении под подошвой фундамента $p=200$ кПа:

- здания и сооружения исторической застройки – в тугопластичных суглинках при $e = 0,75$ и $e = 0,85$, в пластичных суглинках при $e = 0,75$;

- остальные здания – во всех рассмотренных грунтах за исключением мягкопластичного суглинка при $e = 0,95$.

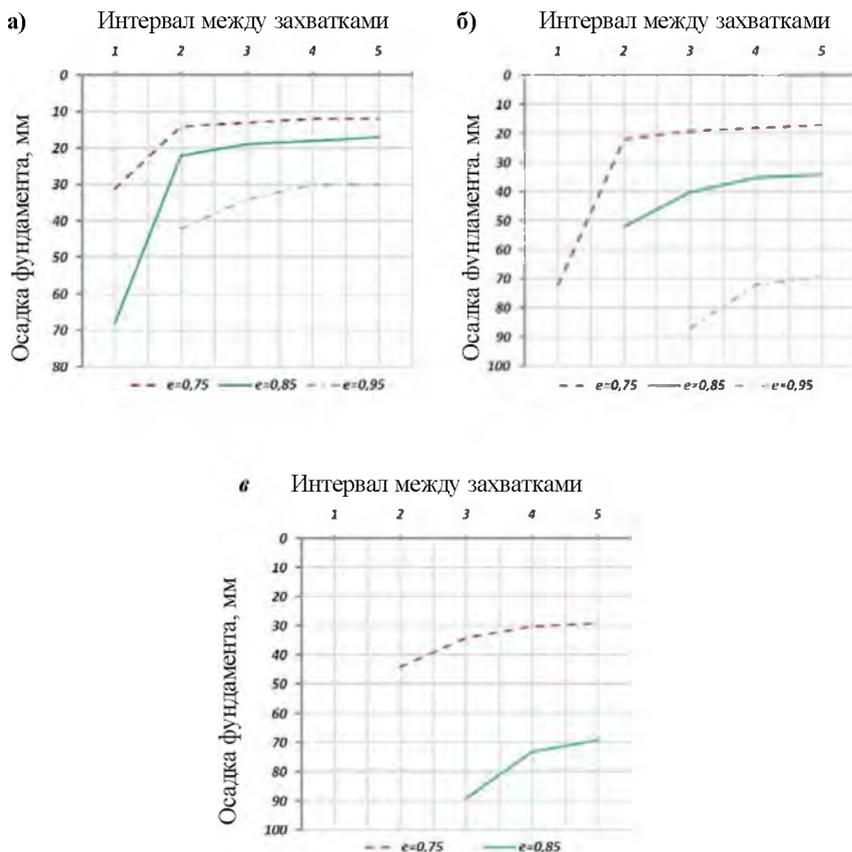


Рис. 4. Зависимость осадок фундаментов от интервала между захватками при давлении под подошвой $p = 300$ кПа и основанием, сложенным суглинками:

а – полутвердыми $0 \leq I_L \leq 0,25$; *б* – пластичными $0,25 < I_L \leq 0,5$;

в – мягкопластичными $0,5 < I_L \leq 0,75$

3. При давлении под подошвой фундамента $p = 300$ кПа:

- здания и сооружения исторической застройки – превышение предельных значений во всех рассмотренных грунтах;

- остальные здания – в суглинках полутвердом, пластичном при $e = 0,75$ и $e = 0,85$, в мягкопластичном при $e = 0,75$.

Следует обратить внимание на то, что полученные данные не учитывают динамические воздействия от строительных механизмов и изменение температурно-влажностного режима грунта основания. Таким образом, реальные значения дополнительных осадок фундаментов могут отличаться в большую сторону.

Заключение

Результаты численного многовариантного расчета позволили дать количественную оценку прогнозируемых дополнительных осадок реконструируемых зданий от углубления их фундаментов в зависимости от грунтовых условий, давления под подошвой и шага между одновременно выполняемыми захватками.

Получены данные о наиболее оптимальном интервале между одновременно выполняемыми захватками, равном 3–4 их длинам.

Установлено, что при углублении фундаментов захватками, дополнительные осадки реконструируемых зданий, окажутся в пределах допустимых [2] для зданий исторической застройки и памятников архитектуры при давлениях под подошвой фундаментов в пределах $0,5R$, а для остальных типов зданий при давлении не более R . Если давление под фундаментом превышает R (для зданий исторической застройки $0,5R$), углубление фундаментов возможно только при их усилении сваями или разгрузке на время работ.

Литература

1. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – М. : ВНИИТПИ, 2000.
2. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. – М.: МРР РФ, 2011.
3. Иванов, И.Т. Усиление оснований, фундаментов и стен жилых зданий / И.Т. Иванов. – М. : Издательство министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1955.
4. PLAXIS 3D 2010. Руководство пользователя / под ред. R.V.J. Brinkgreve. – Нидерланды : Дельфтский технологический университет, 2010.

УДК 624.131

**ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ
ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ
В УСЛОВИЯХ МОСКВЫ**

Шмидт Д.Д.

ООО «ТрансКапСтрой», г. Москва, Россия

В статье рассматривает технологии устройства фундаментов транспортных сооружений в условиях высоких темпов строительства и плотной городской застройки. В том числе Буровые сваи с применением обсадных труб и полимерного раствора, СФА; «стен в грунте». Отмечены достоинства и недостатки технологий с учетом инженерно-геологических условий.

In the article the technology device of the bases of transport facilities in the face of high rates of construction and dense urban areas. Including using a drill pile casing and the polymer solution, CFA; "diaphragm walls." The advantages and disadvantages of technology based engineering and geological conditions.

Введение

При строительстве транспортных объектов на территории г. Москвы в основном используются свайные основания, что обусловлено наличием больших нагрузок в купе с интенсивным движением и геологическими особенностями грунтов оснований. В условиях плотной городской застройки, жестких санитарных норм и наличия архитектурных объектов устройство оснований опор на забивных призматических сваях в большинстве случаев не возможно, поэтому

используются различные технологии устройства свайных фундаментов, основанные на применении буровых столбов. [1, 2]

1. Буровые сваи

Основания на буровых сваях классифицируются по следующим типам [4, 5]:

- буронабивные сваи, БНС (отдельно стоящие буровые столбы);
- буросекательные сваи, БКС (между столбами нет промежутков);
- бурокасающиеся сваи, БКС (расстояние между центрами смежных столбов составляет 0,8–0,9 их диаметра).

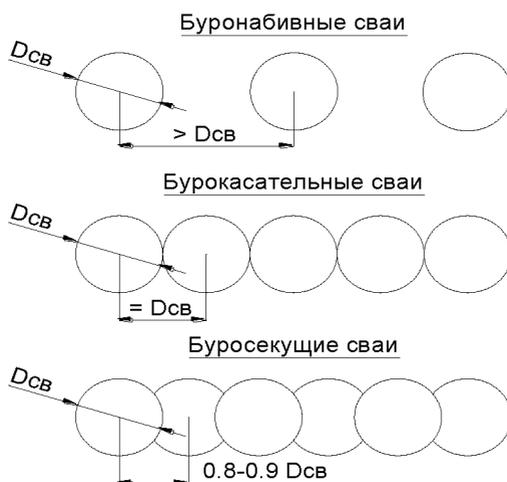


Рис. 1. Типы буровых свай.

Основные технологии для устройства буровых свай:

- с применением обсадной трубы;
- с применением глинистого или полимерного раствора;
- с применением непрерывно перемещающегося шнека (CFA).

Применение обсадной трубы

Устройство буровых столбов с применением обсадной трубы (рис.2) - наиболее распространенная технология. Она заключается в погружении инвентарной трубы с помощью «стола» (осциллятора), внутри которой и происходит выемка грунта буровым оборудо-

ванием. Применение обсадных труб исключает обсыпание стенок скважин, следовательно, деформацию грунтов в зоне проведения работ, что в сочетании с отсутствием динамических и вибрационных воздействий на грунт, позволяет выполнять работы в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений.

Далее изготавливается арматурный каркас, который монтируется в пробуренную скважину и затем укладывается бетонная смесь методом ВПТ с применением бетонолитных труб. Секции инвентарной обсадной трубы по мере заполнения скважины бетоном извлекаются. Последний этап – срубка «головы» сваи, когда верхний «шламовый» слой бетона *срубается отбойными молотками*.

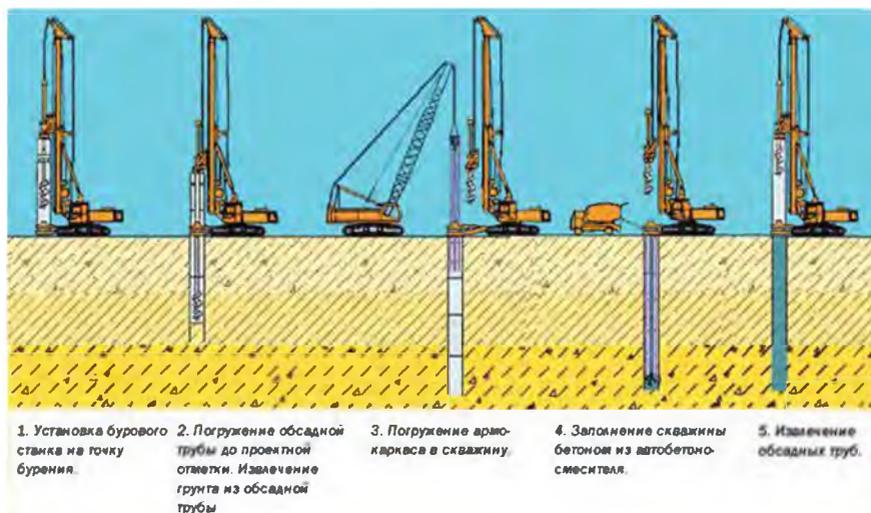


Рис. 2. Технология сооружения буровой сваи под защитой обсадных труб

Применение глинистого или полимерного раствора

В данном случае крепление стенок скважины обеспечивается циркулирующим в скважине глинистым или полимерным раствором плотностью 1,15–1,3 г/см³, который оказывает гидростатическое давление на стенки скважины, а также выносит разрушенную породу на поверхность. Ведущая строительная организация Москвы – ООО «ТрансКап-Строй», работником которой я являюсь, широко использует данную технологию на строительных объектах города Москвы. В качестве связывающего раствора применяется полимерный раствор «Super Mud».

«Super Mud» представляет собой высококонцентрированный синтетический полимер на основе полиакриламидов. Полимерный раствор "Super Mud" является анионным по своей природе; т.е. состоящий из отрицательно заряженных ионов. Большинство внешних частиц грунта имеют положительный заряд. Внутри столба раствора отрицательно заряженные молекулы полимера инкапсулируют и образуют мостиковые связи между положительно заряженными частицами грунта. Кластерные частицы грунта образуют связи и оседают на дно скважины (рис. 3). Раствор создает очень гибкую и тонкую мембрану, которая препятствует утечке жидкости и одновременно удерживает стены скважины от осыпания.

При этом технология сооружения самой сваи идентична методу с применением обсадных инвентарных труб.

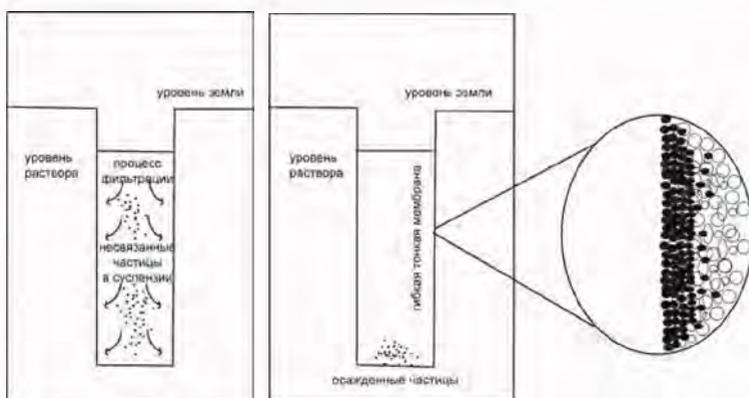


Рис. 3. Седиментация частиц грунта

Метод непрерывно перемещающегося шнека (CFA)

Данная технология по устройству буровых свай (рис. 4) заключается в погружении непрерывного проходного шнека на проектную глубину, извлечении грунта в объеме разбуриваемой скважины на поверхность и нагетании бетона по внутренней трубе шнека при одновременном его извлечении. Арматурный каркас сваи погружается в скважину, заполненную бетоном, при помощи вибропогружателя. Таким образом, устройство сваи происходит без дополнительного крепления стенок скважины.

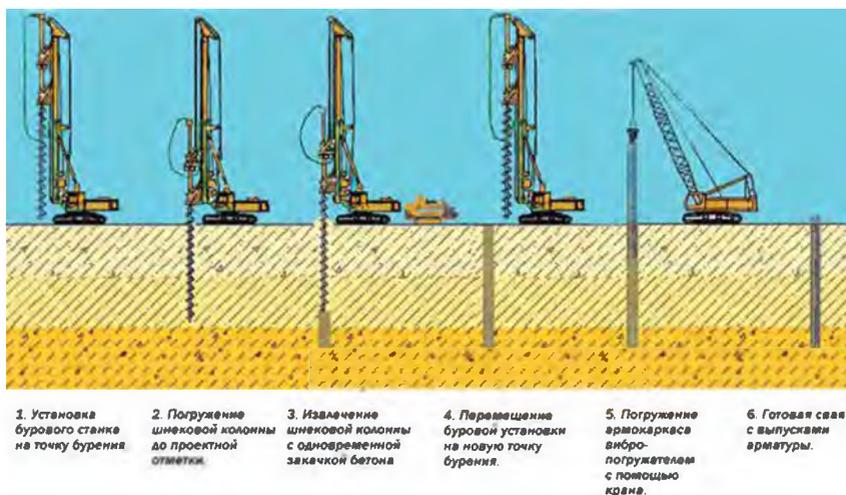


Рис. 4. Технология сооружения буровой сваи методом НПШ (CFA)

Метод «стена в грунте»

Наряду с буровыми сваями широкое распространение получил метод устройства оснований по технологии "стена в грунте", который часто используется в строительстве не только для крепления котлованов большого объема, но и в качестве основных несущих конструкций тоннелей и путепроводов тоннельного типа. [3, 4, 5]

Технология сооружения оснований по методу «стена в грунте»:

1. Устраивается монолитная железобетонная направляющая конструкция – форшахта, которая обеспечивает проектное направление и необходимую точность сооружения «стены в грунте», а также предотвращает обрушение грунта в верхней части траншеи;

2. При помощи специальной установки – двухчелюстного гидравлического грейфера разрабатывается траншея в соответствии с геометрией стен, параллельно с извлечением грунта производится заполнение котлована бентонитовым или полимерным раствором, который предотвращает обрушение стенок.

3. Выполненная траншея подготавливается к бетонированию. Устанавливается арматурный каркас. После монтажа каркаса в траншею опускаются бетонолитные трубы с приемными воронками.

4. Производится бетонирование стены, при этом вытесняемый бетонной смесью бентонитовый или полимерный раствор откачивается при помощи насосов и подается на установку регенерации.

Основные достоинства и недостатки выше описанных технологий устройства оснований искусственных сооружений

Устройства буровых свай под защитой обсадных труб:

Достоинства: отсутствие просадок грунта и возможность производства работ при наличии различных нагрузок на грунт (транспортные потоки, насыпи и т.д.). Возможность выполнения работ практически в любых инженерно-геологических условиях.

Недостатки: сложности при производстве работ в стесненных условиях, размещение опускного стола, длительность процесса устройства свай, связанная с установкой и извлечением секций инвентарных обсадных труб.

Устройства буровых свай под защитой глинистого или полимерного раствора:

Достоинства: оперативность производства работ, возможность производства работ в стесненных условиях.

Недостатки: вероятность появления просадок грунта, опасность производства работ при наличии нагрузок на грунт, необходимость расположения узла для рекультивации раствора, технологические сложности при производстве работ в слабых грунтах.

Устройства буровых свай по технологии НПС (СФА):

Достоинства: оперативность производства работ, возможность производства работ в стесненных условиях.

Недостатки: вероятность появления просадок грунта, опасность производства работ при наличии нагрузок на грунт. Производство работ только в устойчивых грунтах.

Устройства оснований по технологии "стена в грунте":

Достоинства: оперативность производства работ, возможность производства работ в стесненных условиях, лучшее восприятие горизонтальной нагрузки нежели у буровых свай, при одинаковой площади поперечного сечения.

Недостатки: вероятность появления просадок грунта, опасность производства работ при наличии нагрузок на грунт, технологические сложности при производстве работ в слабых грунтах.

Все вышеперечисленные технологии имеют свои области применения в зависимости от требований окружающей среды, городской застройки, инженерно-геологических условий. Технология, как правило, определяется уже на конечном этапе, исходя из проектных решений геологии и с учетом всех вышеперечисленных

факторов. Следующим этапом является разработка проекта производства работ (ППР), который включает детальные технологические операции машин и механизмов.

В начале 90-х годов, когда на строительный рынок РФ и Москвы стали поступать буровые установки, гидравлические молоты и другое оборудование ведущих зарубежных фирм Bauer, Liebherr, Casagrande, Mait, Junttan, Teskar и др. Широкое применение эти установки нашли в транспортном строительстве. Что позволило выполнять буровые сваи диаметром до 1,5 м и глубиной до 30м, «стены в грунте» до 20 м, бареты до 25 м. Внедрение подобных технологий в условиях сжатых сроков строительства потребовало решение вопросов качества выполняемых работ. В первую очередь, адаптация новых современных технологий к инженерно-геологическим условиям. Оказалось, что ППР недостаточен для решения этих вопросов. В 90-х на стройках Москвы появились технологические регламенты (основоположники Б.В. Никольский, В.И. Шмидт). Внедрение подобных документов преследовало цель максимальной адаптации штатных технологий к конкретным инженерно-геологическим условиям строительного объекта. [2]

Литература

1. Шмидт, Д.Д. Концепция исследования оценок качества устройства фундаментов искусственных сооружений в условиях Москвы / Д.Д. Шмидт // Транспортное строительство. – М., 2013. –№ 5.
2. Шмидт, В.И. Учет особенностей строительства и реконструкции мостов и путепроводов в мегаполисах в ТЭО инвестиционных проектов / В.И. Шмидт, Т.М. Муджири, В.В. Соловьев // Транспортное строительство. – М., 2002. – №5.
3. Проектирование и устройство свайных фундаментов; СП-50-102-2003. – Изд-во «ДЕАН»,2004.
4. Грутман, М.С.Свайные фундаменты / М.С. Грутман. – Киев, 1969.
5. Свайные работы / под ред. И.И. Косорукова. – М. : Высш. школа, 1974.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 625.87.06:691.175.2(083)

О ПРИМЕНЕНИИ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Штабинский В.В.

*Республиканское дочернее унитарное предприятие «Белорусский
дорожный научно-исследовательский институт «БелдорНИИ»*

В статье обобщен мировой и отечественный опыт применения геосинтетических материалов и изделий на их основе в строительных конструкциях. Даны конкретные рекомендации по применению геосинтетиков.

The article is summarized the word and national experience of use of geosynthetic materials and products on the basis of them in building constructions. In the part of use of geosynthetics the specific recommendations are given.

Введение

Под геосинтетическими материалами (ГМ), на сегодняшний день, понимаются композиционные строительные материалы на основе синтетических и натуральных полимеров, контактирующие в строительных конструкциях с грунтом или другими средами и служащие в качестве дополнительных прослоек различного назначения (разделительных, фильтрующих, дренирующих, армирующих, защитных и др.).

Широкое применение ГМ в бывшем СССР началось в 80-е годы 20-го столетия в связи с освоением нефтегазовых районов Западной Си-

бири и Крайнего Севера. В Беларуси в это время также были построены производства по выпуску ГМ. Однако первые нормативные и методические документы по их применению в дорожном строительстве республики появились в 90-е годы прошлого столетия. С этого времени и началось широкое применение ГМ в конструкциях земляного полотна и дорожных одежд автомобильных дорог.

Квалифицированное применение ГМ принципиально меняет некоторые устоявшиеся положения в проектировании дорожных конструкций, особенно в сложных грунтово-гидрологических условиях. При этом стоимость самих геосинтетиков мала по сравнению с эффектом, получаемым от уменьшения объемов и сроков производства работ, увеличения срока службы дорожных конструкций.

Тем не менее, наблюдается парадоксальная ситуация: в небольшой по масштабам стране использование ГМ в других областях строительства все еще развито слабо. Причиной этого, на наш взгляд, является то, что не все учебные заведения могут обеспечить требуемый уровень подготовки специалистов по данному вопросу. В первую очередь это относится к инженерам-проектировщикам, которые должны обладать широчайшим кругозором и учиться практически всю жизнь.

Поэтому в рамках данной статьи автором поставлена задача показать те преимущества от осуществления на практике проектов, в которых заложено использование геосинтетиков.

Применение геосинтетиков в строительных конструкциях

Геосинтетики сегодня в строительных конструкциях могут выполнять семь основных функций:

- разделение – разделяет два разнозернистых слоя, обеспечивая проектную толщину конструктивных слоев и целостность конструкции;
- фильтрация – подобно фильтру пропускает воду и задерживает захваченные фильтрационным потоком мелкодисперсные грунтовые частицы;
- дренирование – подобно дрене для пропуска водного потока в грунтах малой водопроницаемости;
- армирование – как армирующий элемент в грунтовой толще или в комбинации с зернистым или монолитным материалом;

- защита – как амортизирующая прослойка между конструктивными слоями для предотвращения их повреждения;
- изолирование – как относительно непроницаемый барьер для жидкостей и газов;
- противоэрозионная защита – для снижения эрозии грунтовых сооружений и естественных склонов от атмосферных осадков, потоков водных и ветровых.

В зависимости от выполняемых функций применяются соответствующие геосинтетические материалы и изделия на их основе.

К основным группам (классам) геосинтетиков относятся следующие материалы и изделия: геополотна, георешетки плоские и пространственные, геосетки, геоматы, геомембраны, геокомпозиты.

Наиболее распространены их них геотекстильные полотна, так называемые геотекстилы. Они могут быть однослойными и двухслойными из сырья одного, двух или нескольких видов.

Геотекстильный материал – поставляемое в рулонах сплошное водопроницаемое тонкое (от 1 до 8 мм), тканое, трикотажное или нетканое полотно, получаемое путем скрепления волокон или нитей механическим (иглопробивание), химическим (склеивание), термическим (сплавление) или другими способами или их комбинацией.

В качестве исходного сырья для производства геотекстильных материалов служат волокна из полипропилена, полиэфира, полиамида и других химических соединений. Эти материалы обладают стойкостью к химическим веществам, гниению, перепаду температур, высокой изотропностью и прочностью на разрыв при обеспечении значительных удлинений, высокой воздухо- и влагопроницаемостью и фильтрационной способностью.

В дорожном и других областях строительства наибольшее распространение получили разделительные прослойки из геотекстильных материалов, укладываемые на контакте слоев с разным зерновым составом, прежде всего если под воздействием многократных нагрузок при уплотнении или в процессе эксплуатации возможно проникание тонких частиц в поры слоев из крупнозернистых материалов (щебня, гравия) в нижележащие слои из песка.

Геотекстиль может быть применен в качестве технологической прослойки для укладки и уплотнения песчаных и крупнообломочных грунтов на глинистое основание повышенной влажности.

В ряде случаев прослойка из геотекстильного материала может частично или полностью заменить в дренажных системах многослойный фильтр из зернистых материалов (песка, гравия, щебня).

Это относится и к подземным дренажам, применяемых для защиты подземных сооружений от воздействия грунтовых вод.

Геотекстиль может укладываться под швами сборного бетонного покрытия, где прослойка будет препятствовать выплеску песка через швы при проезде по покрытию тяжелого автотранспорта в неблагоприятные периоды года, позволит в некоторых случаях отказаться от устройства песчано-гравийного основания.

Широко известна роль геотекстиля как защитного покрытия грунтовых сооружений от водной и ветровой эрозии. Эту роль геотекстиль может выполнять самостоятельно и в комбинации с посевом трав. В Республике Беларусь, начиная с 1995 г., широко применяется разработанный автором геотекстильный материал с содержанием семян многолетних трав, вносимых при его производстве.

Комбинация геотекстиля с травосеянием не только обеспечивает временную защиту откоса от размыва на период формирования травяного покрова, но и дает возможность получить упрочненную дернину, надежно обеспечивающую местную устойчивость откоса во время эксплуатации сооружения в стесненных условиях.

С помощью геотекстильного полотна с семенами трав возможны и другие варианты получения армированного дернового покрова, среди которых заслуживает внимания выращивание армированного дерна на полигоне с последующим переносом дернового рулона на укрепляемую или озеленяемую поверхность грунта.

В последние годы геотекстиль находит широкое применение за рубежом в армогрунтовых конструкциях, которые используются для увеличения крутизны откосов земляных сооружений и насыпей за устоями у мостовых сооружений и за подпорными стенками. Для повышения эффективности горизонтальных армирующих прослоек их края заворачивают на уложенный по геотекстилю слой грунта и закрепляют. При этом заключенный внутри текстильного ограждения (обоймы) грунтовый массив сам приобретает повышенную несущую способность. Такие обоймы применяют также в основаниях насыпей на слабых грунтах для повышения устойчивости и снижения неоднородности осадок.

Иглопробивным геотекстильным материалам свойственна и дренирующая функция, связанная с их высокой пористостью. Полосы геотекстиля могут применяться для вертикального дренирования (осушения) слабых водонасыщенных грунтов и ускорения процесса консолидации слабого основания. Дренирующие полотна, закрепленные на тыльной стороне подпорной или заборной стенки, обеспечивают вывод воды из застенного пространства, осушение засыпки и сброс фильтрационного давления.

Следующий класс геосинтетических материалов представляют собой плоские георешетки и геосетки.

Плоская георешетка (геосетка) – поставляемый в рулонах материал со сквозными ячейками, как правило, прямоугольной формы, размеры которых превышают толщину ребер, получаемый методом экструдирования, термоскрепления (сплавления), нитепрошивки, уточного или филейного переплетения.

Плоские георешетки (геосетки) изготавливают из расплава полимеров (экструдированные и термоскрепленные), стеклянных и синтетических волокон и нитей, а также базальтового волокна (нитепрошивные, тканые и трикотажного переплетения) с их пропиткой (обработкой) полимерами или битумными вяжущими.

Прочность геосеток значительно больше, чем прочность геотекстильных материалов, поэтому их используют для армирования асфальтобетонных покрытий с целью повышения их прочности и трещиностойкости и предупреждения образования отраженных трещин или существенного увеличения сроков их появления. Для этих целей выпускаются геосетки с ячейкой размером 20–30 мм. Сетки армируют асфальтобетон и благодаря достаточно большим ячейкам не уменьшают сцепление слоев асфальтобетона, не снижают несущей способности конструкции.

Другое направление применения плоских георешеток и геосеток – это армирование оснований из несвязных каменных материалов. Для этих целей используют в основном двусоориентированные (двуосные) полимерные георешетки, получаемые способом экструдирования, и нитепрошивные геосетки из полиэфирных нитей с полимерной обработкой (пропиткой).

За рубежом плоские георешетки и геосетки используют и для армирования каменно-набросных укреплений на откосах земляных

сооружений. Однако в последние годы для этих целей более широко используют пространственные (объемные) георешетки.

Георешетка пространственная – объемный материал с ячейками сотовой структуры (в растянутом положении) высотой от 5 до 20 см, состоящий из скрепленных в шахматном порядке полос полимера (полиэтилена) или нетканого термоупрочненного геотекстильного полотна и поставляемый блоками со сложенными ячейками.

Соединение смежных полос объемных георешеток осуществляют ультразвуковой термосваркой (пластиковые георешетки) или термоскреплением (сплавлением) и нитепрошивкой (георешетки из геотекстильного полотна).

Объемные георешетки используют для устройства подпорных стенок, упорных берм и других конструкций для повышения устойчивости крутых грунтовых откосов. В комбинации с различными заполнителями (растительный грунт, грунтогравий, щебень и др.) образуют на поверхности высоких откосов защитные неразмываемые покрытия, ограничивают сдвиговые деформации и укрепляют грунты, создавая единую структурную массу, которая выдерживает большое давление.

За рубежом, особенно в Германии и США, для противоэрозионного укрепления поверхности откосов земляных сооружений широко применяют геоматы.

Геомат – это плоский или объемный элемент, выполненный из хаотически расположенных полимерных мононитей, скрепленных термическим способом (сплавленных), или волокон и стеблей растительного происхождения, скрепленных механическим (с помощью жгута или скрепок) или химическим (с помощью клеевых составов) способом. Геоматы поставляют в виде рулонов или пакетов (сложенных друг на друга матов). Основное назначение геоматов – укрепление откосов.

Объемные геоматы из полимерных мононитей укладывают на откосе с одновременным заполнением растительным грунтом и посевом трав. Другой способ предусматривает применение грубо-волоконистых плоских матов в виде покрытия, в порах которого постепенно накапливаются почвенно-грунтовые частицы и прорастает трава. В некоторых случаях семена трав вводятся непосредственно в материал при его производстве.

Геомембраны – материалы для устройства гидроизолирующих (водонепроницаемых) прослоек в основаниях и обратных засыпках фундаментов зданий и сооружений, экранов хранилищ вредных веществ, в т.ч. свалок мусора, от проникания в грунтовые воды агрессивных и биологически опасных компонентов и др. Изготавливаются в виде полимерных экструдированных пленок с гладкой или рельефной поверхностью, как правило, из полиэтилена или устраиваются на месте производства работ путем обработки геотекстильных полотен битумными вяжущими. Битумные геомембраны могут изготавливаться и в заводских условиях.

Разновидностью геомембран являются и композиционные материалы (геокомпозиаты), изготовленные путем нитепрошивки сложенных нетканых геотекстильных полотен с наполнителем в виде порошка бентонитовой глины, образующей при увлажнении водонепроницаемый слой.

Геокомпозиаты – большой класс геосинтетических материалов и изделий на их основе, применяемых для устройства дренирующих прослоек в строительных конструкциях. Это, как правило, многослойные материалы и изделия, образованные путем сложения или скрепления геосинтетического материала (геосинтетика) с другим геосинтетиком или иными строительными материалами. Эти материалы обладают высокой водопропускной способностью в продольном направлении.

Основной разновидностью геокомпозиатов являются материалы, изготовленные из двух слоев фильтрующего нетканого геотекстильного полотна с жестким каркасом между ними из полимерной геосетки, изготовленной с наложением ребер друг на друга, или менее жестким из геомата из полимерных мононитей или слоя из химических волокон. Все три слоя соединяются при изготовлении термосваркой, нитепрошивкой или специальными скрепками.

Для устройства перехватывающих прерывающих дренажей изготавливаются геокомпозиаты с заменой одного из слоев фильтрующего полотна на геомембрану с устройством фильтра только по одной плоскости материала.

При устройстве дренажей могут использоваться и двухслойные геокомпозиаты, устраиваемые на месте производства работ, которые представляют собой уложенные друг на друга полимерную геомем-

брану с рельефной поверхностью (выступами) и водопроницаемое геотекстильное полотно.

Для отвода воды из строительных конструкций могут использоваться и трубчатые дрена (дренажные элементы), представляющие собой перфорированные полимерные трубы с обернутой вокруг дренирующей прослойкой из геотекстиля (трубофилтры). Трубофилтры целесообразно использовать для устройства пластовых, пристенных прифундаментных и других конструкций подземного дренажа.

Заключение

Зарубежный опыт использования геосинтетических материалов показывает, что они в первую очередь рассматриваются не как средство снижения стоимости строительства, а как возможность улучшения качества строительства, повышения долговечности возводимых объектов, увеличения сроков службы и эксплуатационной надежности сооружений.

Следует отметить, что применение геосинтетиков наряду с улучшением качества зачастую упрощает технологию производства и организацию работ, снижает затраты ручного труда и риск производителя работ, связанный с неблагоприятными погодными и грунтовыми условиями.

Отмеченные подходы к использованию геосинтетиков за рубежом далеко не исчерпывают всех аргументов их применения. Во многих случаях основным критерием выбора строительной конструкции с применением геосинтетического материала является технико-экономическая эффективность: снижение стоимости строительства, транспортных расходов, эксплуатационных затрат, материало- и трудоемкости конструкции, ускорение сроков ввода объекта в эксплуатацию, использование местных строительных материалов, а также сохранение окружающей среды и др.

Секция 4
Нормативно-техническое обеспечение
проектирования и устройства оснований и фундаментов

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА
(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 691.32.008.6

ПРАВОВЫЕ И НОРМАТИВНЫЕ АСПЕКТЫ
ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ ПРИ УСТРОЙСТВЕ
ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ
В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

Богуш Л.И.

*Фонд инженерных изысканий для строительства при комитете
архитектуры и строительства Минского облисполкома,
г. Минск, Беларусь*

В статье приведены основные правовые и нормативные аспекты производства инженерных изысканий в Республике Беларусь. Проведен сравнительный анализ положений действующих ТНПА при устройстве оснований и фундаментов. Геотехнический мониторинг в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

This article describes the main legal and regulatory aspects of the production engineering research in the Republic of Belarus. Held a comparative analysis of existing TECHNICAL REGULATIONS at the device/foundations. Geotechnical monitoring during construction and operation of buildings and structures.

Согласно СНБ 1.02.01-96 инженерные изыскания выполняются в порядке, установленном законодательством Республики Беларусь, а также строительных норм, стандартов и иных документов (ведомственных, межгосударственных, других государств), если они утверждены или их применение согласовано в установленном порядке.

Основные законодательные акты в сфере изыскательской деятельности:

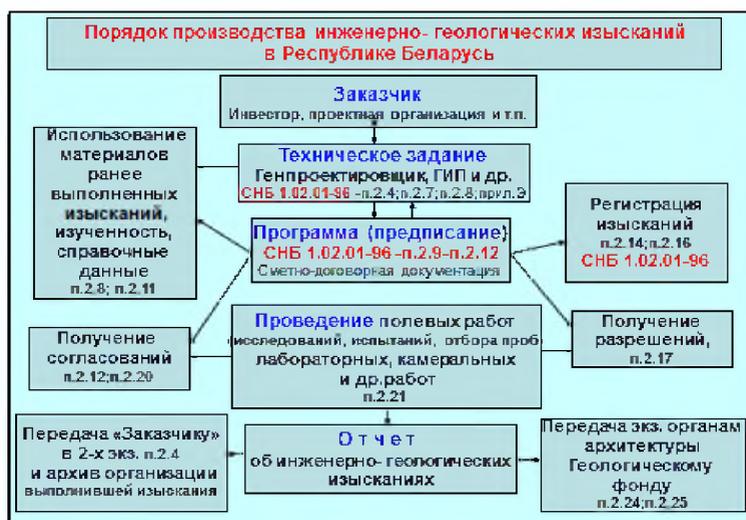
- Кодекс Республики Беларусь о недрах;
- Кодекс Республики Беларусь о земле;
- Водный Кодекс Республики Беларусь;
- Гражданский Кодекс Республики Беларусь;
- Кодекс Республики Беларусь об административных правонарушениях
- Закон «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности»;
- Закон об охране окружающей среды;
- Технический регламент Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность»

В Кодексе Республики Беларусь о земле приведен термин: «Изыскательские работы- работы, осуществляемые на местности в целях сбора информации о поверхности земли и (или) недрах для проектирования объектов, разработки месторождений полезных ископаемых и в иных целях».

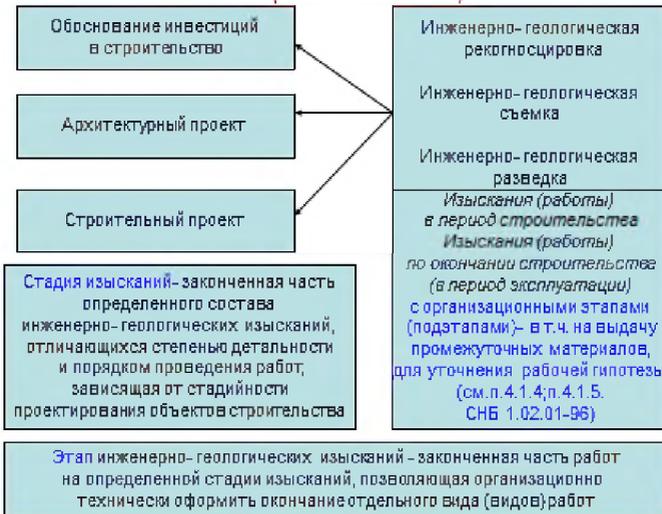
В СТБ 1648-2008 приведены основные термины и определения, в том числе: «Геотехника прикладная строительная дисциплина, основанная на использовании механико-математических методов исследований, целью которой является проектирование и устройство оснований и фундаментов в различных инженерно-геологических условиях и включает в себя: инженерную геологию, механику грунтов и основания фундаментов».

Встречается в Национальных ТНПА, например в СТБ 1164.0 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Контроль качества и приемка работ. Параметры контроля и состав контролируемых показателей п. 4.1.4. При составлении акта и приемке законченных участков оснований из насыпных грунтов предъявляется комиссия – «Отчет о приемочном геотехническом контроле сдаваемого участка».

В ТКП 45-3.02-108-2008 дан термин «Геотехнический мониторинг». В БНТУ готовят специалистов на кафедре «Геотехника и экология в строительстве».



**Стадийность инженерно- геологических изысканий
(по СНБ 1.02.01-96)**



**Организационно-технологическая схема
производства инженерно- геологических изысканий**



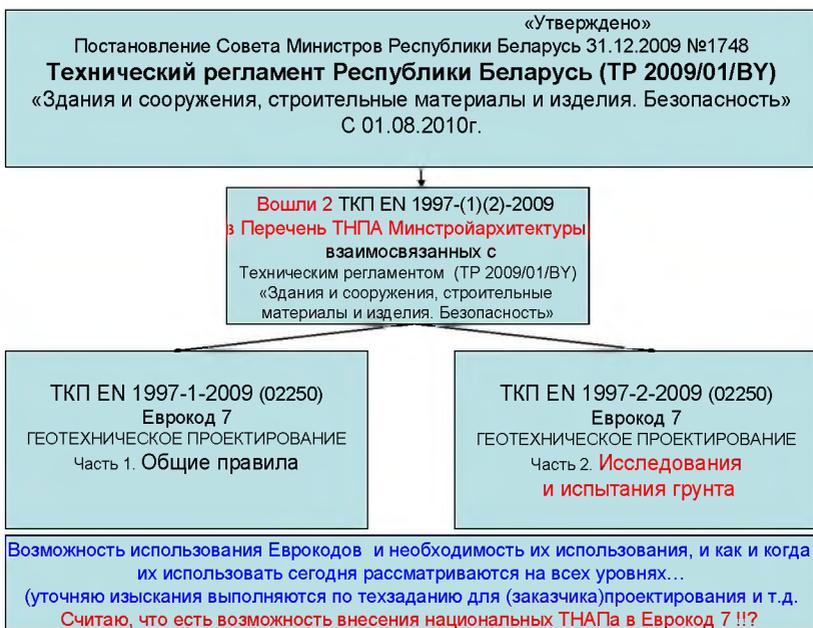
РЕГИСТРАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВА ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ

- В Беларуси согласно действующим СНБ 1.02.01-96 «Инженерные изыскания для строительства»:
- «Инженерные изыскания выполняются в порядке, установленном законодательством Республики Беларусь, и в соответствии с требованиями нормативных документов...» (п.2.2);
- «**Проведение инженерных изысканий следует регистрировать** в установленном порядке в местных органах архитектуры и градостроительства или иных организациях, определенных органами местной власти... геологическом фонде...» (п.2.14,2.16);
- «Получение разрешений и регистрация изысканий производится организацией (предпринимателем), выдавшей задание на изыскания, или по ее поручению организацией (предпринимателем), выполняющей изыскания (с ее согласия), с дополнительной оплатой соответствующих затрат (п.2.17).
- В связи с тем, что задание на изыскания выдается, в основном, проектной организацией- генеральным проектировщиком (по п.2.7 СНБ 1.02.01-96), с привлечением **изыскательской организации**, более поздним законодательным актом- «Кодексом Республики Беларусь о недрах» предусмотрена регистрация изысканий производителями изыскательских работ.

Требования СНБ 1.02.01-96 «Инженерные изыскания для строительства»

Сдача (передача) отчета (заключения, пояснительной записки

- « Предусмотрено п.2.24; п. 2.25 СНБ 1.02.01-96- "Геологическому фонду....Местным органам архитектуры и градостроительства или иным организациям по 2.16, в зоне деятельности которых выполнялись инженерные изыскания, передается экземпляр отчета (заключения, пояснительной записки) об изысканиях".
- В пределах своей компетенции, определенной статьей 18 ЗАКОНА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ №300-З «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь» (Национальный реестр правовых актов Республики Беларусь 13.07.2004г., рег.№2/1049) который вступил в силу с 01 января 2005 года, **территориальные органы архитектуры и строительства осуществляют формирование и ведение фондов материалов инженерных изысканий для строительства. Согласно п.9.13, «ПОЛОЖЕНИЯ о главном архитекторе области, города, района, района в городе», утвержденном Постановлением Совета Министров Республики Беларусь 20.02.2007 №24, главный архитектор области, осуществляет организацию создания и ведения.... Фондов материалов инженерных изысканий для строительства.**



Существенным фактором, характеризующим современное состояние строительства и инженерных изысканий, является кратное расширение круга лиц и отношений, подлежащих нормативно-правовому регулированию. Сейчас, с изменением форм собственности, технологий, материалов, способов финансирования и защиты имущественных прав, в этой сфере как самостоятельные, полноправные участники взаимодействуют строительные, проектные, изыскательские предприятия и индивидуальные предприниматели, поставщики, подрядчики и субподрядчики, дольщики, акционеры и инвесторы, банки, страховые компании, экспертные организации, органы государственной власти, различные контролирующие структуры и т.д. Такая богатая палитра правоотношений, порождает огромное количество конфликтов между участниками строительного процесса, актуализирует сферу конфликтной строительнотехнической экспертизы. Но для изыскателей сегодня уменьшилось количество правовых правил игры, установленных государством в этой сфере (после отмены лицензирования), поэтому инженерны-

ми изысканиями начинают заниматься кто угодно, не имеющие порой даже базового образования в предметной области.

По моему мнению, необходима выработка единых, прозрачных и понятных всем требований и правил проведения изысканий, экспертиз, и использовании этой системы на общее благо и в русле общего тренда государственной политики, направленной на либерализацию экономики, снижение административных барьеров, создание здоровой конкурентной среды.

В связи с этим, мне представляется продуктивной концепция инженерного и (или) экспертного сопровождения объекта капитального строительства на всех этапах его жизненного цикла: от изысканий, проектирования, строительства, эксплуатации, до реконструкции и утилизации, т.е. поддержка взаимодействия собственника (владельца) объекта недвижимости с профессиональными участниками строительного процесса: изыскателями, проектировщиками, подрядчиками, поставщиками, эксплуатирующей организацией, контрольно-надзорными органами, в том числе на предмет принятия значимых управленческих решений и осуществления ответственных действий, а также минимизации собственных рисков и рисков причинения ущерба третьим лицам. Эта концепция, должна согласовываться с законодательными нормативными актами.

Литература

1. Кодекс Республики Беларусь о земле. Кодекс Республики Беларусь о недрах. Водный кодекс Республики Беларусь. Лесной кодекс Республики Беларусь. – Минск : Нац. центр правовой информации Республики Беларусь, 2008. – 393 с.
2. Инженерные изыскания для строительства : СНБ 1.02.01-96. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1996. – 110 с.
3. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Основные требования к составлению и оформлению документации, условные графические обозначения : СТБ 21.302-99. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1999. – 36 с.

УДК 69.131.2+624.1

**НОРМАТИВНО ПРАВОВОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ВОЗВЕДЕНИЯ ОСНОВАНИЙ
И ФУНДАМЕНТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ
С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НАЦИОНАЛЬНЫХ
И ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ**

Кравцов В.Н.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь*

В статье освещены вопросы обеспечения проектирования оснований и фундаментов с использованием национальных технических нормативных правовых актов в области фундаментостроения (ТНПА) и приведения их в соответствие (гармонизация) с европейскими строительными нормами и стандартами (EN Eurocodes).

Issues of foundations and foundation's beds designing using national normative legal documents in the field of construction and their harmonization with Eurocodes are presented in this article.

Введение

Современная нормативно-техническая база РБ по проектированию и возведению оснований и фундаментов была разработана в 90-х годах прошлого века в рамках концепции Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь (МАиС РБ) по созданию «Национального комплекса нормативно-технических документов в строительстве». По поручению МАиС РБ - ГНЭП «Институт БелНИИС» при участии БГПА, ГП «Геосервис», БелГУТ, АП

«Институт Белпроект» и ГП «Стройтехнорм» (название организаций соответствует их аббревиатуре в 1999г.), впервые разработал на базе норм бывшего СССР (СНиП 2.02.01-83 [1], СНиП 2.02.03-85 [2] и др.) национальные нормы РБ по проектированию оснований и фундаментов (руководитель темы к.т.н. В.Н. Кравцов): СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» /3/. Позже к СНБ 5.01.01-99 [3] было разработано свыше 20-ти пособий и рекомендаций, развивающих и детализирующих его основные положения.

Указанный документ не обновлялся более 10 лет. Вместе с тем мировой опыт нормирования показывает, что переработка строительных нормативных документов должна осуществляться каждые 5-10 лет. Исходя из новой программы МАиС РБ в области технического нормирования и стандартизации в 2008 г. было принято решение о переработке СНБ 5.01.01-99 [3] в технический кодекс установившейся практики (ТКП).

Необходимость переработки СНБ 5.01.01 в первую очередь была обусловлена:

- сменой государственного статуса Республики Беларусь;
- сменой экономической и инвестиционной политики государства;
- возникновением рыночных отношений в экономике, в т.ч. в строительстве, и появлением на рынке строительных услуг, как государственных, так и частных структур; большого количества зарубежных фирм, технологий, строительного оборудования и материалов для возведения оснований и фундаментов;
- усложнением условий строительства, связанных: с освоением для целей строительства неблагоприятных территорий со специфическими грунтами, ранее неиспользуемых для этих целей (свалки, неудобья, пойменные и заболоченные земли с пониженными характеристиками грунта и др.); со строительством объектов повышенной этажности и высотных с повышенными нагрузками на основания и рядом других обстоятельств;
- необходимостью учета в строительстве: дополнительных требований по экологической охране окружающей среды; новых технологий при реконструкции исторических памятников, уни-

кальных сооружений и связанных с этим мероприятий по геотехническому мониторингу;

- требованиями гармонизации документа с действующей новой нормативной базой (ТНПА) РБ, СНГ и Еврокодов;
- закреплением в нормах накопленных за последние 10 лет современного опыта проектирования, строительства и результатов последних исследований.

01.07.2012 г. ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения» [4] (руководитель темы к.т.н. В.Н. Кравцов) был введен в действие с отменой СНБ 5.01.01 [3]. Однако в настоящее время специалистам в области строительства и, в частности, фундаментостроения в своей деятельности приходится сталкиваться при проектировании и строительстве объектов на территории РБ не только с действующими национальными ТНПА последнего поколения, но и едиными европейскими строительными нормами.

С 1 января 2010г. Национальный комплекс технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства (ТНПА) дополнен большим блоком европейских норм и стандартов (Еврокодов), которые были подготовлены и введены в действие в очень сжатые сроки.

В результате, при практическом использовании указанных документов у специалистов возникает большое количество вопросов, связанных с применением утвержденных документов, их статусом, порядком действия и приоритета по отношению к национальным ТНПА. Учитывая это, в настоящей статье ниже даны комментарии по вопросам содержания и применения действующих в РБ национальных и Европейских норм (ТКП, СНБ, СТБ, Еврокоды), действующих в параллельных комплексах ТНПА.

Структура национальных ТНПА в области проектирования оснований и фундаментов РБ после введения Европейских норм

В настоящее время нормирование, проектирование зданий и сооружений и интеграция с Европейскими нормами в РБ осуществляется на базе Технического регламента (ТР) «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» [5], утвержденного. Постановлением Совета Министров от

31.12.2010 г., №1748 /5/ (рис. 1). Технический регламент разработан на основе Директив 86/106/ЕЕС и 2002/91/ЕС и определяет требования к зданиям, сооружениям, строительным материалам и изделиям, правила подтверждения соответствия требованиям технического регламента, а также маркировки знаком соответствия.

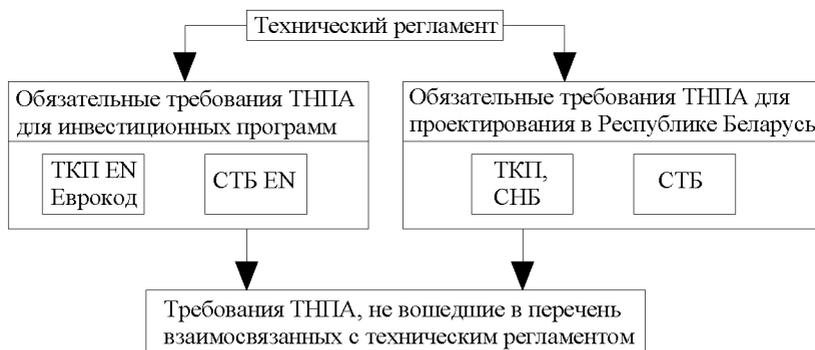


Рис. 1. Система нормирования и строительства в Республике Беларусь с введением Европейских норм

С введением в действие указанного технического регламента (1 августа 2010г.) количество обязательных при проектировании требований ограничено обеспечением устойчивости зданий и сооружений, пожарной безопасности, гигиены, защиты здоровья и охраны окружающей среды, защиты от шума и вибраций, экономии энергии и тепловой защиты, безопасности при эксплуатации. Такой подход полностью идентичен действующим в странах ЕС Еврокодам. Для приведения их в соответствие с национальными ТНПА Минстройархитектуры РБ (письмо №06-2-05/1345 от 03.03.10 г. и №01-2/2/134 от 04.03.10 г. [6]) ввел в действие с 01.01.2010 г. на территории РБ-58 ТНПА (ТКП EN) по проектированию конструкций из различных материалов, **идентичных** Еврокодам. Из них 33 ТКП EN разработаны с национальными приложениями в соответствии с европейским Руководством по внедрению Еврокодов. Предварительно, в ноябре-декабре 2009 г. постановлениями Госстандарта, утверждено 668 европейских стандартов (СТБ EN),

на которые даются ссылки в утвержденных 01.01.2010 г. Еврокодах, гармонизированных в соответствии с Директивой 89/106 ЕЕС.

Информация о введенных в действие ТНПА размещена на официальном сайте РУП «Стройтехнорм» www.stn.by в разделе «Стандартизация». Выход на этот сайт осуществляется с официального сайта Минстройархитектуры www.mas.by — раздел «Нормативно-правовые акты».

По данным Минстройархитектуры РБ (см. письмо [6]) утвержденные и введенные в действие в Республике Беларусь европейские стандарты не отменяют действия национальных ТНПА, развивающих положения Норм бывшего СССР. Их допускается применять для проектирования и строительства наряду с Еврокодами на территории РБ (см. рис.1). Это дает возможность взаимного сотрудничества между странами СНГ, включая экспорт белорусской строительной продукции и услуг в эти страны, а также возможность привлечения инвесторов из этих государств в Республику Беларусь.

В то же время, принятые в Республике Беларусь ТКП EN и СТБ EN позволяют расширить экспорт строительной продукции и услуг в страны Восточной и Центральной Европы, а также снять технические барьеры при реализации зарубежных инвестиционных проектов на территории страны.

Согласно [6], решение о применении при проектировании тех или других норм (ТКП, ТКП EN) принимается заказчиком и проектной организацией с указанием этого условия в контракте (договоре) на проектные работы, задании на проектирование.

Структура, содержание национальных ТНПА по проектированию оснований и фундаментов

В настоящее время основным документом в комплексе национальных ТНПА (см. рис. 1) по проектированию оснований и фундаментов является технический кодекс установившейся практики ТКП 45-5.01-254 [4] (далее – ТКП 254) разработанный в рамках программы технического нормирования и стандартизации Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь.

Настоящий технический кодекс введен с отменой СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений», но не отменяет пособия к СНБ 5.01.01 и другие технические документы, имеющие

статус нормативных актов, принятых до введения настоящего технического кодекса в действие. При этом требования ТКП 254 являются **приоритетными** по отношению к ним. Приведение указанных документов в соответствие с ТКП 254 будет осуществляться при их пересмотре в установленном порядке. Кроме ТКП 254 к основному комплексу нормативно-правовых актов, требуемых для геотехнического проектирования в РБ, относятся следующие основные документы (руководители разработок: М.И. Никитенко, В.Е. Сеськов; В.Н. Кравцов и др.).

ТР2009/013/ВУ Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность;

ТКП 45-5.01-256-2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Забивные сваи. Правила проектирования и устройства;

ТКП 45-1.03-40-2006 Безопасность труда в строительстве. Общие требования;

ТКП 45-5.01-67-2007 Фундаменты плитные. Правила проектирования;

ТКП 45-3.02-108-2008 Высотные здания. Строительные нормы проектирования;

СНБ 1.02.01-96 Инженерные изыскания для строительства

СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология;

СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции

СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия

СНиП 2.01.09-91 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах

П2-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом;

П5-200 к СНБ 5.01.01-99 П5-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом;

П6-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство техногенных геомассивов из песчано-гравийных и щебеночных свай;

П7-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов машин с динамическими нагрузками;

П8-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство защиты подземных сооружений от грунтовых вод;

П9-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование оснований и фундаментов в пучинистых при промерзании грунтах;

П13-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буронабивных свай;

П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен;

П16-03 к СНБ 5.01.01-99 Земляные сооружения. Основания фундаментов. Производство работ;

П18-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буронавигационных анкеров и свай;

П19-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием и др.

Приведенные выше документы разработаны в развитие положений отмененного СНБ 5.01.01 впервые и будут действовать до их пересмотра. Прямых аналогов нет. Они составлены на основе проведенных за последние 10 лет исследований новых конструкций фундаментов (плитных, щелевых, мелкозаглубленных набивных свай в пробитых скважинах, геомассивов, технологий их устройства, включая особые условия строительства и др.).

В национальных ТНПА использованы современные методы проектирования и устройства различных фундаментов, обеспечивающие за счет применения ресурсосберегающих конструкций и методов проектирования, экономию стоимости не менее 5 % на м³ железобетона и снижение трудоемкости работ не менее 15 % по сравнению с методами проектирования в [1] и [2].

Социальная общественная цель разработанных ТНПА: защита интересов государства и потребителей в вопросах качества, надежности, долговечности продукции и обеспечение экологической и технической целесообразности, рационального использования ресурсов и природопользования. Документы гармонизованы с новой нормативной базой республики и стран дальнего и ближнего зарубежья.

В ТКП 254 /4/, в частности, по сравнению с СНБ 5.01.01 и другими аналогичными нормативными документами, включены материалы, в которых уточнены основные принципы проектирования плитных, свайных и специальных фундаментов, в т.ч. заглубленных сооружений, подпорных стен, а так же даны регламентирующие особенности проектирования оснований и фундаментов со-

оружений при их реконструкции и усилении. Уточнен также метод расчета осадок плитных фундаментов с условным ограничением глубины сжимаемой толщи от дополнительного, а не полного давления под подошвой фундамента. Сжимаемая толщина ограничена глубиной, где дополнительное давление составляет до 50% от природного (бытового) давления и учитывается дополнительная осадка, возникающая вследствие разуплотнения грунта при отрывке котлована, уточнены переходные коэффициенты (ζ), надежности (γ) и ряд других расчетных положений, обеспечивающих повышения качества и надежности строительства до 10-15%.

В ТКП 254 включены также такие актуальные вопросы как мониторинг при устройстве оснований и фундаментов и экологические требования, учитываемые при проектировании и устройстве оснований и фундаментов, введены понятия по категориям сложности оснований фундаментов, классам геотехнического риска строительства, дана классификация уровней ответственности зданий и сооружений, исходя из надежности, риска для жизни, экономического и социального ущерба, учитываемых при геотехническом проектировании, ряд других положений по эффективному проектированию оснований и фундаментов.

Документ составлен с учетом зарубежного опыта, современного уровня механовооруженности и возможностей строительных организаций РБ, отвечает всем требованиям экологии и уровню действующих в Беларуси технических регламентов, а также современному уровню проектирования, гармонизирован с новыми национальными и зарубежными комплексами нормативно технической документации в строительстве.

Структура, цели и область применения Еврокодов (ТКП EN)

В 1975 году Комиссия европейских сообществ СЕС, руководствуясь статьей 95 Римского договора, приняла решение о разработке программы действий в области строительства. Целью программы было устранение технических преград в торговле и гармонизация технических требований в европейском союзе и установления системы общих технических правил для проектирования зданий и инженерных сооружений, которые должны заменить различные правила разных стран - членов Сообщества. Однако, опыт внедрения Еврокодов в Германии, Великобритании, Австрии, Польше, Латвии и др. странах в части их

гармонизации с национальными нормативными требованиями в сфере архитектурной и строительной деятельности показывает, что каждое государство – член Европейского Союза до настоящего времени имеет независимую систему нормирования в этой области, гармонизированную с общеевропейскими подходами пока только в отдельных направлениях

Через 15 лет Комиссия с помощью Руководящего комитета, состоящего из представителей государств - членов Сообщества, подготовила и опубликовала в 1980 г., первое поколение Еврокодов.

В 1989 году комиссия СЕС передала Европейскому комитету по стандартизации (CEN) подготовку и публикацию Еврокодов, обеспечив тем самым им статус стандартов Европейского сообщества (EN).

Программа Строительных Еврокодов включает следующие стандарты:

EN 1990, Еврокод 0: Основы строительного проектирования;

EN 1991, Еврокод 1: Воздействия на конструкции;

EN 1992, Еврокод 2: Проектирование бетонных и железобетонных конструкций;

EN 1993, Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций;

EN 1994, Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций;

EN 1995, Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций;

EN 1996, Еврокод 6: Проектирование каменных конструкций;

EN 1997, Еврокод 7: Геотехническое проектирование;

EN 1998, Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций;

EN 1999, Еврокод 9: Проектирование алюминиевых конструкций.

В Еврокодах приводятся параметры, определяемые на национальном уровне, что позволяет учитывать географические, геологические и климатические условия, а также степень безопасности, приемлемую для конкретной страны-участницы. Для каждого параметра, определяемого на национальном уровне в Еврокодах приводятся рекомендованные значения (значения по умолчанию). При этом, страны-участницы могут устанавливать собственные значения параметров, определяемых на национальном уровне, если они обусловлены необходимостью гарантии безопасности при проектировании и выполнении работ по строительству зданий и сооружений в пределах данной страны. Уточненные значения параметров указываются в Национальном приложении.

Страны-участницы ЕС и ЕАСТ определяют Еврокоды как рекомендательные документы для обеспечения единства требований в области гражданского строительства. Директива ЕС 89/106/ЕЕС о выработке типовых договоров на проведение инженерно-строительных работ согласуется с европейскими соглашениями о технических условиях (стандарты EN и ЕТА) сдачи строительных объектов и продукции.

Таким образом, Еврокоды в качестве согласованной системы с едиными правилами обеспечивают свободу предоставления услуг в сфере гражданского проектирования.

В декабре 2003 г. Еврокоды были официально рекомендованы Европейской Комиссией для строительного проектирования, расчета прочности и устойчивости несущих конструкций. Странам-участницам ЕС было рекомендовано подготовить инструкции по применению Еврокодов, в частности в рамках высшего образования, курсов переподготовки и повышения квалификации инженерно-технического состава.

В структуре Еврокодов - Еврокод 7 «Геотехническое проектирование», который наряду с Еврокодами 0; 1 и 8 – является основополагающим при проектировании оснований и фундаментов всех типов сооружений, независимо от их материалов.

По аналогии с описанной европейской практикой, но в более сжатые сроки, указанная работа по гармонизации европейских и национальных норм была проведена в Республике Беларусь (см. выше).

Комментарии по вопросу применения Еврокода 7

Еврокод 7, принятый (введенный) в действие в РБ (ТКП EN [7, 8]) является версией перевода с английского немецких норм DIN EN 1997 – 1:2005-10 и предназначен для проектирования оснований и фундаментов всех типов сооружений, в т.ч. подпорных конструкций. Он позволяет делать расчеты геотехнических воздействий на сооружение, а также устойчивости грунта, подверженного воздействию от сооружения. В документе имеются все предписания (требования) и правила для выполнения геотехнической части строительного проекта.

Еврокод 7 состоит из двух частей: ТКП EN 1997-1 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Основные правила» [7]; EN 1997-2

«Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов» [8]. В настоящей статье рассматривается только часть 1. Ее следует применять совместно с EN 1990 «Еврокод 0: Основы строительного проектирования» (CEN, 2002) [9].

Часть 1 Еврокода 7 «Основные правила» является общим документом, излагающим только принципы геотехнического проектирования в рамках метода расчета по предельным состояниям (LSD). В частности в нем дается общий расчет геотехнических воздействий массива грунта на структурные элементы сооружения в виде: опор, фундаментов, свай, подземных частей зданий и др., а также деформаций и напряжений, возникающих в грунте от внешних воздействий. Отдельные детальные сведения проектирования или расчетные схемы и принципы (точные формулы, графики и др.) приводятся в «информативных» (рекомендуемых) приложениях и одном нормативном (обязательном) приложении А, где указаны «парциальные» (частные) множители и корреляционные коэффициенты для критических предельных состояний по прочности и рекомендованные значения».

В Еврокоде 7 изложены принципы определения геотехнических воздействий (P), воздействий от сооружения (G и Q), «реакции» грунта (R), деформации грунта и его прочность (R_1) в соответствии с его «реакциями» (E), под которыми понимают силы со стороны грунта, уравнивающие воздействия сооружения (G и Q), и геотехнические воздействия (P) на сооружение (рис.2). Значения устойчивости грунта соответствуют предельным значениям его «реакций» в проверяемых предельных состояниях по прочности (ULS), то есть должно соблюдаться условие $E < R$.

Для этого должны быть предварительно определены нагрузки на элементы сооружений и их смещения при контакте с грунтом

Проверку предельных состояний по прочности (ULS), устанавливаемых частью 1 Еврокода 7 следует производить в соответствии с Еврокодом 0 «Основы строительного проектирования» [9].

Проверяется не превышение следующих предельных состояний:

- EQU — нарушение равновесного состояния сооружения или грунта, при котором прочность их материалов является несущественной для обеспечения устойчивости;
- STR — внутреннее повреждение или чрезмерная деформация сооружения или его структурных элементов (опор, свай, стен под-

валов и т.д.), при которых прочность материалов сооружения является значительной для обеспечения устойчивости;

- GEO — разрушение или чрезмерная деформация грунта, при которых прочность дисперсного или скального грунта является значительной для обеспечения устойчивости;

- UPL — нарушение равновесного состояния сооружения или грунта из-за «напорного» давлением воды (всплытия) или других вертикальных воздействий;

- HYD — гидравлическое вспучивание, внутренняя эрозия и суффозия в грунте, вызванные гидравлическими градиентами.

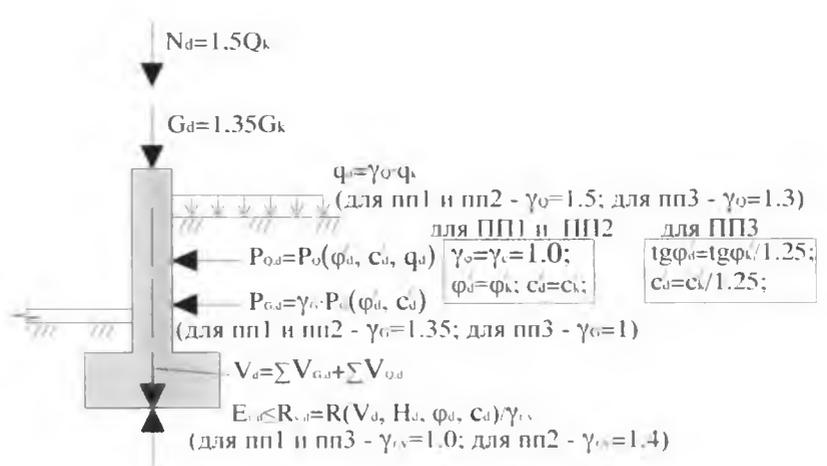


Рис. 2. Принципы подходов ПП1 – ПП3 (DA1-DA3) к проектированию плитных фундаментов (вариант вертикального равновесия при неблагоприятных сочетаниях воздействий)

Среди специалистов разработчиков Еврокода 7 возникли существенные разногласия по формату проверки предельных состояний STR и GEO. Одни настаивали на двойной проверке (неопределенности внешней нагрузки и устойчивости грунта), а другие предпочитали использование только одного формата сочетаний воздействий [10].

В связи с этим, в Еврокоде 7 рекомендуются три различных подхода к проектированию: ПП1, ПП2, ПП3 (Design Approaches 1, 2, 3: DAI, DA2, DA3), выбор одного из которых должен происходить

уже на уровне отдельной страны, то есть каждое государство может в своем национальном приложении определить тот подход, который будет использоваться там для всех типов геотехнических сооружений (фундаментов на естественном основании, свайных фундаментов, подпорных конструкций, склонов, общей устойчивости). В настоящее время ПП1 (DA1) принят в Англии и еще в 6-ти Европейских странах; ПП2 (DA2) – примерно в 9-ти странах; ПП3 (DA3) – в 3-х странах.

Сущность трех подходов к проектированию ПП1-ПП3 иллюстрируется на рис. 2 и заключается в следующем [7–10]:

- ПП1 (DA1) — в этом подходе применяются отдельные расчетные проектные значения из таблиц A1 и A2 [7] по отношению к геотехническим воздействиям, а также прочим воздействиям (в общих случаях задание размеров фундаментов - осуществляется по таблице A2 [7], а устойчивость сооружения — по таблице A1 [7];

- ПП2 (DA2) — применяются проектные значения из таблицы A1 [7] по отношению к геотехническим, а также прочим воздействиям;

- ПП3 (DA3) — применяются проектные значения из таблицы A2 [7] по отношению к геотехническим воздействиям и, совместно с этим, применяются парциальные (частные) коэффициенты из таблицы A1 [7] по отношению к прочим воздействиям.

Таким образом, 1-й подход к проектированию ПП1 (DA1) является двойной проверочной процедурой, взятой без изменения из предварительного стандарта ENV 1997-1. 2-й и 3-й подходы к проектированию (ПП2 (DA2) и ПП3 (DA3)) представляют собой новые процедуры, использующие один формат сочетаний воздействий. ПП2 (DA2) разработан с «коэффициентами устойчивости» для грунта (RFA), в то время как ПП3 (DA3) использует для грунта «коэффициенты материалов» (MFA).

При этом, при любом подходе к проектированию (ПП1-ПП3) предельные состояния STR и GEO проверяются с помощью одних и тех же значений частных коэффициентов, то есть для одних и тех же сочетаний воздействий.

Литература

1. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М. : Госстройиздат, 1985. – 40 с.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. – М. : Стройиздат, 1986. – 45 с.
3. СНБ 5.01.01-99. Основания зданий и сооружений. – Минск : МАиС РБ, 1999. – 36 с.
4. ТКП 45-5.01-254-2012. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования/Минстройархитектуры Респ. Беларусь – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2012. – 164 с.
5. ТР 2009/013/ВУ. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность. – Минск : МАиС РБ, 2009. – 27 с.
6. Письмо Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь и Департамента контроля и надзора за строительством Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь от 3 марта 2010 года № 06-2-05/1345; от 4 марта 2010 года № 01 -2/2/134 «О введении в действие европейских стандартов и норм в области проектирования и строительства». – Минск : МАиС РБ, 2010. – 2 с.
7. ТКП EN 1997-1-2009. Еврокод 7 ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ Часть 1. Общие правила. – Минск : МАиС РБ, 2009. – 129 с.
8. ТКП EN 1997-2-2009. Еврокод 7 ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ Часть 2. Исследования и испытания грунта.- Минск : МАиС РБ, 2009. – 150 с.
9. CEN 2002. Eurocode 0. Basis of structural design. European standard. EN 1990: 2002. Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
10. Frank R., Magnan J.P. A few thoughts about ultimate limit states verifications following Eurocode 7 (in French) / Proc. 12-th European Conf. Soil Mechs. & Geot. Engng. Workshop on the Eurocodes. Amsterdam, 1999. – V. 3. – P. 2179–2183.

УДК 624.151:550.834.015.2

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕЖДУНАРОДНЫХ СИСТЕМ КЛАССИФИКАЦИИ ГРУНТОВ

Моради С.Б.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

Излагается сущность наиболее распространенных международных классификаций грунтов: международная классификация грунтов Министерства сельского хозяйства США (USDA), система классификации грунтов Американской ассоциации государственных автомобильных дорог и транспорта (AASHTO), единая система классификации грунтов (USCS, ASTM D 2487). Приводятся сравнения наименований грунтов по размеру частиц между СТБ 943-93 и ASTM D 2487.

Describes the essence of the most common international soil classification: an international classification of soils U.S. Department of Agriculture (USDA), Soil Classification System of the American Association of State Highway and Transportation (AASHTO), unified soil classification system (USCS, ASTM D 2487) and showed a comparison names of soil particle size between STB 943-93 and ASTM D 2487.

Введение. Классификация грунтов – это систематизация их разных видов по ряду признаков с присвоением каждому из них соответствующего обозначения и представляет собой общий язык для передачи информации.

Объектом классификации грунтов является обеспечение наименования и присвоение им соответствующих символов, например,

G – гравий, основываясь на результатах отбора образцов грунтов и выполненных ключевых испытаний, таких как:

- распределение частиц по размерам (P.S.D.) или анализ состава грунта ситовым методом;
- определение пластических свойств: предела текучести (WL), предела пластичности (WP).

Система классификации грунтов и их наименования в странах СНГ, в том числе и в Беларуси, существенно отличается от имеющихся классификаций стран Западной Европы, таких как Британия, а также северной Америки.

Поэтому при использовании иностранной литературы для правильной интерпретации результатов испытаний, полученных с помощью современных зарубежных установок (статическое зондирование), а также для полноценного общения с учеными разных стран существует необходимость объяснения основных особенностей западных систем классификаций грунтов.

Весьма важным является адаптирование зарубежных классификаций к отечественной, что во многом облегчит интерпретацию показаний различных исследований, а также позволит успешно понимать и использовать зарубежные источники информации в области механики грунтов [1-5]. Сущность и методики международных и отечественной классификации излагаются ниже.

Классификации грунтов по СТБ 943-93 или ГОСТ 25100

В СТБ 943-93 (ГОСТ 25100) проводится расчет содержания фракций по граничным размерам частиц 800, 400, 200, 100, 60, 40, 20, 10, 4, 0.5, 0.25, 0.1 и 0.05 мм.

В этой системе исходя из соотношения в грунте частиц того или иного размера они разделяются на три группы: крупнообломочные, песчаные и пылевато-глинистые грунты.

Физические характеристики, внешний вид и классификация крупнообломочных грунтов зависят от распределения частиц по размерам.

Физические характеристики и внешний вид мелкозернистых грунтов зависят от сцепления и параметров пластичности, которые в свою очередь связаны с минералогическим составом и содержанием воды в грунте.

Мелкозернистые (пылевато-глинистые) грунты классифицируются в соответствии с их пластичностью.

Для удобства классификации частицы, близкие по крупности, объединяются в определенные группы, которым присваиваются соответствующие наименования, приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Классификация частиц грунта по размерам

Наименование франкций	Размеры частиц, мм
Крупнообломочные:	
Валуны (окатанные) и глыбы (угловатые)	Более 200
Галька (окатанная) и щебень (угловатый)	200–10
Гравий (окатанный) и дресва (угловатая)	10–2
Песчаные:	
Крупные	2–0,5
Средней крупности	0,5–0,25
Мелкие	0,2–0,05
Пылеватые	0,05–0,005
Глинистые	Менее 0,005

Природные грунты разнородны по своему составу и, соответственно, имеют различные свойства для применения в строительстве. Основное влияние на свойства грунтов оказывает процентное содержание в них глинистых частиц, по которому их разделяют на глины, суглинки, супеси и пески (табл. 2).

Таблица 2

Классификация по количеству глинистых частиц

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц, %
Глина	Более 30
Суглинок	30–10
Супесь	10–3
Песок	Менее 3

Существуют различные классификации размеров частиц грунтов, но наиболее часто используемыми и распространенными являются следующие (рис. 1, табл. 3):

1) Международная классификация грунтов Министерства сельского хозяйства США, предложенная на I Международном конгрессе почвоведов в Вашингтоне в 1927 году (USDA).

2) Система классификации грунтов Американской ассоциации государственных автомобильных дорог и транспорта (AASHTO).

3) Единая система классификации грунтов (USCS).

4) Классификация грунтов Массачусетского технологического института, предложенная профессором Гилбой (Gilboy) (MIT).

5) Классификация грунтов, используемая в Беларуси СТБ 943-93 (ГОСТ 25100-82).

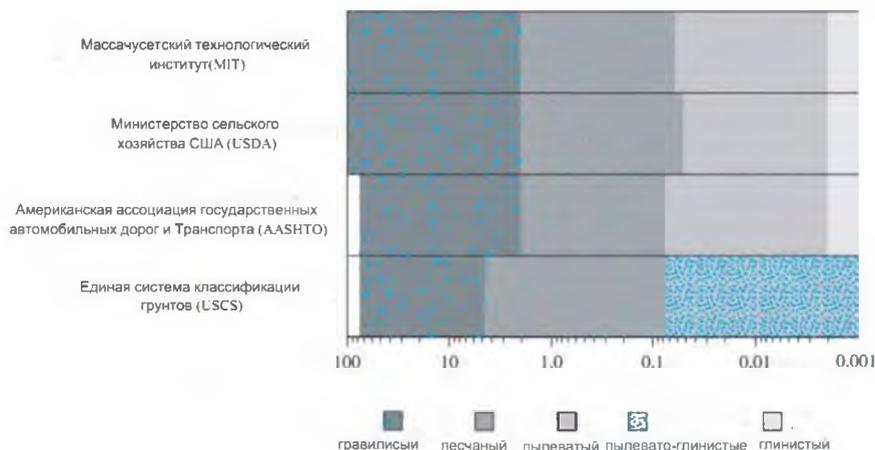


Рис. 1. Пределы размеров частиц грунтов в разных системах зарубежных классификаций

Классификации неоднородных грунтов основаны на распределении частиц по размеру, известные также как текстурные классификации. Наиболее известна из них треугольная международная классификация грунтов Министерства сельского хозяйства США (USDA), показанная на рис. 2. Она основана на процентном соотношении частиц песка, пыли и глины в составе грунта.

Классификация частиц грунтов по размерам

Название классификаций	Размер частиц (мм)			
	Крупнообломочные	Песчаные	Пылеватые	Глинистые
Классификация Массачусетского технологического института (MIT)	>2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	< 0,002
Международная классификация грунтов Министерства сельского хозяйства США (USDA)	>2	2 – 0,05	0,05 – 0,002	< 0,002
Система классификации грунтов Американской ассоциации государственных автомобильных дорог и транспорта (AASHTO)	76,2 – 2	2 – 0,075	0,075 – 0,002	< 0,002
Единая система классификации грунтов (USCS);(Американская военная корпорация инженеров и Американского общества по испытаниям и материалам)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	мелкозернистые грунты (т.е. пылеватые и глинистые) < 0,075	

Данная классификация разработана для сельскохозяйственных целей и необходимо понимать, что эта система отличается от тех, которые используются в геотехнике. Также необходимо обратить внимание, что приведенные в данной классификации подразделения не соответствуют тем, которые определены в других системах, и поэтому глины и пыли в данной классификации отличаются размером частиц, не соответствуя пределам Аттерберга.

Для применения данной классификации необходимо найти общий вес песка, пыли и глины и определить удельный вес каждой составляющей в процентах от общего веса. Затем, используя треугольник (рис. 2), осуществить классификацию грунтов.

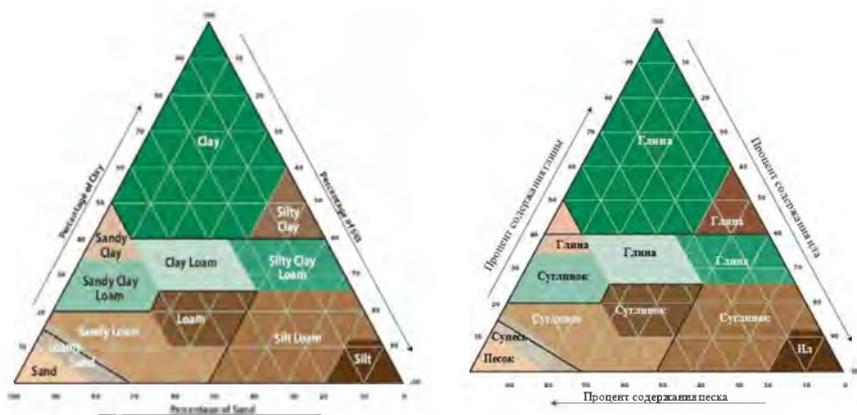


Рис. 2. Классификация грунтов Министерства сельского хозяйства США (USDA)

Система классификации USDA предполагает, что грунт не содержит частиц размером более 2,0 мм. Однако, если грунт все же содержит частицы более 2,0 мм, то требуется определенная коррекция, чтобы подвести процент песка, пыли и глины до 100 %. Например, если исследуемый грунт содержит 20 % частиц размером более 2 мм, фактическая сумма процентов песка, пыли и глины составит 80. Если же образец грунта содержит 16 % песка, 24 % пыли и 40 % глины, то исправленные проценты получаются умножением каждого показателя на коэффициент $100/80$. В результате получим 20, 30 и 50 %. Далее этот грунт классифицируют на основе скорректированных процентов.

Система классификации грунтов Американской ассоциации государственных автомобильных дорог и транспорта (AASHTO)

Одна из первых систем классификации грунтов была создана Карлом Терцаги (Terzaghi) и Авардом Хогентоглером (Hogentogler) в 1928 году и была предназначена специально для дорожного строительства. В настоящее время она известна как система классифи-

кации грунтов Американской ассоциации государственных автомобильных дорог и транспорта (AASHTO).

Данная система использует гранулометрический состав и классифицирует грунты по пределу Аттерберга, чтобы назначить классификационную группу и группу индексов для грунта. Такие группы варьируют от А-1 ("хорошие грунты") до А-8 ("плохие грунты"). Группы со значением индекса около 0 указывают на "хороший грунт", в то время как значения 20 и более свидетельствуют об очень слабых грунтах. Тем не менее, грунт может быть "хорошим" для использования в дорожном строительстве, но при этом быть "очень слабым" для других целей, и наоборот.

Сама система рассматривает только ту часть грунтов, которые прошли через 3-дюймовое сито. Если какие-либо частицы не проходят через это сито, то их процентное содержание должно быть записано и отмечено в соответствии с классификацией.

При работе с данной системой необходимо использовать табл. 4 для определения классификационной группы. Начинать необходимо с левой стороны от А-1-а и проверять каждый из приведенных критериев. Если все действия выполнены, то определяется классификационная группа. Когда какой-либо критерий не удовлетворяется, то необходимо сделать шаг вправо и повторять процесс до тех пор, пока все критерии не будут удовлетворены. Не следует начинать расчет с середины таблицы или графика.

Далее необходимо вычислить индекс классификационной группы с помощью уравнения:

$$(F-35) [0.2+0.005(wL - 40)] + 0.01(F-15)(IP - 10) \quad \phi \quad (1)$$

где F – содержание мелких частиц (выраженное в процентах); W_L – предел текучести; I_p – число пластичности.

При оценке индекса группы для грунтов А-2-6 или А-2-7 используется только второе слагаемое в уравнении (1). Для всех грунтов необходимо выражать индекс группы в виде целого числа. Полученный индекс группы меньше нуля указывают как ноль.

Таблица 4

Система классификация грунтов AASHTO

Система классификации грунтов Американской ассоциации государственных автомобильных дорог и транспорта (AASHTO M 145 или ASTM D3282)												
Общая классификация	Крупные частицы (35% или меньше прошедшие 0,075 мм через сито)							Пылевато-глинистые частицы (>35% прошедшие 0,075 мм через сито)				Высоко органические
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Группа классификации	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Гранулометрические испытания, % прошедших через сито												
2.00 mm (№ 10)	50 max
0.425 (№ 40)	30 max	50 max	51 max
0.075 (№ 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min	
Характеристики фракции прошедшие 0,425 мм (№ 40)												
Границы текучести	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	41 min	
Число пластичности	6 max	N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min		
Обычные типы со значительным составляющим грунтом	Каменные фрагменты, гравий и песок		Мелкие пески	Пылеватый или глинистый гравий и песок				Пылеватые грунты		Глинистые грунты		Торф

В конце, выражают классификацию грунтов по AASHTO как группу классификации (A-1 по A-8), а затем приводится индекс группы в скобках. Например, грунт с группой классификации A-4 и индексом группы 20 будет представлен как A-4 (20).

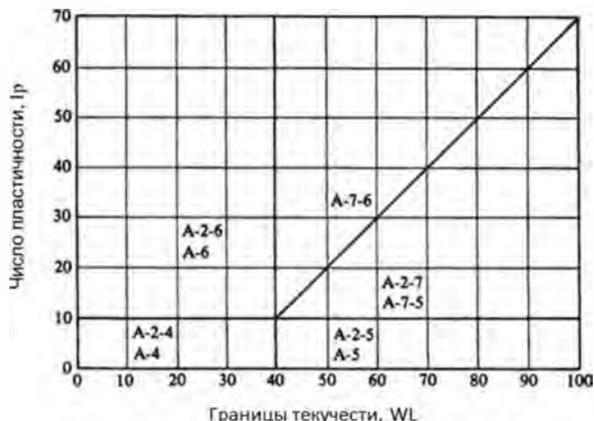


Рис. 3. Диапазон пределов текучести и пластичности для грунтов в группах А-2, А-4, А-5, А-6 и А-7 в АASHTO М 145 (или ASTM D 3282)

Первое слагаемое в уравнении (1) представляет собой частный индекс группы, определенный по пределу текучести. Второе слагаемое представляет частный индекс группы, определяемый по показателю пластичности.

Ниже приведены некоторые правила для определения индекса группы:

- Если уравнение (1) дает отрицательное значение для GI , то он принимается равным нулю.
- Индекс группы, рассчитанный по формуле (1), округляется до ближайшего целого числа, например, $GI = 3,4$ округляется до 3; $GI = 3,5$ округляется до 4.
- Не существует верхнего предела для индекса групп.
- Индекс группы грунтов, относящихся к группам А-1-а, А-1-б, А-2-4, А-2-5 и А-3, всегда будет равен нулю.
- Если для грунтов, относящихся к группам А-2-6 и А-2-7, вычисляется частный индекс группы PI , то необходимо использовать формулу

$$GI = 0,01 (F-15) (PI-10) (2)$$

Единая система классификации грунтов (USCS или ASTM D-2487)

Артур Касагранде разработал новую систему классификацию грунтов для армии США во время Второй мировой войны (Касагранде, 1948). С тех пор она была обновлена и сейчас закреплена в стандарте ASTM D 2487 как единая система классификации грунтов (USCS). В отличие от системы AASHTO, USCS не ограничивается каким-либо конкретным видом проекта, Эта система применима для разных целей, благодаря чему стала наиболее распространенной среди геотехнических инженеров. Для классификации крупнообломочных и песчаных грунтов по стандартам ASTM D 2487 определяют содержания фракций по граничным размерам частиц: 300, 76.2, 19, 4.75, 0.425 и 0.075 мм.

В своем первоначальном виде классификация состояла только из двух или четырех групп буквенных символов. Затем система была улучшена путем добавления нескольких названий для каждой группы символа. Например, типичная классификация USCS будет:

SM – пылеватый песок с гравием, где "SM" является символом группы, а "пылеватый песок с гравием" является названием группы.

Положение типа грунтов в названии группы указывает, что это относительное значение, а именно:

Существительное – первичный компонент

Прилагательное – вторичный компонент (или дополнительное объяснение основного компонента)

"с" – третичный компонент.

Например, в глинистых песках с гравием имеется песок как наиболее важный компонент, глина как вторичный, и гравий, как третий по значимости. Если присутствует незначительное количество какого-то типа грунта, то он не включается в название группы. Например, глинистый песок похож на описанный грунт, за исключением того, что содержит меньше 15% гравия.

В единой системе используются следующие символы для идентификации:

Обозначение	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Описание	гравий	песок	пыль	глина	органический пыль и глина	торф	высокая пластичность	низкая пластичность	однородный неоднородный	

Для использования единой системы классификации грунтов следует соблюдать такую последовательность действий:

1. Определить, относится ли грунт к сильно органическому или нет. Если да, то этот грунт имеет следующие характеристики:

- состоит в основном из органического материала;
- имеет темно-коричневый, темно-серый или черный цвет;
- имеет органический запах, особенно во влажном состоянии;
- имеет мягкую консистенцию.

Кроме того, волокнистый материал (остатки дерева, листьев, корней и т.д.) часто бывают очевидны в грунте.

Если грунт не имеет таких характеристик, то необходимо перейти к шагу 2.

Однако, если вышеперечисленные характеристики имеются, то грунт необходимо классифицировать следующим образом:

- Обозначение группы: Pt;
- Название группы: Торф.

2. Провести испытание с помощью сита для определения распределения частиц в грунте. Для неофициальной классификации распределение размеров частиц может осуществляться на основе визуального осмотра.

3. На основании распределения частиц по размерам необходимо определить процент совокупности пропускания через сито частиц диаметром 3 дюйма, сита №4 и №200, а затем рассчитать проценты по весу гравия, песка и мелких частиц, используя определения в табл. 1.

4. Если 100% грунта проходит через сито диаметром 3-дюйма, то необходимо перейти к шагу 5, а если нет, то основываться на классификации той части грунта, которая проходит через это сито.

5. Если 5% или более грунта проходит через сито №200, необходимо провести испытания по Аттербергу, чтобы определить пределы текучести и пластичности.

6. Если грунт мелкозернистый (т.е. > 50% проходит через сито № 200), необходимо следовать в направлении для мелкозернистых грунтов. Если грунт крупнозернистый (т.е. <50% проходит через сито № 200), необходимо следовать указаниям для классификации крупнозернистых грунтов (рис. 4 и 5).

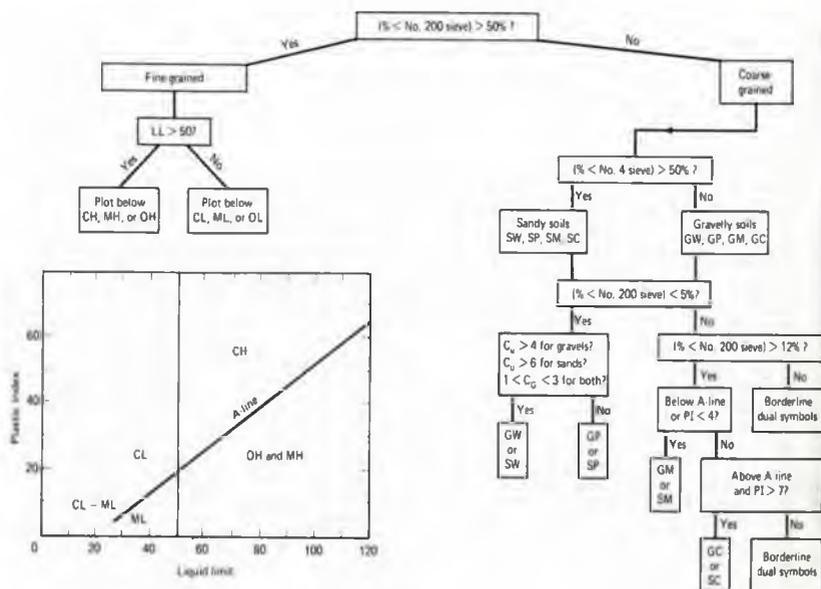


Рис. 4. Алгоритм классификации грунтов по единой системе классификации грунтов (USCS)

Отнесение грунтов к органическим или неорганическим производится по содержанию в них органического вещества, определяемого при сжигании. При содержании органического вещества $< 5\%$ грунт относится к минеральным (inorganic soil) и классифицируется как CH, CL, MH или ML. При содержании органического вещества $\geq 5\%$, грунт относится к органо-минеральным (organic soil) и классифицируется как OH или OL.

При содержании органического вещества $> 50\%$ проводится дополнительный ситовой анализ (сито 2 мм) и определяется количество неразложившейся органики (не прошедшей через сито). При содержании неразложившейся органики $> 50\%$ грунт относится к торфам (Pt), а при содержании неразложившейся органики $\leq 50\%$ – к заторфованным грунтам.

Сравнивая самую распространенную систему классификации грунтов (USCS) (ASTM D 2487) с предусмотренной СТБ 943-93 (ГОСТ 25100), можно сопоставить размеры гранулометрических фракций (табл. 5).

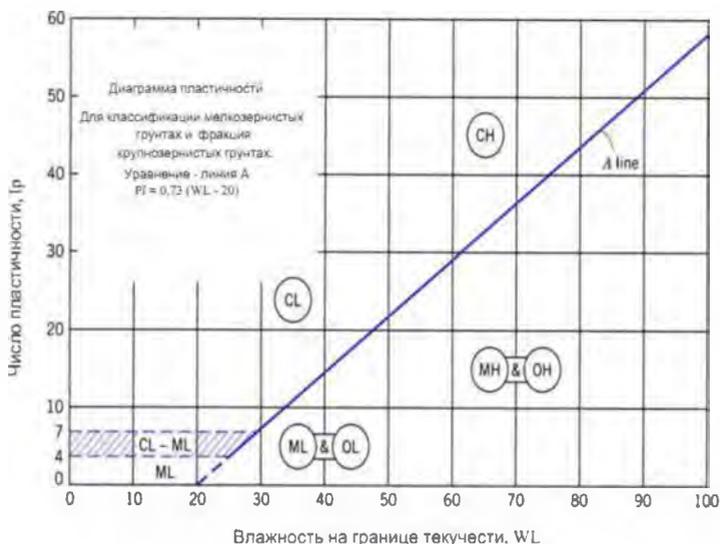


Рис. 5. График пластичности грунтов (Plasticity Chart) по ASTM D2487: Условные обозначения: CH – fat clay, CL – lean clay, ML – silt, MH – elastic silt, CL-ML – silty clay, OH – organic clay with high plasticity, OL – organic clay with low plasticity. Линия А отделяет пыль от глины

Сравнение наименования грунтов по размеру частиц по двум системам приведены в табл. 6. В табл. 7 приведено сравнение наименований грунтов по содержанию глинистых частиц.

В настоящее время нет не только общепринятой научным сообществом классификации грунтов, но и отсутствуют единые номенклатурные построения и методические подходы. Это приводит к тому, что даже при экспериментальном подходе к систематике грунтов исследователи применяют различные методы и критерии для группировки грунтов. При этом в классификациях, отличающихся между собой по принципиальным вопросам, часто используются одни и те же названия, что создает дополнительные трудности.

Таблица 5

Сопоставление размеров гранулометрических фракций, определяемых по стандартам ГОСТ 25100 и ASTM D 2487

КРУШНОБЛОМОЧНЫЕ ГРУНТЫ																	
Размер частиц, мм	800	630	400	300	200	100	76,2	63	60	40	20	19	10	6,3	4,75	4	2
ГОСТ	Валуны, глыбы				Галька, щебень						Гравий, дресва						
	крупные	средние		мелкие	крупные		средние		мелкие		крупные	средние		мелкие			
ASTM	Boulders				Cobbles			Gravel									
							coarse			fine							

ПЕСКИ																	
Размер частиц, мм	4,75	2	0,63	0,5	0,425	0,25	0,2	0,1	0,075	0,063	0,05	0,02	0,063	0,005	0,002		
ГОСТ	Песок												Пыль		Глина		
	гравелистый		крупный		средней крупности		мелкий		пылеватый								
ASTM	Sand												Silt		Clay		
	Coarse		Medium				Fine										

Таблица 6

Наименование грунтов по размеру частиц

ASTM D 2487		СТБ 943-93 (ГОСТ 25100)	
Наименование грунта	Размер частиц, мм	Наименование грунта	Размер частиц, мм
Coarse Gravel	> 6	Гравий	10 – 2
Fine Gravel	6 – 2		
Coarse Sand	2 – 0,2	Песок крупный	2 – 0,5
			Песок средний
Fine Sand	0,2 – 0,02	Песок мелкий	0,25 – 0,1
			Песок тонкий
Silt	0,02 – 0,002	Пылеватые	0,05 – 0,005
Clay	< 0,002	Глинистые	< 0,005

Таблица 7

Сравнение наименования грунта по содержанию глинистых частиц

ASTM D 2487		СТБ 943-93		
Наименование грунта		Содержание глинистых частиц, %		Наимен. грунта
Sands	sand	< 10 and commonly < 5	< 3%	Песок
	Loamy sand	5-10	3-10	
	Clayey sand	5-10	3-10	
Sandy Loams	Sandy loam	10-15	10-30	Суглинок
	Fine sandy loam	10-20		
	Light sandy clay loam	15-20		
Loams	Loam	about 25	> 30	Глина
	Loam, fine sandy	about 25		
	Silt loam	about 25 with > 25% silt		
	Sandy clay loam	20-30		
Clay loams	Clay loam	30-35	> 30	Глина
	Silty clay loam	30-35, with > 25% silt		
	Fine sandy clay loam	30-35		
Light Clay	Sandy clay	35-40	> 30	Глина
	Silty clay	35-40, with > 25% silt		
	Light clay	35-40		
	Light medium clay	40-45		
Medium – heavy clays	Medium clay	45-55	> 30	Глина
	Heavy clay	> 50		

Поэтому в международном сотрудничестве возникает необходимость предусмотреть определение гранулометрического состава грунтов двумя методами – белорусским и международным, – с соответствующими пояснениями.

Литература

1. ГОСТ 25100 – 2011. Грунты . Классификация. .
2. СТБ 943-93. Грунты, Классификация. Стандарт Республики Беларусь – 1993.
3. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов. – М., 1994.
4. Das, V. M. Principles of geotechnical engineering. – 5th edition. – 2006
5. ASTM D 2487. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes. – 2001.

УДК 624.15

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ
КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА
ПРИ УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ**

Родкевич Г.С.

*Межотраслевой институт повышения квалификации
и переподготовки кадров по менеджменту и развитию персонала
БНТУ, г. Минск, Беларусь*

В статье приведена систематизированная информация по нормативно-техническому обеспечению контроля качества при устройстве оснований и фундаментов для подтверждения соответствия существенным требованиям безопасности технического регламента Республики Беларусь.

The article gives organized information about regulatory and engineering provisions on quality control of subfoundation works to confirm their compliance with the relevant requirements for security of Technical regulations on safety requirements of Belarus.

Необходимость и целесообразность разработки стандартов по контролю качества обусловлены повышением требований к надежности и долговечности строительных конструкций, разработкой и внедрением систем качества в строительстве и введением обязательных для соблюдения требований связанных с безопасностью техническим регламентом Республики Беларусь ТР 2009/013/ВУ [1].

В перечень строительных материалов и изделий, работ в строительстве, подлежащих подтверждению соответствия существенным

требованиям безопасности технического регламента Республики Беларусь ТР 2009/013/ВУ [1] в форме декларирования соответствия включены: конструкции бетонные и железобетонные фундаментов (п.50), оголовки свай железобетонные (п.60) и сваи железобетонные (п.99), в форме обязательной сертификации - работы по устройству оснований, фундаментов зданий и сооружений (п. 198). Следует отметить, что перечень может быть дополнен изделиями железобетонными подпорных стен.

В 2009-2013 г.г. разработаны и введены в действие стандарты по контролю качества работ:

- СТБ 1164.1-2009 [2] по устройству фундаментов на основаниях из естественных грунтов, включающий:
 - устройство котлованов;
 - устройство фундаментов;
- СТБ 1164.2-2009 [3] по устройству искусственных оснований из насыпных и намывных грунтов, включающий:
 - устройство оснований из насыпных грунтов;
 - разработку карьера при устройстве оснований из намывных грунтов;
 - устройство оснований из намывных грунтов;
- СТБ 1164.3-2009 [4] по устройству свайных фундаментов, включающий:
 - фундаменты из забивных свай;
 - фундаменты из буронабивных свай;
 - фундаменты из свай набивных с уплотненным основанием;
- - СТБ 1164.4-2009 [5] по буроинъекционным анкерам и сваям, включающий:
 - устройство буровых скважин;
 - устройство буроинъекционных анкеров и свай;
- СТБ 1164.5-2010 [6] по подпорным стенам и креплению котлованов, включающий:
 - устройство траншей под стены в грунте;
 - устройство сборных подпорных стен и наружных стен подвалов;

- устройство монолитных подпорных стен и наружных стен подвалов;

- устройство траншейных стен методом «стена в грунте»;

• СТБ 2259-2012 [7] по защите подземных сооружений от грунтовых вод, включающий:

- устройство окрасочной (лакоокрасочной, мастичной) и литой гидроизоляции;

- устройство оклеечной гидроизоляции;

- устройство штукатурной гидроизоляции;

- устройство гидроизоляции из металлических листов и полимерных листовых материалов;

- устройство пропиточной гидроизоляции;

- устройство инъекционной гидроизоляции;

- устройство засыпной (гидрофобной и глиняной) гидроизоляции;

- устройство дренажей и дренажных систем;

• СТБ 2313-2013 [8] по основаниям и сооружениям из армированного грунта, включающий:

- устройство оснований из армированного грунта;

- сооружения из армированного грунта.

Основополагающий стандарт по контролю качества СТБ 1164.0-2012 [9] утвержден и введен в действие с 1.09.2013 постановлением Госстандарта Республики Беларусь № 79 от 13.12.2012 на основании разработанных и введенных в действие стандартов по контролю качества работ [3–8]. Систематизированная информация по единому методическому принципу номенклатуры контролируемых показателей для всех видов работ по устройству оснований и фундаментов, позволит специалисту определить и реализовать оптимальную организационно-технологическую схему контроля качества.

Типы и виды оснований и фундаментов для номенклатуры показателей качества приняты в соответствии с ТКП 45-5.01-254-2012 [10], типы, виды и разновидности грунтов - в соответствии с СТБ 943-2007 [11]. ТКП 45-5.01-254-2012 [10] включен в перечень технических нормативных правовых актов, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований ТР 2009/013/ВУ (раздел I, п. 58) [12].

Следует отметить, что стандарты по контролю качества работ [3-7] включены (раздел II, п.п. 138-142), а должны и по-видимому будут включены [1,8.9] в перечень технических нормативных правовых актов, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований ТР 2009/013/ВУ [1,12]. Разработанные стандарты позволяют более четко организовать процесс проведения контроля качества работ по единому методическому принципу номенклатуры контролируемых показателей для всех видов работ по устройству оснований и фундаментов. Стандарты, по контролю качества работ на устройство других видов фундаментов могут разрабатываться в дополнение к действующим стандартам.

Показатели и методы контроля показателей, подлежащие подтверждению при оценке соответствия требованиям ТР 2009/013/ВУ установлены в следующих стандартах включенных в перечень технических нормативных правовых актов, взаимосвязанных с ТР /013/ВУ [12]:

- СТБ 1075-97 (с изм. № 1 с 01.04.2012) [13] по изделиям свай (п.126);
- СТБ 1076-97 (с изм. № 3 с 01.04.2012) [14] по конструкциям бетонным и железобетонным фундаментам (п.127);
- СТБ 1489-2004 (с изм. № 1 с 01.04.2012) [15] по изделиям оголовков (п. 194);
- СТБ 1866-2009 (с изм. № 1 с 01.04.2012) [16] по изделиям подпорных стен (пропущен в перечне [12]).

Показатели и методы контроля показателей, подлежащие подтверждению при оценке соответствия требованиям ТР 2009/013/ВУ по приведенным стандартам:

- прочность (за исключением изделий свай по [13]), трещиностойкость;
- класс бетона по прочности на сжатие;
- марка бетона по морозостойкости в [13] (морозостойкость в [14], морозостойкость бетона изделий в [15,16]);
- марка бетона по водопроницаемости по изделиям свай и оголовков [13,14];

- удельная эффективная активность естественных радионуклидов (... в бетоне изделий в [15,16]);

- фактические отклонения геометрических параметров изделий в [15,16] (значения действительных отклонений геометрических параметров от предельных в [13], отклонения геометрических параметров конструкций в [14]);

- фактические отклонения защитного слоя бетона до рабочей арматуры в [15,16] (значения действительных отклонений толщины защитного слоя бетона до рабочей арматуры в [13], отклонения по толщине защитного слоя до рабочей арматуры в [14]);

Устройство оснований и фундаментов следует осуществлять при наличии актов промежуточной приемки ответственных конструкций и актов освидетельствования скрытых работ с участием авторского надзора при устройстве оснований и фундаментов, составленных для предшествующих выполненным работ в соответствии с СТБ 1164.0-2012 [1] (приложение А, обязательное), который включает:

- акты промежуточной приемки ответственных конструкций и акты освидетельствования скрытых работ при устройстве оснований фундаментов и оснований земляных сооружений;

- акты промежуточной приемки ответственных конструкций и освидетельствования скрытых работ при устройстве фундаментов;

- акты промежуточной приемки ответственных конструкций и освидетельствования скрытых работ при устройстве защиты подземных сооружений от подземных вод.

Сертификация работ по устройству оснований и фундаментов и декларирование сборных конструкций фундаментов по приведенным стандартам контроля качества позволяет решить вопрос подтверждения соответствия существенным требованиям безопасности технического регламента Республики Беларусь.

Литература

1. Технический регламент Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» (ТР 2009/013/ВУ).

2. СТБ 1164.1-2009 Строительство. Устройство фундаментов на основаниях из естественных грунтов. Контроль качества работ.

СОДЕРЖАНИЕ

Секция 3

Конструкции и технологии устройства фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. Усиление и реконструкция оснований и фундаментов

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ НА ОБВОДНЕННЫХ ГРУНТАХ <i>Алексеевко В.Н., Жиленко О.Б.</i>	3
УДАРНЫЕ ВОЛНЫ В ГРУНТОВЫХ ОТЛОЖЕНИЯХ <i>Баранов Н.Н.</i>	12
УЧЕТ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ПРИЛОЖЕНИЯ НАГРУЗКИ ПРИ ЧИСЛЕННОМ МОДЕЛИРОВАНИИ РАБОТЫ УСИЛЕННОГО СВАЯМИ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ <i>Блащук Н.В., Маевская И.В., Балакер С.Ю.</i>	23
К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ И ПРИМЕНЕНИЯ ЦЕМЕНТНЫХ РАСТВОРОВ ДЛЯ СТРУЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ <i>Богов С.Г.</i>	30
СТРУЙНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ В ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ ПРАКТИКЕ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ <i>Бойко И.Л., Никитенко М.И., Аль-Хаснави Р.М.</i>	38
ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ФУНДАМЕНТАХ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ И НА ОСНОВАНИЯХ, АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОЦЕМЕНТНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ <i>Винников Ю.Л., Ларцева И.И., Харченко М.А., Мирошниченко И.В.</i>	52
ТЕХНОЛОГИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ ПУТЕМ УСТРОЙСТВА ПЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ <i>Гембарский Л.В.</i>	60
ФУНДАМЕНТЫ-ОБОЛОЧКИ НА ВЫГРАМБОВАННОМ ОСНОВАНИИ <i>Гончаров Б.В., Гареева Н.Б., Галимнурова О.В., Башлыков А.В.</i>	70

ADVANCEMENT IN PILE FOUNDATION DESIGN IN KAZAKHSTAN CONSTRUCTION SITES AND CONTRIBUTION OF CENTRIFUGE TECHNOLOGY <i>Zhussupbekov Zh., Lukpanov R.E., Uteпов Ye.B., Morev I.O.</i>	79
ГРУНТОЦЕМЕНТНЫЕ СВАИ ЗДАНИЙ ПОД ДОСТУПНОЕ ЖИЛЬЕ <i>Зоценко Н.Л., Павликов А.М., Петраш А.В., Нестеренко Т.Н.</i>	86
КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА ГРУНТОЦЕМЕНТНЫХ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ <i>Зоценко Н.Л., Иванченко В.Г., Ясько С.Г.</i>	92
ВЕРОЯТНОСТНЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ НАДЕЖНОСТИ ОСНОВАНИЯ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ <i>Кичаева О.В.</i>	100
ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КОНСТРУКТИВНО- ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ПРОЦЕССА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ <i>Клебанюк Д.Н., Пошта П.С., Шведовский П.В.</i>	109
УПРОЧНЕНИЕ СЛАБОГО ОСНОВАНИЯ СТОЛБАМИ В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ <i>Клосиньски Болеслав, Гаевска Беата,</i>	121
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНО АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ <i>Кравцов В.Н.</i>	141
ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НА НИХ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК МАЛОЙ ИНТЕНСИВНОСТИ <i>Кравцов В.Н., Лапатин П.В.</i>	150
ПРИМЕНЕНИЕ И ИССЛЕДОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ВИНТОВЫХ СВАЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ <i>Кравцов В.Н., Зайцев М.В., Аль-Тамими Саиф Сами</i>	158
УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ ПРИ ПОМОЩИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СВАЙ, УСТРАИВАЕМЫХ В ЗАЩИТНОЙ СРЕДЕ ЦЕМЕНТНОГО РАСТВОРА <i>Кремнев А.П.</i>	166
ПРАКТИКА ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ПО СТРУЙНО-СМЕСИТЕЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ <i>Крысан В.И., Крысан В.В.</i>	171

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ С ПОМОЩЬЮ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ <i>Метс М., Мусатова Е.</i>	178
УКРЕПЛЕНИЕ СЛАБЫХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ НАСЫПИ АВТОДОРОГИ ПРИ ПОМОЩИ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ <i>Малинин А.Г., Гладков И.Л., Жемчужов А.А.</i>	195
О КАРСТООПАСНОСТИ И ПРОТИВОКАРСТОВОЙ ЗАЩИТЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ <i>Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Галимнурова О.В.</i>	201
ОПЫТ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ МОДЕРНИЗАЦИИ ЦЕЛЛЮЛОЗНО-БУМАЖНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ <i>Невзоров А. Л., Никитин А. В., Аксенов С. Е., Заручевных А. В., Стрелкова Н.Ю.</i>	210
ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА СВАЙНО-ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ПРАВОСЛАВНОГО ХРАМА АРХИСТРАТИГА БОЖЬЕГО МИХАИЛА, Г. МИНСК <i>Нестеренок А.С., Таняня Г.Н., Никитенко М.И., Сернов В.А.</i>	218
ПРОГНОЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВИБРОНАБИВНЫХ СВАЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЯХ <i>Никитенко М.И., Моради С.Б.</i>	224
КОМПОЗИТНАЯ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКАЯ АРМАТУРА ДЛЯ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ <i>Пивень К.В.</i>	233
ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА ОПТИМАЛЬНОЙ СХЕМЫ РАЗМЕЩЕНИЯ ТОЧЕК УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ <i>Пойта П.С., Клебанюк Д.Н., Шведовский В.</i>	241
ПОДЪЕМНО-СПУСКОВОЕ УСТРОЙСТВО ДЛЯ ДОКОВАНИЯ СУДОВ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ АКВАТОРИИ <i>Прокапало Н.Н.</i>	250
УПЛОТНЕНИЕ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ <i>Сеськов В.Е.</i>	254
ПРОЕКТ СТАБИЛИЗАЦИИ ПОРТАЛА ТОННЕЛЯ <i>Сулёвска Моника</i>	264

КОНСТРУКЦИЯ ТРАМВАЙНОГО ПУТИ С ЭФФЕКТОМ ГРАБЛЕЙ <i>Суходоев В.Н.</i>	276
ДЕФОРМАЦИИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ КОРОТКИХ ЗАБИВНЫХ СВАЙ <i>Суходоев Ю.Ф.</i>	291
УСИЛЕНИЕ СЛАБЫХ ГРУНТОВ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ АРМИРУЮЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ИЗ СУХОЙ БЕТОННОЙ СМЕСИ <i>Тронда Т.В., Саадун Сура</i>	297
ПРОФИЛАКТИЧЕСКИЕ МЕРЫ САНИРОВАНИЯ НА ОПОЛЗНЕВОЙ ТЕРРИТОРИИ <i>Турчек Петр, Сулёвска Моника</i>	306
О ШАГЕ ЗАХВАТОК ПРИ УГЛУБЛЕНИИ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ <i>Хритин И.В.</i>	318
ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ МОСКВЫ <i>Шмидт Д.Д.</i>	326
О ПРИМЕНЕНИИ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ <i>Штабинский В.В.</i>	333

Секция 4

Нормативно-техническое обеспечение проектирования и устройства оснований и фундаментов

ПРАВОВЫЕ И НОРМАТИВНЫЕ АСПЕКТЫ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ <i>Богущи Л.И.</i>	341
НОРМАТИВНО ПРАВОВОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ВОЗВЕДЕНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НАЦИОНАЛЬНЫХ И ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ <i>Кравцов В.Н.</i>	348
АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕЖДУНАРОДНЫХ СИСТЕМ КЛАССИФИКАЦИИ ГРУНТОВ <i>Моради С.Б.</i>	362
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА ПРИ УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ <i>Родкевич Г.С.</i>	378

Научное издание

**ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ:
НАУКА И ПРАКТИКА**

Материалы
Международной научно-технической конференции,
посвященной 60-летию кафедры оснований, фундаментов
и инженерной геологии
и 90-летию со дня рождения
профессора Юрия Александровича Соболевского

(Минск, 23–25 октября 2013 г.)

В 2 частях

Часть 2

Технический редактор *О. В. Песенько*

Подписано в печать 05.09.2013. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 22,55. Уч.-изд. л. 17,64. Тираж 150. Заказ 843.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.