Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ)
имени М. И. Платова

Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению

при информационной поддержке
Товарищества сибирских геотехников

МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ГЕОТЕХНИКЕ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ

Материалы V Международной научно-технической конференции

3 – 5 июня 2026 года
г. Новочеркасск

Новочеркасск
Лик
2026

УДК 624.151:624.131(06)
ББК 38.58
М55

Мероприятие проводится при финансовой поддержке компаний:
ООО «ГЕОТЕК», ОБС Групп, ООО «БАУ Проект»,
ООО «Проектная компания № 1», ООО «Композит-ТСС», ООО «ЮСЛ»,
ИП Сербина Е.С. и MalininSoft

Редакционная коллегия:
кандидат технических наук, доцент *И. С. Грушко*,
доцент *С. Г. Чутченко*,
старший преподаватель *М. П. Матвиенко*

М 55 Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: материалы V Международной научно-технической конференции, г. Новочеркасск, 3–5 июня 2026 г. / Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М. И. Платова. – Новочеркасск: Лик, 2026. – 564 с.

ISBN 978-5-908060-38-7

Представлены современные методы расчета несущей способности и осадок фундаментов на сложных и структурно-неустойчивых грунтовых основаниях. Приведены результаты полевых натурных, модельных и лабораторных исследований взаимодействия фундаментов с грунтовыми основаниями. Предложены новые методы для определения физико-механических свойств грунтов. Рассмотрены инженерно-геологические и геотехнические проблемы фундаментостроения. Содержатся научные доклады и статьи ведущих ученых и производственников, работающих по указанным направлениям в Российской федерации и зарубежных странах.

Для научных и инженерно-технических работников, специалистов научно-исследовательских институтов, аспирантов и магистрантов.

УДК 624.151:624.131(06)
ББК 38.58

ISBN 978-5-908060-38-7

© Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, 2026

Организационный комитет конференции

Страданченко С. Г.	д.т.н., профессор, ректор ЮРГПУ (НПИ) – **председатель**
Скибин Г. М.	д.т.н., профессор, зав. каф. ПГСГиФ ЮРГПУ (НПИ) – **сопредседатель**
Прокопов А. Ю.	д.т.н., профессор, зав. кафедрой «Инженерная геология, основания и фундаменты», ДГТУ, г. Ростов-на-Дону
Зотов М. В.	к.т.н., директор НПО «Интербиотех», г. Ростов-на-Дону
Субботин А. И.	к.т.н., доц. каф. ПГСГиФ ЮРГПУ (НПИ), г. Новочеркасск

Научный комитет конференции

Ильичев В. А.	академик РААСН, президент РОМГГиФ, вице-президент РААСН, д.т.н., профессор, г. Москва – **председатель**
Дыба В.П.	д.т.н., профессор, г. Новочеркасск – **сопредседатель**
Богомолов А. Н.	д.т.н., профессор, Волгоградский государственный технический университет, г. Волгоград
Болдырев Г. Г.	д.т.н., профессор каф. геотехники, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, директор по научной работе и инновациям ООО «НПП Геотек», г. Пенза
Волосухин В.А.	д.т.н., профессор, директор НИИ безопасности гидротехнических сооружений, г. Новочеркасск
Габибов Ф. Г.	академик РАЕН, д.т.н., профессор, зав. лаб. оснований, фундаментов и механики грунтов Азербайджанского НИИ строительства и архитектуры, г. Баку, Азербайджан
Глухов В. С.	к.т.н., профессор, зав. каф. «Геотехника и дорожное строительство», Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза
Готман А. Л.	д.т.н., профессор, НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, г. Москва
Готман Н. З.	д.т.н., профессор, профессор кафедры «Автомобильные дороги, аэродромы, основания и фундаменты», Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва
Жусупбеков А. Ж.	д.т.н., профессор Евразийского национального университета им. Л. Н. Гумилева, директор геотехнического института, президент Казахстанского геотехнического общества, г. Астана, Казахстан
Знаменский В. В.	д.т.н., профессор, профессор кафедры механики грунтов и геотехники, Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва

Колыбин И. В.	к.т.н., почетный строитель Москвы, начальник управления по научно-технической и нормативной политике НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, г. Москва
Маций И. С.	д.т.н., профессор, директор ООО «НТЦ Геопроект», г. Краснодар
Мирсаяпов И. Т.	д.т.н., профессор, зав. каф. «Основания, фундаменты, динамика сооружений и инженерная геология» Казанского государственного архитектурно-строительного университета, г. Казань
Мангушев Р. А.	д.т.н., профессор, профессор каф. геотехники, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, г. Санкт-Петербург
Мариничев М. Б.	д.т.н., доцент, профессор кафедры основания и фундаментов, Кубанский государственный аграрный университет, г. Краснодар
Никифорова Н. С.	д.т.н., профессор кафедры механики грунтов и геотехники, Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), с.н.с. НИИСФ РААСН, г. Москва
Нуждин Л. В.	к.т.н., профессор каф. инженерной геологии, оснований и фундаментов, Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), г. Новосибирск
Осокин А. И.	д.т.н., доцент, зав. каф. геотехники, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, г. Санкт-Петербург.
Офрихтер В. Г.	д.т.н., зав. каф. строительного производства и геотехники, Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь
Парамонов В. Н.	д.т.н., зав. каф. строительного производства и геотехники, Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь
Пшеничкина В. А.	д.т.н., профессор, зав. каф. строительных конструкций, оснований и надежности сооружений, Волгоградский государственный технический университет, г. Волгоград
Полищук А. И.	д.т.н., профессор, профессор кафедры оснований и фундаментов Кубанского государственного аграрного университета, г. Краснодар
Пономарев А. Б.	д.т.н., профессор, зав. каф. «Промышленное и гражданское строительство», Санкт-Петербургский горный университет императрицы Екатерины II, г. Санкт-Петербург

Пронозин Я. А.	д.т.н., профессор, каф. строительного производства, Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень
Разбегин В. Н.	главный редактор журнала «Основания, фундаменты и механика грунтов», г. Москва
Савинов А. В.	д.т.н., профессор, профессор каф. «Теория сооружений и строительных конструкций», Саратовский государственный технический университет, г. Саратов
Тер-Мартиросян А. З.	д.т.н., профессор, профессор кафедры механики грунтов и геотехники, Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва
Хасанов А. З.	д.т.н., профессор Самаркандского государственного университета архитектуры и гражданского строительства им. М. Улугбека, Президент Узбекского геотехнического общества, г. Самарканд, Узбекистан
Цимбельман Н. Я.	д.т.н., доцент, директор Департамента геоинформационных технологий, Дальневосточный федеральный университет, г. Владивосток
Шарафутдинов Р. Ф.	д.т.н., директор НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ Строительство», г. Москва
Шулятьев О. А.	д.т.н., вице-президент РОМГГиФ, зам. директора по научной работе НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ Строительство», г. Москва
Рамли Назир	профессор, Малазийское геотехническое общество, Малайзия
Виктор Калякин	профессор, Университет штата Делавэр, США
Ын Чул Шин	профессор, Инчхонский национальный университет, Южная Корея
Йошинори Ивасаки	профессор, Геоинженерное бюро Ивасаки, Япония
Луис Дже	профессор, Национальный университет Тайваня, Тайвань

СОДЕРЖАНИЕ

Секция 1
РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ГРУНТОВ И ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ НА ГРУНТОВОМ ОСНОВАНИИ

Нуждин Л. В., Михайлов В. С.
Расчет большеразмерных свайных фундаментов на длительные статические нагрузки 11

Готман Н. З., Горбачев А. А., Гудков А. Л.
Расчет оснований, усиленных грунтоцементными сваями 27

Мариничев М. Б., Ткачев И. Г., Бушуева В. О.
Разработка и внедрение высокоэффективных сооружений инженерной защиты в особо сложных инженерно-геологических условиях 33

Волосухин В. А., Юрьев С. В.
О сейсмобезопасности строительства Лабинской ГАЭС в Краснодарском крае 46

Сидоров В. В., Тер-Мартиросян А. З.
Опыт применения численных расчётов комбинированного фундамента для управления ндс его основания 55

Нуждин М. Л.
К вопросу внедрения *BIM* (ТИМ) в геотехническое проектирование 65

Солонов Г. Г.
Обоснование эффективности применения буроинъекционных конических свай при реконструкции зданий 71

Богданов Я. А., Соболев Е. С.
Гибридное моделирование изменения во времени несущей способности свайных фундаментов после сейсмического воздействия 78

Исхакова Э. Р., Осипова О. Н.
Проверка устойчивости склона при проектировании железобетонного резервуара на участке с действующим оползнем в ПК *GeoStab* 87

Азов И. Г., Мариничев М. Б., Ляшенко П. А., Денисенко В. В.
Расчетное обоснование применения буроинъекционных свай со сталебетонными оголовками при действии горизонтальных нагрузок 98

Сербина Е. С.
Методы расчёта коэффициентов постели: анализ и выбор оптимального подхода 112

Демченко В. А.
Актуальность направления исследований по работе забивных железобетонных свай с пазами на их боковой поверхности 121

Глухов В. С., Панкина М. В.
Несущая способность свай в пробитых скважинах с уширением по результатам динамических испытаний 126

Маций В. С.
Выбор противооползневых мероприятий методом аналитических сетей 131

Дыба В. П., Чутченко С. Г., Матвиенко М. П.
Расчет подпорной шпунтовой стенки для неоднородного основания с неизвестной точкой вращения 141

Секция 2
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Савинов А. В., Фролов В. Э., Бондаревский А. В., Бровиков Ю. Н., Сбиритов А. С., Колесников А. Ю., Бойков Е. В.
Сравнение несущей способности свай вытеснения, изготовленных по разным технологиям 158

Ревенко В. В., Моргунов В. Н.
Экспериментальное определение коэффициентов Пуассона и бокового давления в песчаном основании под круглым штампом для горизонтального створа 168

Труфанов А. Н., Шарафутдинов Р. Ф., Кузьменко М. Д., Морозов В. С., Басакин Е. Б.
Анализ достоверности результатов определения коэффициента бокового давления в условиях природного залегания с использованием метода ВФС 175

Александров А. В.
Площадные нагнетания при выравнивании гидротехнических сооружений 182

Готман А. Л., Крутяев С. А.
Расчет «жестких» горизонтально нагруженных пирамидальных свай 195

Глухов В. С., Гаврилов П. К.
Метод оценки несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением по результатам статических испытаний 202

Королева И. В., Волков Ф. Н.
Исследование поведения двухслойных образцов грунтов в лабораторных условиях 211

Шарафутдинов Р. Ф., Гречищева Э. С., Махота Р. В.
Исследование длительной прочности мерзлых грунтов методом трехосного сжатия 218

Яценко Н. Д., Евфорицкий А. С., Евфорицкий М. С.
Перспективы применения отхода производства керамогранита в дополнительных слоях основания автомобильных дорог 224

Дружинин М. С.
Натурное исследование и аналитическая оценка влияния вдавливания свай на окружающую застройку в водонасыщенных глинистых грунтах 230

Родин С. В., Меннанов Э. М., Калафатов Д. А., Богуцкий Ю. Г.
Исследования и расчет прочности плитных фундаментов в нелинейной стадии работы 238

Осипова О. Н., Волошин А. А.
Влияние изменения режима влажности на свойства лессовидных суглинков 250

Савинов А. В., Фролов В. Э., Бондаревский А. В., Бровиков Ю. Н., Сбиритов А. С., Колесников А. Ю., Бойков Е. В.
Экспериментальное исследование несущей способности свай вытеснения СВГС по боковой поверхности 260

Зеленин Е. В., Барыкин Б. Ю., Барыкин А. Б.
К вопросу определения трансформированной эпюры нормальных контактных напряжений при совместном взаимодействии перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания при внезапном образовании карстовых провалов 268

Бондарев Б. А., Борисов А. Е., Канищев А. Н., Быкова А. А.
Стабилизация органо-минеральных грунтов с использованием промышленных отходов: научно-практические аспекты и сдерживающие факторы 280

Королева И. В., Балабанова А. А., Гильванова Р. Р.
Прочность искусственных грунтов при различной влажности 288

Дереховский В. М.
Исследование работы плитно-свайного фундамента при действии внецентренной нагрузки 294

Глухов В. С., Вишнякова Ю. С.
Исследование несущей способности свай на этапе погружения вдавливанием 299

Габибова Ф. Г.
Исследование механических характеристик просадочных грунтов основания цеха виброопор ЛЭП г. Мингечевир 305

Дяченко Н. В., Бершов А. В.
Влияние траекторий нагружений на прочностные показатели глинистых грунтов при трехосных испытаниях 314

Ильичев В. А., Никифорова Н. С., Коннов А. В.
Влияние изменения климата и устройства сезонной теплоизоляции на несущую способность крайних свай фундамента на многолетнемерзлых грунтах 324

Секция 3
МЕХАНИКА АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОВ

Нуждин М. Л., Нуждин Л. В.
Корректировка вертикального положения зданий на плитных фундаментах высоконапорным инъецированием 333

Еременко Д. В., Калафатов Д. А.
Механизм усиления грунтового основания под фундаментом мелкого заложения замкнутой полимерной оболочкой 343

Нуждин Л. В., Цуканов А. А.
Нетрадиционные инъекционные материалы для усиления грунтовых оснований 350

Корпач А. И.
Горизонтальное армирование оснований фундаментов шпальным распределителем 368

Ткачев И. Г., Мариничев М. Б.
Исследование параметров промежуточного распределительного слоя свайного фундамента 376

Секция 4
МЕХАНИКА В РЕШЕНИИ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Богомолов С. А., Редин А. В.
Нюансы использования метода снижения прочности применительно к расчету устойчивости откосов 385

Ревенко В. В., Моргунов В. Н.
Пример использования метода конечных разностей при решении осесимметричной задачи и оценка его точности 406

Афанасьев Н. А., Харичкин А. И., Соловьев Д. Ю.
Несущая способность грунтовых анкеров с учетом лобового сопротивления. Анализ НДС системы «грунтовый массив – анкер» с применением численного моделирования при различной длине заделки 412

Прокопов А. Ю., Греков А. Д.
Управление жизненным циклом объектов строительства в условиях подработанных территорий г. Шахты 426

Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Богомолов С. А., Редин А. В.
Целесообразность использования ленточных фундаментов со ступенчатой подошвой 433

Ушаков А. Н.
Отображающие функции в геомеханике 446

Пономаренко А. Д., Осипова О. Н.
Сравнительный анализ конструктивных решений фундаментов водопропускных труб на мелиоративных системах (на примере Яхромской поймы) 461

Хасанов А. З., Хасанов З. А.
Совершенствование теории прочности грунтов с учетом коэффициента бокового давления и параметров сопротивления сдвигу 471

Алехин А. Н.
Об условиях применения физически нелинейных теорий при геотехническом проектировании 487

Кашарин Д. В.
Оценка устойчивости плотины кажымского гидроузла при устройстве в ее теле водоспуска 499

Секция 5
НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ГЕОТЕХНИКЕ

Полищук А. И., Мариничев М. Б.
Основные способы эффективного усиления оснований и фундаментов реконструируемых зданий 509

Болдырев Г. Г., Идрисов И. Х.
К вопросу разработки единой геотехнической базы данных 522

Субботин А. И.
Анализ использования нормативных документов при экспертизе конструкций свайного фундамента 538

Петракова Н. А.
Исследование параметров взаимодействия фундаментов каркасного здания с использованием различных нормативных документов 544

Информационные материалы 555

Секция 1

РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ГРУНТОВ И ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ НА ГРУНТОВОМ ОСНОВАНИИ

УДК 624.154.1
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-11-26

РАСЧЕТ БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ДЛИТЕЛЬНЫЕ СТАТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

Л. В. Нуждин[1,2], В. С. Михайлов[2]

[1]Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, г. Новосибирск, Россия
[2]ООО «Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие «ОиФ», г. Новосибирск, Россия

Аннотация. *Рассмотрена необходимость комплексного расчета свайных фундаментов, учитывающего историю нагружения, первым этапом которой является работа на длительные статические нагрузки. Это важно для достоверной оценки фундаментов, испытывающих воздействия промышленной и техногенной динамики, нагружения от взрывов, сейсмических воздействий и т.п., когда основными расчетами считаются специальные на динамические нагрузки. Анализируются подходы к расчету большеразмерных свайных фундаментов, включающих более 25 свай. На основании сравнения различных пространственных и контактных моделей свайного основания с гибким и жестким ростверком рекомендована двухпараметрическая контактная модель Пастернака-Медникова-Шашкина. Рассмотрены вертикальные длительные деформации одиночной сваи и предложена модификация ее цилиндрической геомеханической модели, которая верифицирована по данным натурных исследований. Приводится пример расчета численно-аналитической модели большеразмерного свайного поля на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.*

Ключевые слова: *большеразмерный свайный фундамент, история нагружения, длительные статические нагрузки, численные методы расчета*

CALCULATION OF OVERSIZED PILE FOUNDATIONS ON LONG-TERM STATIC LOADS

L. V. Nuzhdin[1,2], V. S. Mikhaylov[1]

[1]Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk, Russia,
[2]LLC «Research and design expert consulting enterprise «O&F», Novosibirsk, Russia

Annotation. *The article discusses the need for a comprehensive calculation of pile foundations that takes into account the loading history, the first stage of which is long-term static loading. This is important for reliable assessment of foundations that are exposed to industrial and technological dynamics, loading from explosions, seismic effects, etc. When special calculations for dynamic loads are considered the main calculations. The article analyzes approaches to calculating oversized pile foundations that include more than 25 piles.*

Based on a comparison of various spatial and contact models of pile foundations with flexible and rigid grillages, the two-parameter Pasternak-Mednikov-Shashkin contact model is recommended. The paper considers the vertical long-term deformations of a single pile and proposes a modification of its cylindrical geomechanical model, which is verified based on field research data. An example is given of calculating a numerical-analytical model of a oversized pile field under vertical and horizontal loads.

***Keywords**: oversized pile foundation, loading history, long-term static loads, numerical calculation methods*

Учет истории предварительного длительного нагружения

Осадка фундаментов сооружений является нелинейным значением функции, в которую входит множество параметров, в том числе в линеаризованных общепринятых инженерных методах. На рис. 1 представлен пример нелинейной зависимости осадок фундамента на линейно-деформируемом основании в методе послойного суммирования.

В первом расчетном случае (рис. 1.1) при использовании постоянного коэффициента постели, определенного для полного итогового значения нагрузки на фундамент, осадка действительно является линейной функцией от величины нагрузки. Во втором случае (рис. 1.2) выполнено уточнение условия определения глубины сжимаемой толщи, которая в свою очередь зависит от величины промежуточной нагрузки на фундамент. Итоговая эксплуатационная нагрузка на фундамент соответствует приложению всех полезных загружений на сооружение после ввода объекта в эксплуатацию. В этом случае значение коэффициента постели уменьшается от значения начальной повышенной жесткости основания при малой глубине сжимаемой толщи, до итогового значения, соответствующего первому расчетному случаю.

В третьем случае (рис. 1.3) рассмотрено поэтапное нагружение фундамента с учетом наследования напряженно-деформированного состояния от этапа к этапу с использованием расчетного режима «Монтаж» в расчетном комплексе SCAD Office. В этом расчетном случае каждая новая ступень нагружения учитывает характер жесткости основания на предыдущей стадии поэтапного монтажа конструкций и пошагово уменьшает жесткость основания по мере увеличения глубины сжимаемой толщи. Общая осадка сооружения при этом уменьшается на 18 %.

Поведение основания при генетически нелинейном нагружении является предметом исследований разработчиков расчетного комплекса SCAD Office [1], рассматривающих это явление как вопрос оценки энергии деформаций. Интегральная зависимость осадки от напряжений соответствует площади между кривой данной функции и осью ординат на рис. 2. Площадь нелинейной зависимости меньше площади треугольника для секущего модуля деформации при полном нагружении, что подтверждается соответствием данных геотехнического мониторинга и результатов расчета осадок многоэтажных зданий с использованием режима «Монтаж».

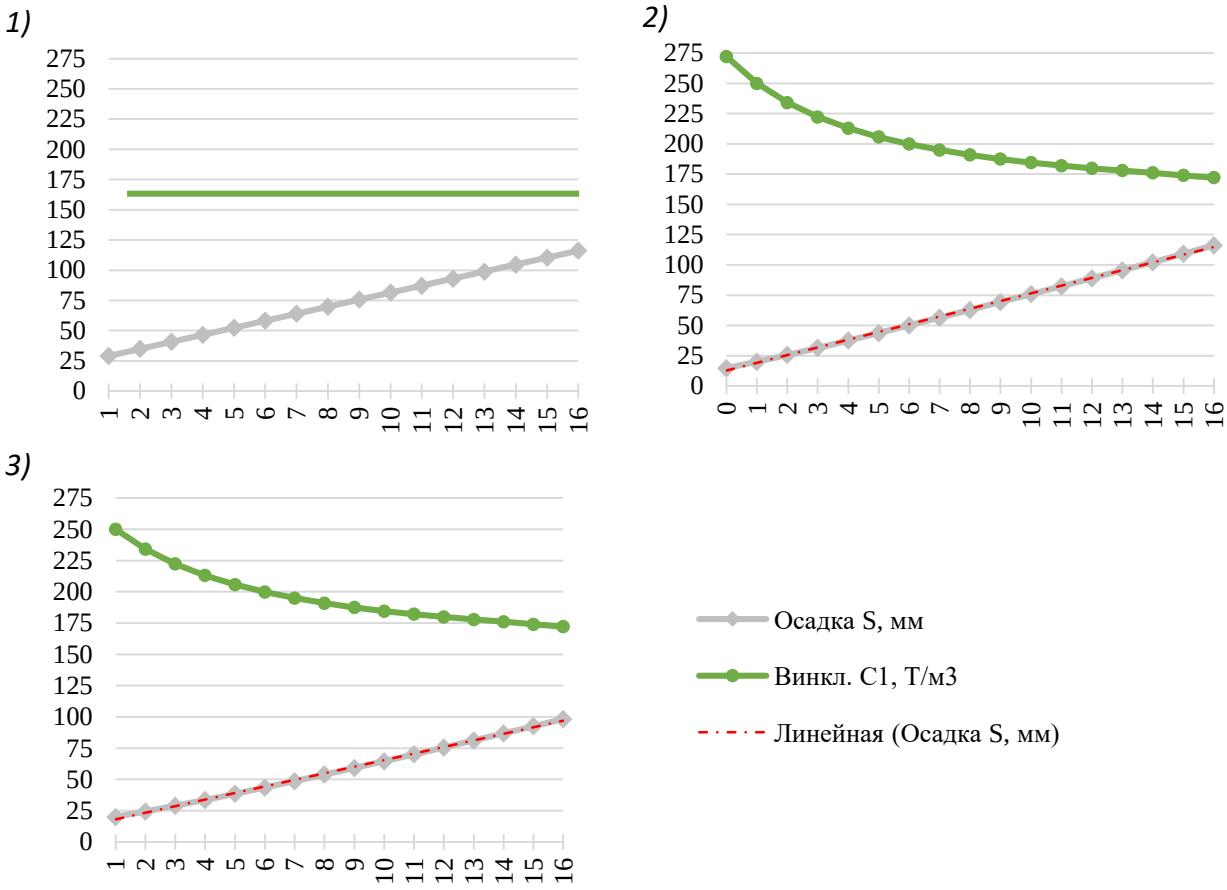


Рис. 1. Зависимость осадок фундамента от значения коэффициента постели основания и глубины сжимаемой толщи:
1 – линейная зависимость при едином значении для максимальной нагрузки на фундамент; *2* – нелинейная зависимость при переменном значении для поэтапного увеличения нагрузки на фундамент; *3* – то же, при постадийном наследовании напряженно-деформированного состояния конструкций и основания

Вопрос наследования истории нагружения и изменения жесткости основания во времени может быть важен и в других случая. Например, при развитии случайных кренов или непроектных неравномерных деформаций. В условиях динамических воздействий учет истории нагружения и наследования напряженно-деформированного состояния системы «фундамент-основание» является обязательным. В момент возникновения динамической нагрузки следует учитывать повышенную динамическую жесткость основания по сравнению с ранее сформированным модулем общей деформации грунтов в основании сооружения на этапе предварительного длительного нагружения.

В связи с этим авторами предложено рассматривать не менее двух стадий расчета сооружений совместно с грунтовым основанием с целью теоретического обоснования комплексного метода расчета: стадию предварительного длительного нагружения в условиях статических нагрузок [2–4] и стадию мгновенного динамического нагружения [3, 21–23].

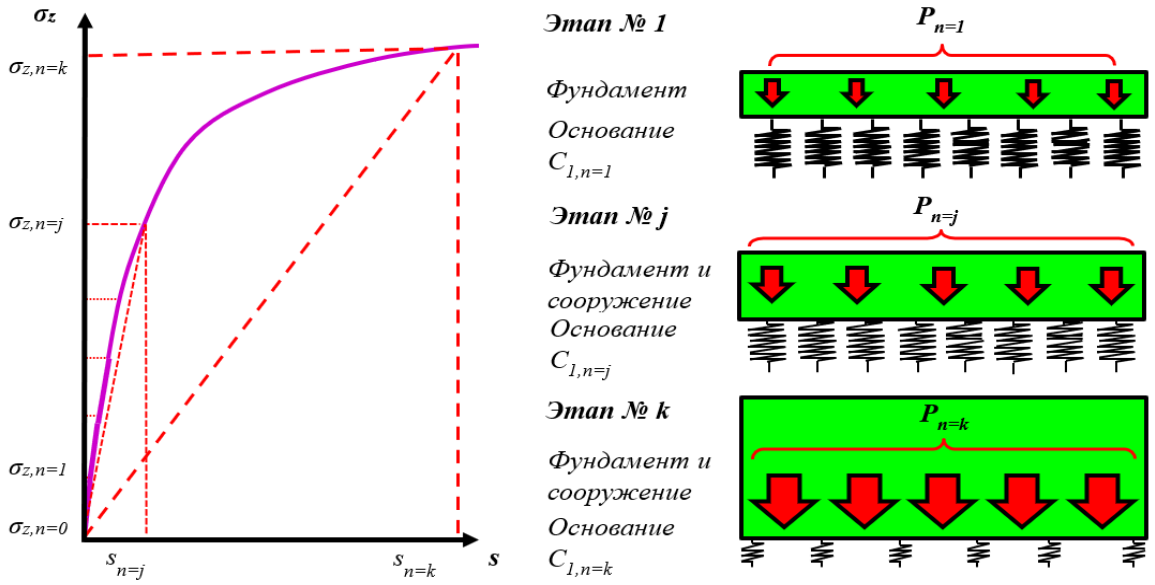


Рис. 2. Схема нелинейной зависимости жесткости и осадок основания при поэтапном нагружении на фундамент многоэтажного здания

Пространственные и контактные модели свайного основания

Результаты численного исследования деформаций условного фундамента при большеразмерном свайном поле на этапе длительных воздействий представлены на рис. 3.

Рассмотрены методы расчета линейно-деформируемого основания, реализованные в расчетном комплексе SCAD [5]. Классическая контактная модель Фусса-Винклера с одним постоянным коэффициентом постели слабо отражает характер распределения деформаций в основании большеразмерного свайного поля с гибким ростверком (рис. 3, *д*, *е*).

В контактной модели Федоровского-Безволева [6] с одним переменным по площади фундамента коэффициентом постели наблюдается незначительное изменение деформаций по площади фундамента (рис. 3, *ж*, *з*), однако характер распределения существенно отличается от эталонной пространственной модели упругого полупространства с ограниченной глубиной сжимаемой толщи (рис. 3, *а*, *б*).

Во всех случаях контактных моделей с одним постоянным или переменным коэффициентами постели при использовании расширенной законтурной области малой жесткости отсутствуют характерные деформации вокруг моделируемого фундамента, соответствующие осадочной мульде. Следовательно, данные модели не могут быть использованы для оценки влияния нового строительства на окружающую застройку.

Практически полное совпадение с результатами аналитического расчета максимальной осадки методом послойного суммирования и с эталонной моделью упругого полупространства с ограниченной глубиной сжимаемой толщи демонстрирует контактная модель с использованием двух коэффициентов постели согласно работам [7–9]. Кроме того, эта модель

позволяет выполнить оценку развития осадочной мульды (рис. 3, *в*, *г*) и влияния на фундаменты окружающей застройки наряду с эталонной моделью при использовании объемных конечных элементов или с аналитическим решением, путем интегрирования уравнения Буссинеска по площади условного фундамента. При этом модель Пастернака-Медникова-Шашкина не требует больших вычислительных мощностей или сложных численных алгоритмов как в эталонных решениях.

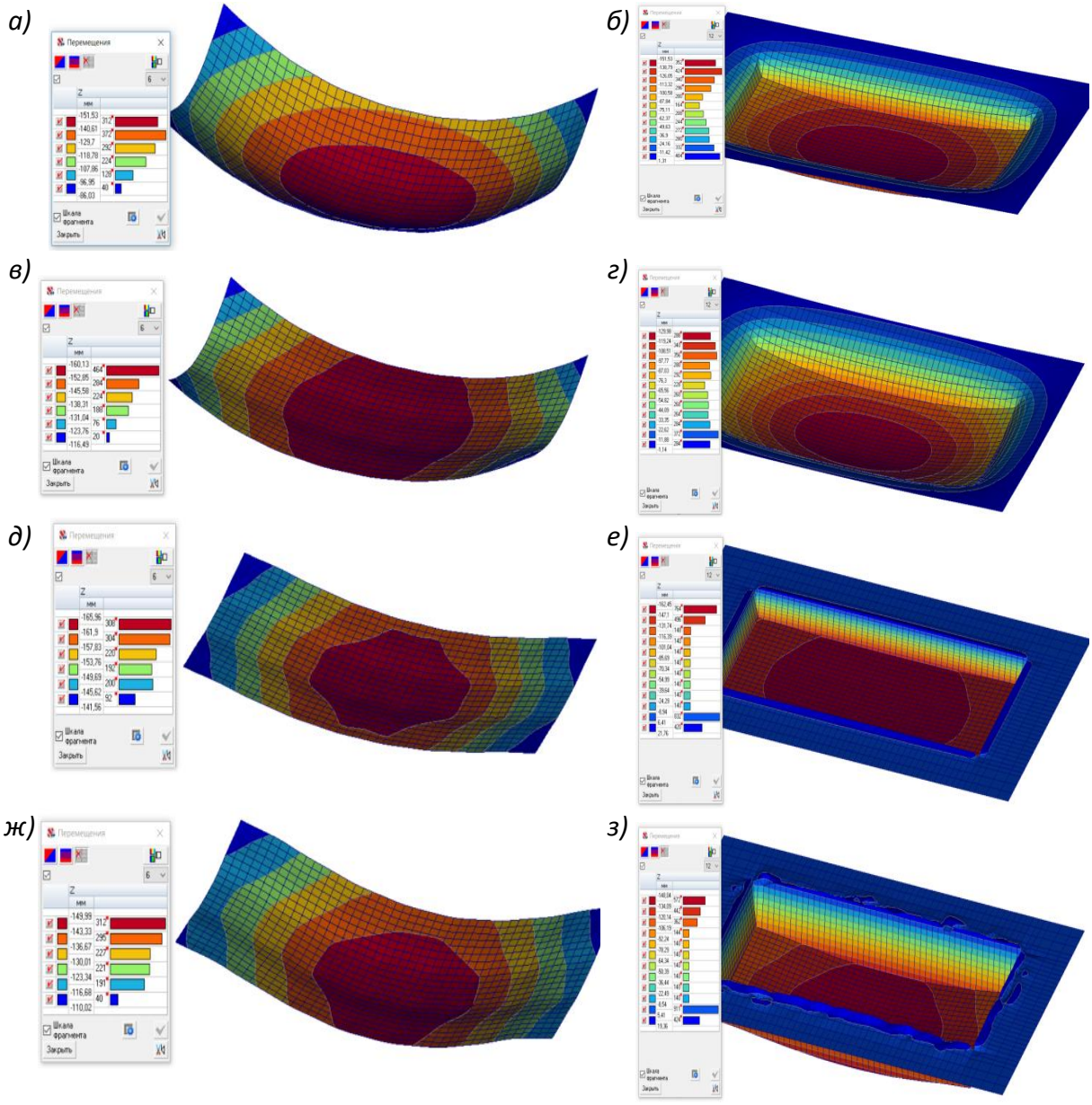


Рис. 3. Осадки условного фундамента большеразмерного свайного поля для моделей основания по периметру его площади (слева) и с законтурной областью малой жесткости (справа):
а, *б* – линейно-деформируемого основания с использованием объемных конечных элементов; *в*, *г* – контактная Пастернака-Медникова-Шашкина; *д*, *е* – контактная модель Фусса-Винклера; *ж*, *з* – контактная модель Федоровского-Безволева

Результаты численного исследования деформаций детальной модели фундамента большеразмерного свайного поля, учитывающей деформации отдельных свай на этапе длительных воздействий, показаны на рис. 4. После калибровки компрессионной зависимости «нагрузка-осадка» с использованием поправочных коэффициентов по результатам лабораторных испытаний и сопоставления с результатами штамповых испытаний или с аналитическим решением методом послойного суммирования, результаты расчета с использованием двухпараметрической контактной модели Пастернака-Медникова-Шашкина (рис. 4, *в*, *г*) соответствуют модели Федоровского (рис. 4, *а*, *б*) и пространственной модели линейно деформируемого полупространства с ограниченной глубиной сжимаемой толщи с использованием объемных конечных элементов (рис. 4, *д*, *е*).

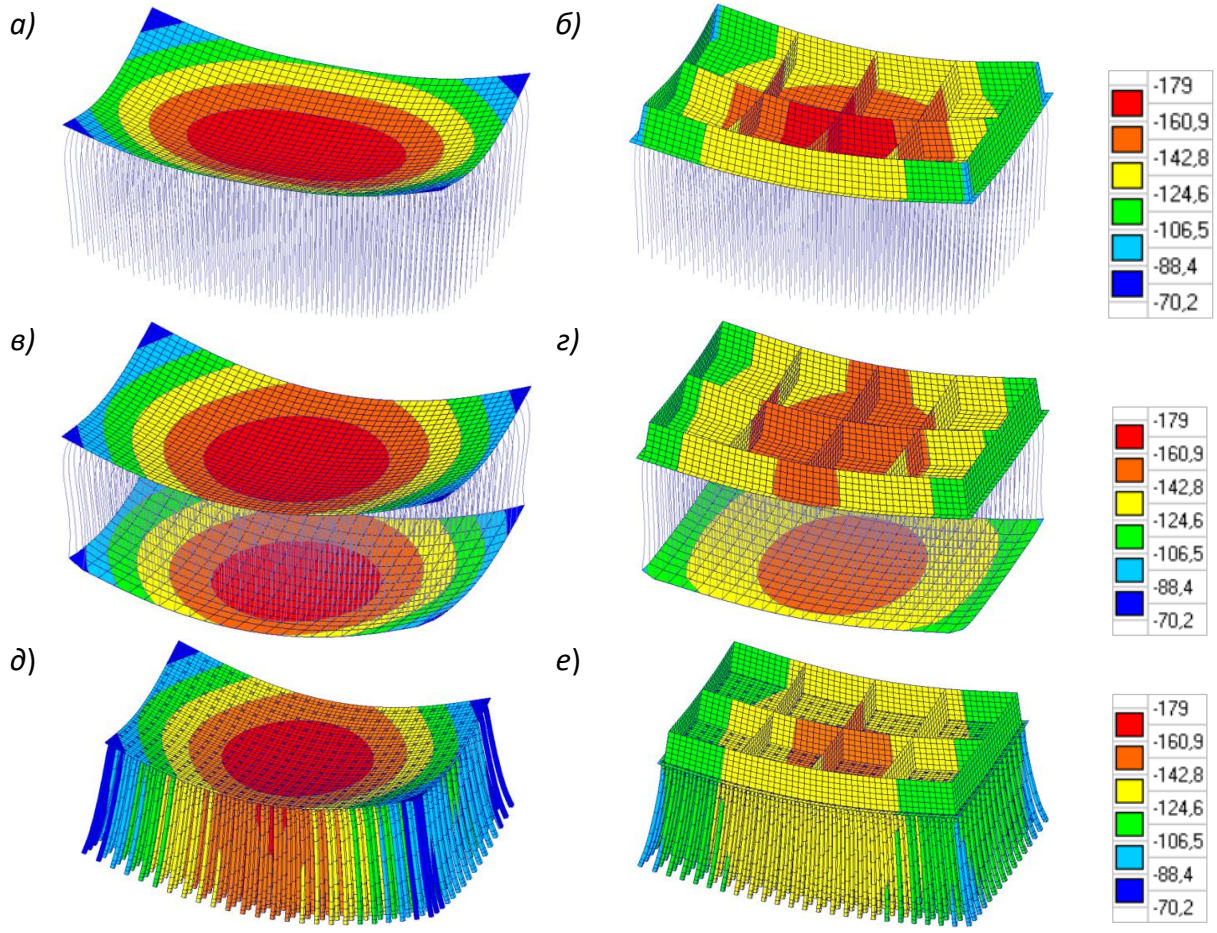


Рис. 4. Численное исследование вертикальных деформаций свай (мм) в большеразмерном фундаменте:
а, *б* – осадки гибкого (слева) и жесткого (справа) ростверка с использованием численной модели большеразмерного свайного поля Федоровского для вертикальной жесткости свай и модели Завриева для горизонтальной; *в*, *г* – тоже, контактная модель Пастернака-Медникова-Шашкина; *д*, *е* – тоже, модель линейно-деформируемого полупространства в вертикальном и горизонтальном направлении с использованием объемных КЭ

В качестве горизонтальной жесткости свайного основания рассмотрен классический подход с эквивалентной треугольной эпюрой коэффициентов пропорциональных деформаций на боковой поверхности свай по К. С. Завриеву [10] с учетом дополнительного горизонтального влияния свай в группе по результатам исследований [11, 12]. Схема к решению данной задачи представлена на рис. 5.

Горизонтальные деформации отдельных свай в пространственной модели основания не соответствуют результатам экспериментальных исследований поведения свай при горизонтальном нагружении. В связи с этим рекомендуется в случае наличия нескольких свайных фундаментов с различной глубиной заложения низа свай в зоне общей осадочной мульды использование пространственной модели основания. Для большеразмерного свайного поля с единой глубиной заложения низа свай модель Пастернака-Медникова-Шашкина является наиболее удобной и позволяет экономить вычислительные ресурсы.

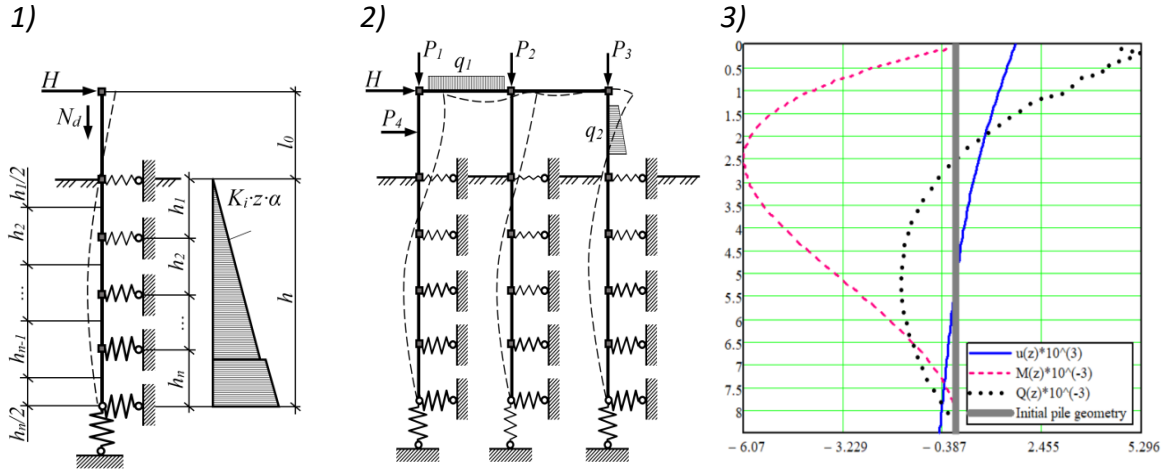


Рис. 5. Схема модели одиночной сваи и группы свай при горизонтальной нагрузке:
1 – одиночная свая; *2* – куст с гибким ростверком;
3 – деформации и усилия в модели Mathcad

В случае использования единой распределённой эквивалентной жесткости по нижним концам всех свай, соответствующей исходной расчетной схеме, представленной для экспертной оценки, наблюдается нерегулярная разность осадок и избыточные сдвиговые усилия в конструкциях ростверка (рис. 6, *а*). Результаты анализа осадок в уровне нижних концов свай большеразмерного свайного поля с использованием численной модели Федоровского (рис. 6, *б*) и двухпараметрической контактной модели Пастернака-Медникова-Шашкина (рис. 6, *в*, *г*). Для жилого здания в Нальчике эти осадки практически не отличаются и формируют равномерную осадочную воронку при деформациях основания под действием длительных нагрузок от большеразмерного свайного фундамента (рис. 7).

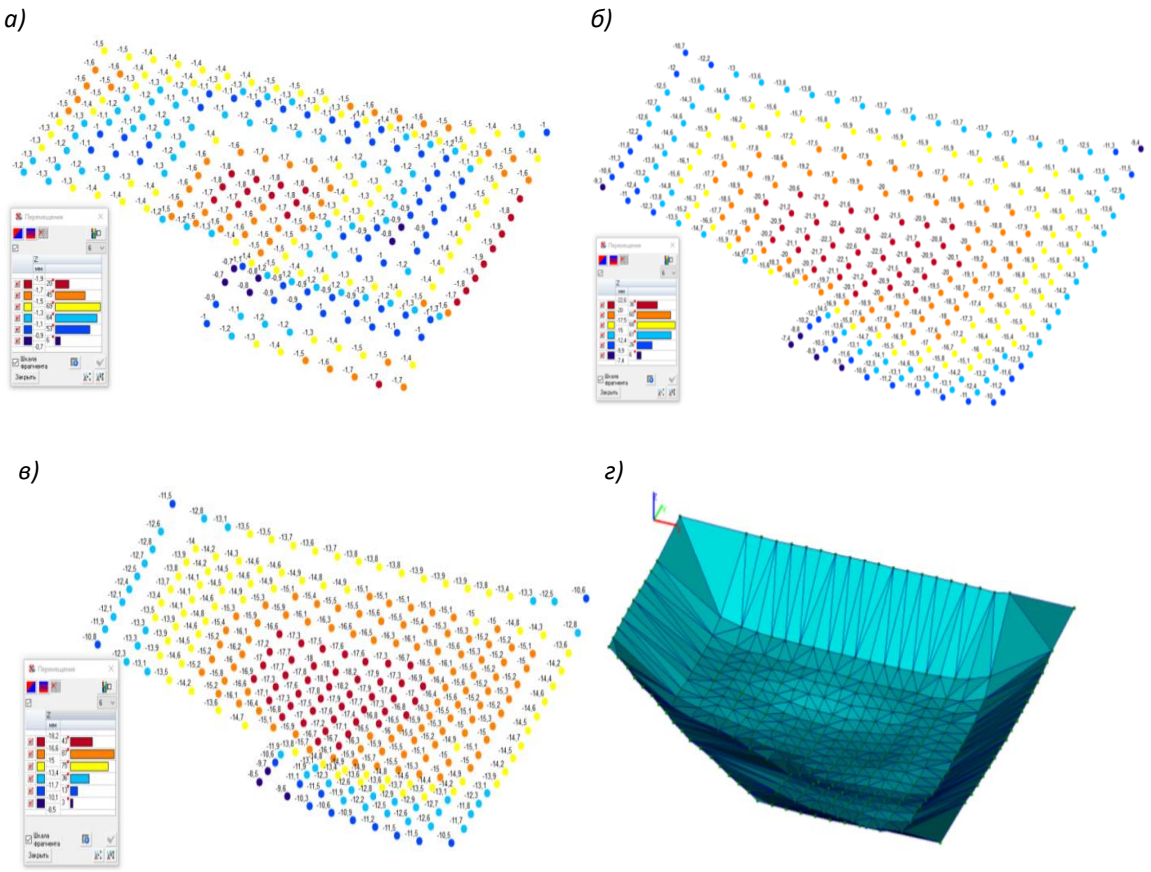
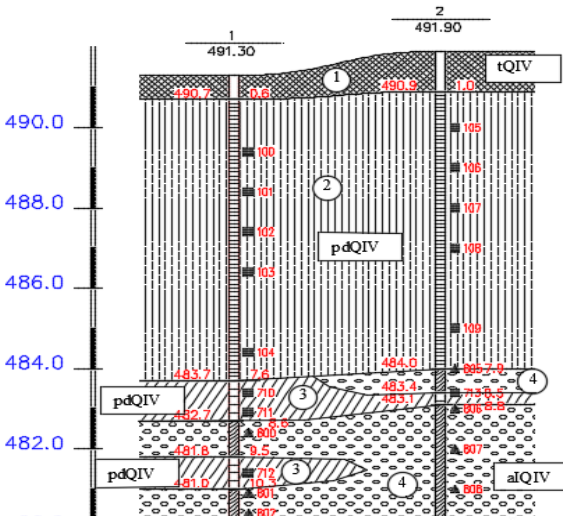


Рис. 6. Сопоставление характера вертикальных деформаций сооружения совместно с основанием:
а – без учета взаимного влияния свай для контактной модели Фусса-Винклера;
б – то же, с учетом взаимного влияния свай для численной модели Федоровского;
в – то же, с учетом взаимного влияния свай для контактной модели Пастернака-Медникова-Шашкина; *г* – то же, общий вид деформаций в уровне условного фундамента по низу свай

На основании выполненных численных исследований для анализа первой стадии предварительного нагружения свайного поля рекомендована двухпараметрическая контактная модель Пастернака-Медникова-Шашкина с выполнением калибровки деформаций по результатам сопоставления лабораторных компрессионных и полевых штамповых испытаний, или аналитического решения методом послойного суммирования. С целью комплексного учета деформаций свай в составе большеразмерных фундаментов можно рекомендовать скорректировать эту контактную модель возможностью дополнительного продавливания основания под пятой одиночной сваи согласно исследований МГСУ и НИИОСП им. Н. М. Герсеванова.

1)



№ ИГЭ	Наименование грунта	E0	ν	Hслоя
ИГЭ-2	Сугл.легк. пылеват., полутв., слабопросад.	546	0,35	5
ИГЭ-3	Сугл. тяж. песч., тугопласт., непросад.	1692	0,37	1,5
ИГЭ-4	Галечн.гр. с сугл.заполн. с вкл.валунов до 20%	4250	0,27	8,5
ИГЭ-4	Галечн.гр. с сугл.заполн. с вкл.валунов до 20%	4250	0,27	0

2) *3)*

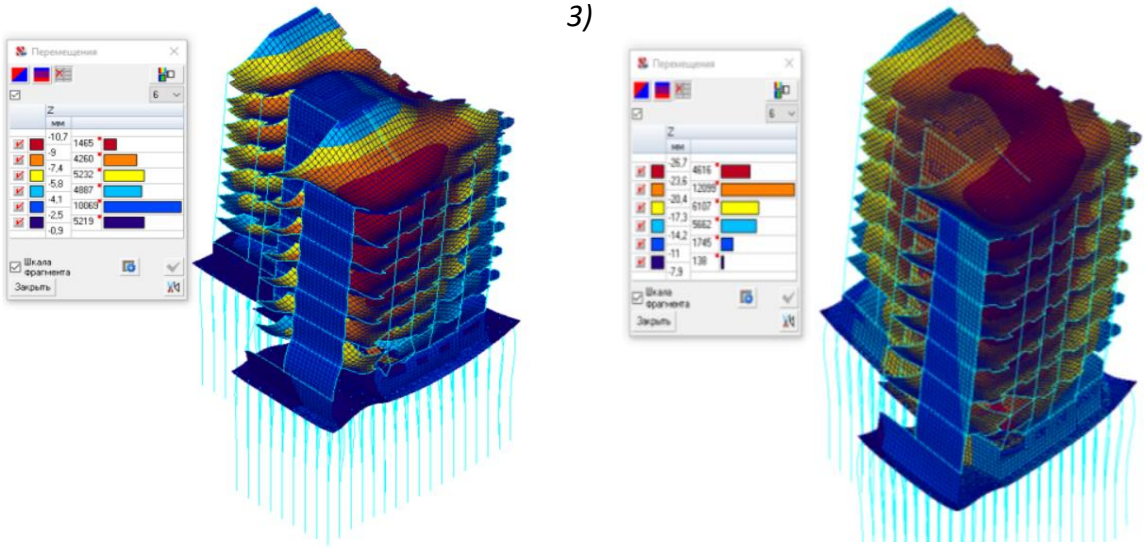


Рис. 7. Пример расчета большеразмерного свайного фундамента с учетом вертикального взаимного влияния свай в группе в SCAD и SMath Studio:
1 – инженерно-геологический разрез; *2* – осадки здания при расчете фундамента на сваях-стойках; *3* – осадки здания с большой группой свай в модели Федоровского

Вертикальные длительные деформации одиночной сваи

Аналитическая сдвиговая двухслойная цилиндрическая модель для анализа осадки одиночной вертикально нагруженной сваи (рис. 8, *а*) или группы до 25 свай была введена в СП 24.13330.2011. Двухслойная концепция была впервые предложена в 1953 году Г.С. Тер-Ованесовым, в которой общая осадка сваи S разделялась на осадку основания по ее боковой поверхности S_τ (рис. 8, *б*) и на равную ей осадку подстилающего грунта S_0 от продавливания пятой сваи (рис. 8, *в*).

На основе этого подхода было разработано несколько аналитических моделей, основанных на решении Миндлина для упругого полупространства, позволяющих учитывать пластические и реологические свойства грунтов [13, 14].

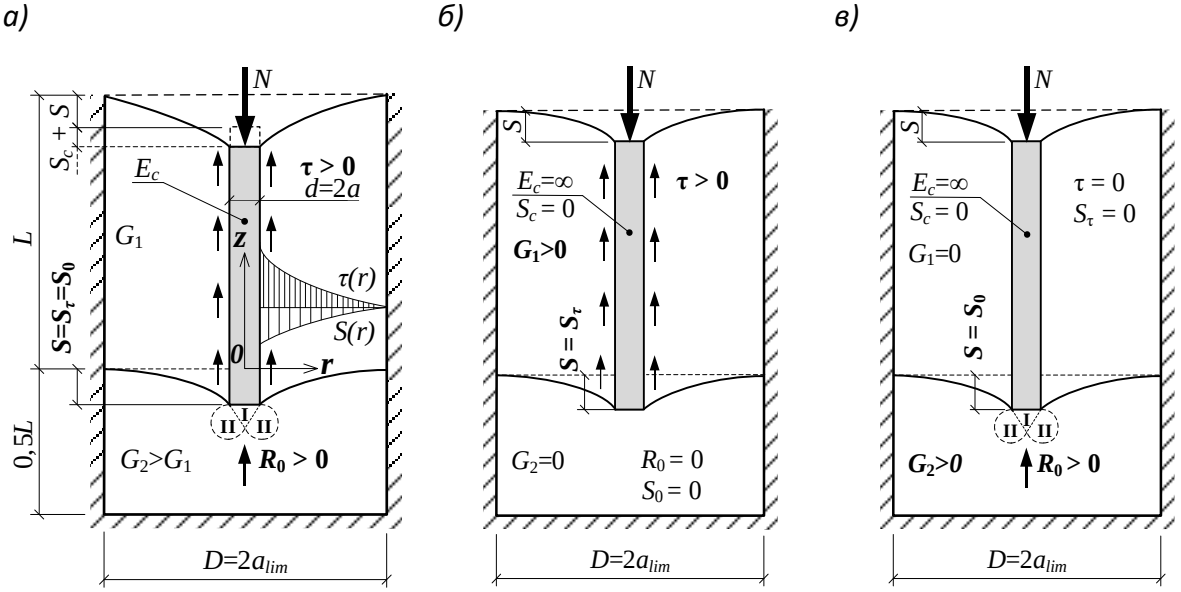


Рис. 8. Схема двухслойной цилиндрической модели сваи:
а – напряженно-деформированное состояние околосвайного грунта; *б* – несжимаемая висячая свая при отсутствии отпора под пятой; *в* – несжимаемая свая-стойка

С целью упрощения аналитической методики расчета и привязки параметров к физическим процессам при вертикальном нагружении одиночной сваи авторами предложено использовать предельный радиус взаимного влияния соседних свай на осадку рассматриваемой сваи a_{lim}. Этот параметр является радиусом цилиндрической геомеханической модели, по высоте равной длине сваи L с подстилающим слоем $0{,}5L$ (рис. 8, *а*).

При решении задачи методом конечных элементов естественным образом учитывается возможность продольных деформаций в теле сваи. После исключения осадок за счет деформации тела сваи и введения радиуса влияния упрощается аналитическая модель осадки рассматриваемой одиночной сваи и модель осадки сваи в составе группы свай на двухслойном основании от вертикальной нагрузки на сваю N.

Также предлагается дальнейшее развитие цилиндрической геомеханической модели одиночной сваи путем замены аналитического описания для области сдвиговых линейных деформаций по длине сваи на численное решение методом конечных элементов для многослойного осесимметричного объемного тела. Численный алгоритм осесимметричной модели в Mathcad верифицирован с пространственной моделью из объемных конечных элементов и с осесимметричной моделью в SCAD. В рамках линейного решения задачи максимальная погрешность не превышает 1,5 % для вычисления осадок, 0,7 % для реакций и 0,4 % для напряжений вблизи тела сваи.

Анализ нелинейного поведения осесимметричной модели сваи при вертикальном нагружении выполнен на основании натурного эксперимента [15]. На рис. 9, *а* показана условная расчетная схема испытанной стальной сваи диаметром 150 мм, длиной 5 м, погруженной в глинистые грунты. На рис. 9, *б* представлена расчетная модель в программе ALTERRA с эквивалентным разбиением на конечные элементы и результаты анализа вертикальных деформаций на последней ступени нагружения.

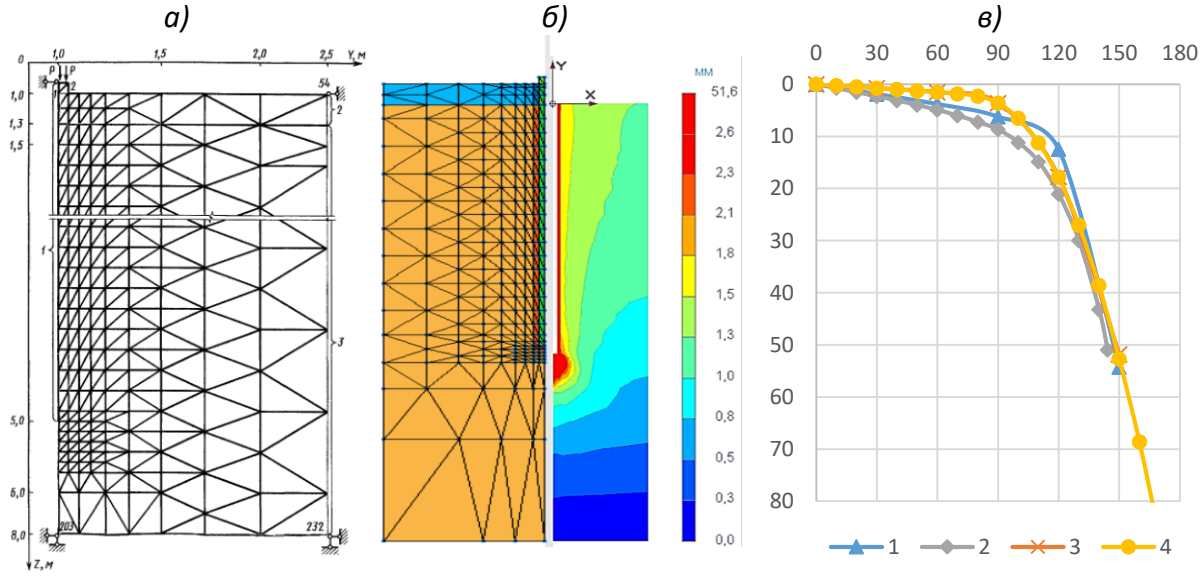


Рис. 9. Верификация модели по данным натурного эксперимента И. В. Носкова:
а – расчетная схема; *б* – расчетная модель и деформации на последней ступени нагружения; *в* – результаты анализа по данным натурного эксперимента (*1*), численного моделирования с использованием нелинейной модели Фадеева (*2*), тоже – Мора-Кулона с такими же шагами нагружения (*3*), а также с уменьшенным интервалом шагов и дополнительными ступенями (*4*)

Как видно из анализа графиков «нагрузка-осадка» на рис. 9, *в* результаты натурных испытаний сваи хорошо согласуются как с исходными результатами численного моделирования в нелинейной модели А. Б. Фадеева [16], так и с результатами решения упругопластической модели Мора-Кулона.

Приведенный пример демонстрирует возможность дополнения натурных испытаний результатами численного моделирования. Такой подход имеет ряд достоинств. Когда предпоследняя ступень нагружения при испытаниях оказывается существенно ниже предельной осадки сваи, а последняя ступень ее незначительно превышает, численное моделирование позволяет вместо использования предпоследней ступени для определения несущей способности сваи вычислить более точное значение нагрузки по результатам калибровки нелинейной модели, при которой свая достигает предельной осадки. Пример увеличения количества шагов относительно эксперимента и продолжения увеличения нагрузки показан на рис. 9.3 (кривая *4*).

Численное имитационное моделирование помимо осадки также дает возможность определить дополнительные параметры: вертикальные и радиальные напряжения в свае, абсолютные и относительные деформации.

Практический пример апробации авторами осесимметричной модели сваи был выполнен при испытаниях глубоких буровых свай длиной 43 м в Барнауле (рис. 10, 11). Экспериментальные исследования подтвердили эффективность выбранного осесимметричного решения для учета осевых деформаций одиночной сваи в составе фундамента.

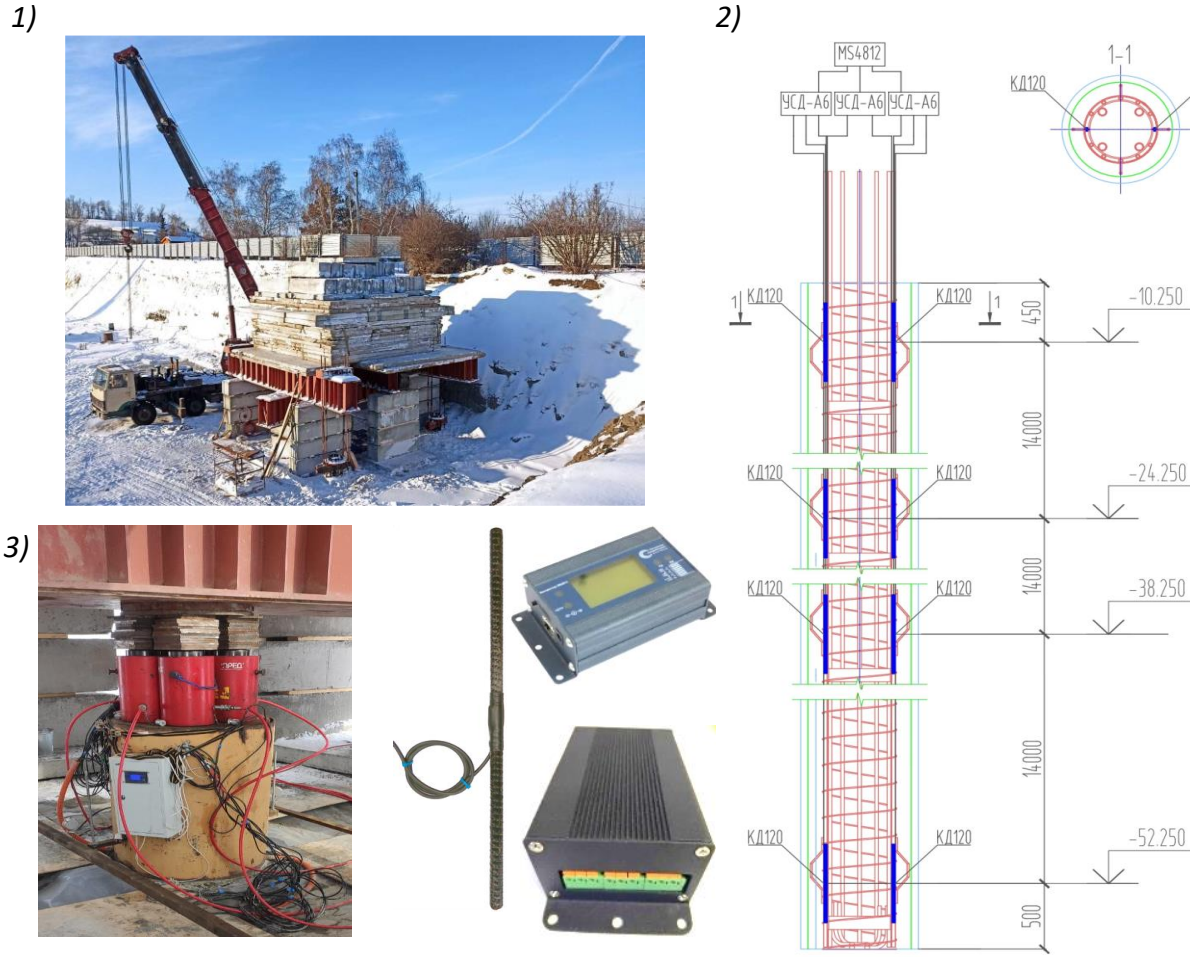


Рис. 10. Статические испытания свай длиной 43 м:
1 – общий вид нагрузочной системы с пригрузом 168 тс; *2* – схема монтажа закладных композитных датчиков деформации КД-120; *3* – нагрузочная система из пяти гидравлических домкратов и шкаф с тензометрическим оборудованием, закладной датчик деформаций КД-120, цифровой регистратор MS4812 и тензометрическая плата аналого-цифрового преобразователя УСД-А6

Численная модель свайного поля в условиях статических воздействий

Ниже приведен пример расчета численно-аналитической модели большого свайного поля на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, который детально был рассмотрен в прошлых публикациях авторов [например, 17].

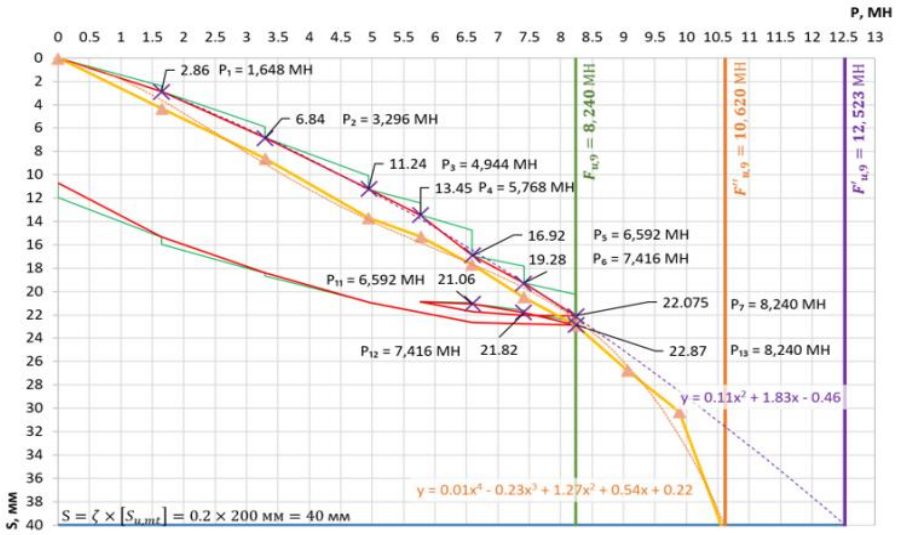


Рис. 11. Осадки и несущая способность сваи по результатам теоретических (фиолетовая кривая), натурных (красная кривая) и численных (желтая кривая) исследований

Аналитическая методика по расчету большеразмерных свайных кустов с жестким плитным ростверком [12] удобна для математической реализации в расчетных комплексах, основанных на численном методе конечных элементов.

При этом горизонтальная жесткость свай (рис. 12, *а*) принимается по эмпирической зависимости [18].

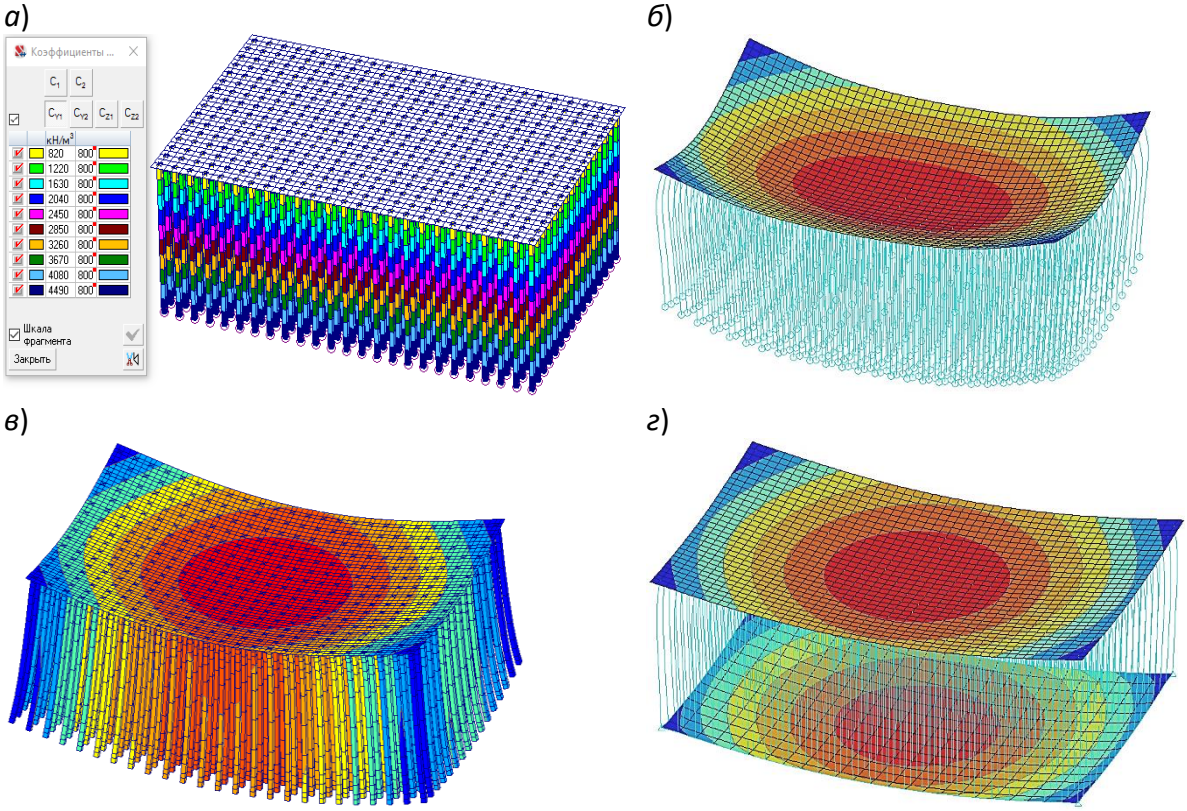


Рис. 12. Пример модели свайного поля с гибким плитным ростверком в SCAD

В отличие от расчета одиночной сваи, для группы свай или для свайного поля необходим итерационный расчет с уточнением вертикальной жесткости по нижним концам свай или с уточнением дополнительных усилий ΔN_h. Оба подхода позволяют отразить деформации упругой модели основания в виде общей осадочной мульды с учетом взаимного влияния соседних свай.

В результате расчета определяются осадки куста или свайного поля с одноузловыми связями конечной жесткости и дополнительными нагрузками ΔN_h, формирующими общую осадочную воронку группы свай (рис. 12, *б*). Можно отметить, что при отображении деформаций и изгибающих моментов в сваях от длительных статических нагрузок на фундамент прослеживается эффект краевой сваи.

Данный расчет может быть реализован единым алгоритмом для фундаментов в виде одиночной сваи, группы свай или свайного поля с эквивалентными жесткостями на различных стадиях нагружения фундамента.

Начальным этапом расчета является назначение коэффициентов постели по боковой поверхности свай [12, 19, 20] для задания их горизонтальной жесткости, увеличивающейся по глубине по мере возрастания степени обжатия свай грунтом. Вместе с этим определяется понижающий коэффициент учета снижения горизонтальной жесткости свай в составе куста по сравнению с одиночной сваей [12].

На втором этапе выполнения численного расчета в SCAD производится назначение начальных граничных условий по вертикали без учета взаимного влияния свай в группе. Модуль сдвига слоев грунта G_1, прорезаемых сваей, вычисляется с использованием осредненных значений модуля деформации E_1 и коэффициента Пуассона ν_1. Для слоев грунта под нижними концами свай модуль сдвига грунта G_2 также определяется через осредненные значения модуля деформации E_2 и коэффициента Пуассона ν_2 в пределах глубины от нижних торцов свай, равной половине длины сваи $0{,}5L$ или $10d$ приведенным диаметрам.

Следует отметить, что имеет место значительное превышение начального значения вертикальной жесткости свай k_z по сравнению со значениями коэффициентов постели C_1 в методе условного фундамента. Это объясняется тем, что конечная жесткость свай будет снижаться в результате итерационного уточнения в процессе расчета взаимного влияния свай в кусте при совместных деформациях по вертикали с образованием общей осадочной мульды.

Алгоритм для учета взаимного влияния свай в кусте, применяется на заключительном этапе расчета. Задача решается с использованием средств линейного программирования. Для этого формируется общая матрица взаимного расположения свай в кусте в виде расстояний между сваями и на

основании матрицы коэффициентов взаимного влияния свай вычисляется матрица дополнительных усилий ΔN_h для моделирования совместной осадки свай в группе либо матрица понижающих коэффициентов к исходной жесткости одиночных свай.

Список источников

1. Перельмутер, А. В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой / А. В. Перельмутер, О. В. Кабанцев. – М.: Изд-во АСВ, 2015. – 146 с.

2. Nuzhdin, L. V., Mikhailov, V. S. Genetically nonlinear combined model of pile field under dynamic impacts // Journal of physics: Conference series. Proceedings of the DFGC 2021. – Perm, 2021. – P. 012013. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012013.

3. Нуждин, Л. В. Численный расчет свайного поля с учетом истории нагружения. Часть 1, 2 / Л. В.Нуждин, В. С. Михайлов // Материалы международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении». – Новочеркасск: ЮРГПУ, 2022. – С. 28-54.

4. Нуждин, Л. В. Численный расчет свайного поля с учетом длительных воздействий / Л. В.Нуждин, В. С. Михайлов // Construction and Geotechnics. – 2023. – № 1. – С. 74-87.

5. Нуждин, Л. В. Численное моделирование свайных фундаментов в расчетно-аналитическом комплексе SCAD Office / Л. В.Нуждин, В. С. Михайлов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 9. № 1. – С. 5-18. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.1.01.

6. Федоровский, В. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 10-18.

7. Пастернак, П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П. Л. Пастернак. – М.-Л.: Гос. изд. лит. по строительству и архитектуре. – 1954. – 56 с.

8. Медников, И. А. Коэффициенты постели линейно деформируемого многослойного основания / И. А. Медников // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 4.

9. Шашкин, К. Г. Использование упрощенных моделей основания для решения задач совместного расчета основания и конструкций сооружений / К. Г. Шашкин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 1999. – № 1.

10. Завриев, К. С. К расчету свай и свай-оболочек на горизонтальные и моментные нагрузки / К. С. Завриев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – № 12. – С. 10-11.

11. Федоровский, В. Г. Метод расчета свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – № 4. – С. 11-15.

12. Сваи в гидротехническом строительстве / В. Г. Федоровский, С. Н. Левачев, С. В. Курилло, Ю. М. Колесников. – М.: Изд-во АСВ, 2003. – 240 с.

13. Тер-Мартиросян, А. З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дисс. ... докт. тех. наук/ А. З. Тер-Мартиросян. – М., 2016. – 324 с.

14. Тер-Мартиросян, З. Г. Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью / З. Г.Тер-Мартиросян, А. З. Тер-Мартиросян. – М.: Изд-во АСВ, 2020. – 946 с.

15. Носков, И. В. Особенности взаимодействия свайных фундаментов с деформированным при подработке основанием: дисс. ... канд. тех. наук / И. В. Носков. – Ленинград, 1984. – 158 с.

16. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 224 с.

17. Нуждин, Л. В. Методы построения моделей и расчета системы «свайный фундамент – грунтовое основание» в SCAD Office и SMath Studio / Л. В. Нуждин, В. С. Михайлов // Изв.вузов. Строительство. – 2020. – № 5. – С. 42-52.

18. Завриев, К. С. Расчеты фундаментов мостовых опор глубокого заложения / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро. – М.: Транспорт, 1970. – 215 с.

19. Шапиро, Д. М. Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники / Д. М. Шапиро. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 180 с.

20. Едигаров, Г. Э. Опыт применения SCAD OFFICE в расчете промежуточной опоры моста с учетом взаимного влияния свай в кусте / Г. Э Едигаров // CADMASTER, – № 3. – С. 88-97.

21. Nuzhdin, L. V., Mikhailov, V. S. Genetically nonlinear combined model of pile field under dynamic impacts // Journal of physics: Conference series. Proceedings of the DFGC 2021. – Perm, 2021. – P. 012013. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012013.

22. Нуждин, Л. В. Численный расчет свайного поля с учетом динамических воздействий / Л. В. Нуждин, В. С. Михайлов // Construction and Geotechnics. – 2023. – № 2. – С. 25-42.

23. Нуждин, Л. В. Метод учета резонансных эффектов при прогнозе колебаний большеразмерных свайных фундаментов / Л. В. Нуждин, В. С. Михайлов // Изв. вузов. Строительство. – 2025. – № 5. – С. 82-95.

© Нуждин Л. В., Михайлов В. С., 2026

УДК 624.154:624.04
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-27-32

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ, УСИЛЕННЫХ ГРУНТОЦЕМЕНТНЫМИ СВАЯМИ

Н. З. Готман[1,2], А. А. Горбачев[3], А. Л. Гудков[2,3]

[1]Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова, г. Москва, Россия
[2]Российский университет транспорта, МИИТ, г. Москва, Россия
[3]ООО «ПОДЗЕМПРОЕКТ», г. Москва, Россия

Аннотация. *Анализируются принципы численного моделирования основания, усиленного грунтоцементными сваями. На примере реального объекта, на котором ООО ПОДЗЕМПРОЕКТ выполнял научно-техническое сопровождение проектирования, анализируются результаты численного моделирования нагруженного свайного основания с проектной расстановкой свай, вскрываются некоторые противоречия с рекомендациям СП 22.133330.2016 и уточняются расчетные критерии, определяющие выбор типа усиленного основания.*

Ключевые слова*: грунтоцементная свая, усиленное основание, укрепленный массив, армирование сваями, расчетные критерии*

CALCULATION OF BASES REINFORCED WITH SOIL-CEMENT PILES

N. Z. Gotman[1,2], A. A. Gorbachev[3], A. L. Gudkov[2,3]

[1]Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures, Moscow, Russia,
[2]Russian University of Transport, Moscow, Russia,
[3]PODZEMPROEKT LLC, Moscow, Russia

Annotation. *The principles of numerical modeling of the base reinforced with soil-cement piles are analyzed. Using the example of a real facility where PODZEMPROEKT LLC provided scientific and technical support for the design, the article analyzes the results of numerical modeling of a loaded pile foundation with a designed pile arrangement, reveals some contradictions with the recommendations of SP 22.133330.2016, and clarifies the design criteria that determine the choice of the reinforced foundation type.*

Keywords: *soil-cement pile, reinforced foundation, reinforced massif, pile reinforcement, design criteria*

Одним из наиболее эффективных методов усиления основания является подведение грунтоцементных свай (ГЦС) под фундамент, что подтверждено результатам исследований российских авторов, опубликованными в научной литературе [1–5]. Расчет усиления фундаментов сваями должен выполняться с учетом взаимодействия свай усиления, основания и фундамента, при этом нормами РФ предлагается 2 принципа работы основания, а именно как «укрепленного массива» с обобщенным модулем деформации и как массива грунта, армированного сваями.

Современный уровень развития компьютерных программ для моделирования оснований и фундаментов (PLAXIS, MIDAS и пр.) позволяет выполнять расчеты усиления фундаментов сваями с корректным учетом их взаимодействия между собой и с грунтом основания В зависимости от того по какому принципу работы усиленного основания (укрепленный массив, или армированный массив) оно задается в численном расчете, выполняется задание исходных данных. При этом при следовании принципу «укрепленного массива» возможен упрощенный вариант моделирования основания с обобщенным модулем деформации и определением расчетной области по вертикали от подошвы фундаментной плиты по рекомендациям СП 22.13330.2016. Возможность выполнения расчета по принципу «укрепленного массива» оценивается также в соответствии с рекомендациями СП 22.13330.2016. п.6.44а.

В статье представлены результаты численного исследования взаимодействия свай усиления с основанием и плитой проектируемого здания в г. Уфе, а также их анализ, в результате которых сформулированы предложения, уточняющие расчетные критерии для обоснования выбора принципа работы усиленного основания.

Результаты численного исследования

Численные исследования выполнены при выполнении работ по научно-техническому сопровождению проектирования усиления основания здания в г. Уфа РБ. Проектируемое здание — сложной формы в плане (рис. 1) с габаритными размерами в осях А.1-Н.1/1.1-15.1 – 31.75×53.2м, 30-ти этажное с 3-х уровневой подземной парковкой (секция А) и 2-х этажное с 4-х уровневой подземной парковкой (секция Б).

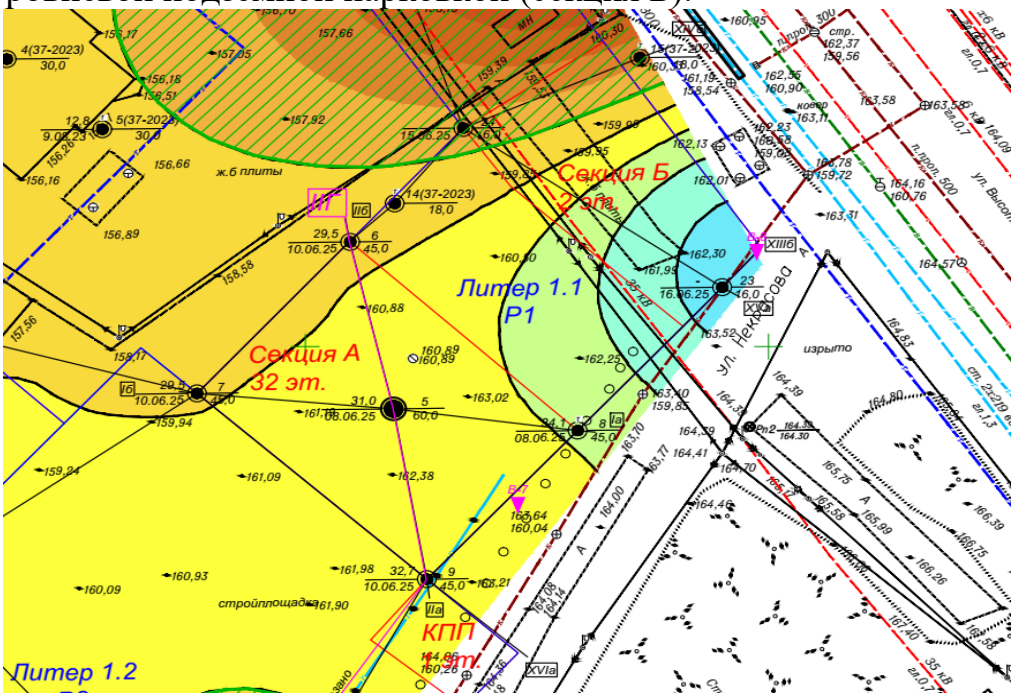


Рис. 1. План расположения буровых скважин

Конструктивная схема здания–каркасно-стеновая. Фундаменты — монолитная железобетонная плита на основании, усиленном грунто-цементными элементами (ГЦЭ), для высотной секции А и на естественном основании для 2-х этажной секции и паркинга. В основании фундаментной плиты на отметках подошвы фундамента залегают глины твердые и мергель, ниже в пределах сжимаемой толщи — в основном глины и мергель (рис. 2, табл. 1).

Усиление грунтов в основании фундаментов высотной секции выполняется путем армирования природного грунта жесткими грунтоцементными элементами (ГЦЭ) диаметром 1,1–1,2 м, которые в плане располагаются по регулярной сетке с шагом 2 м.

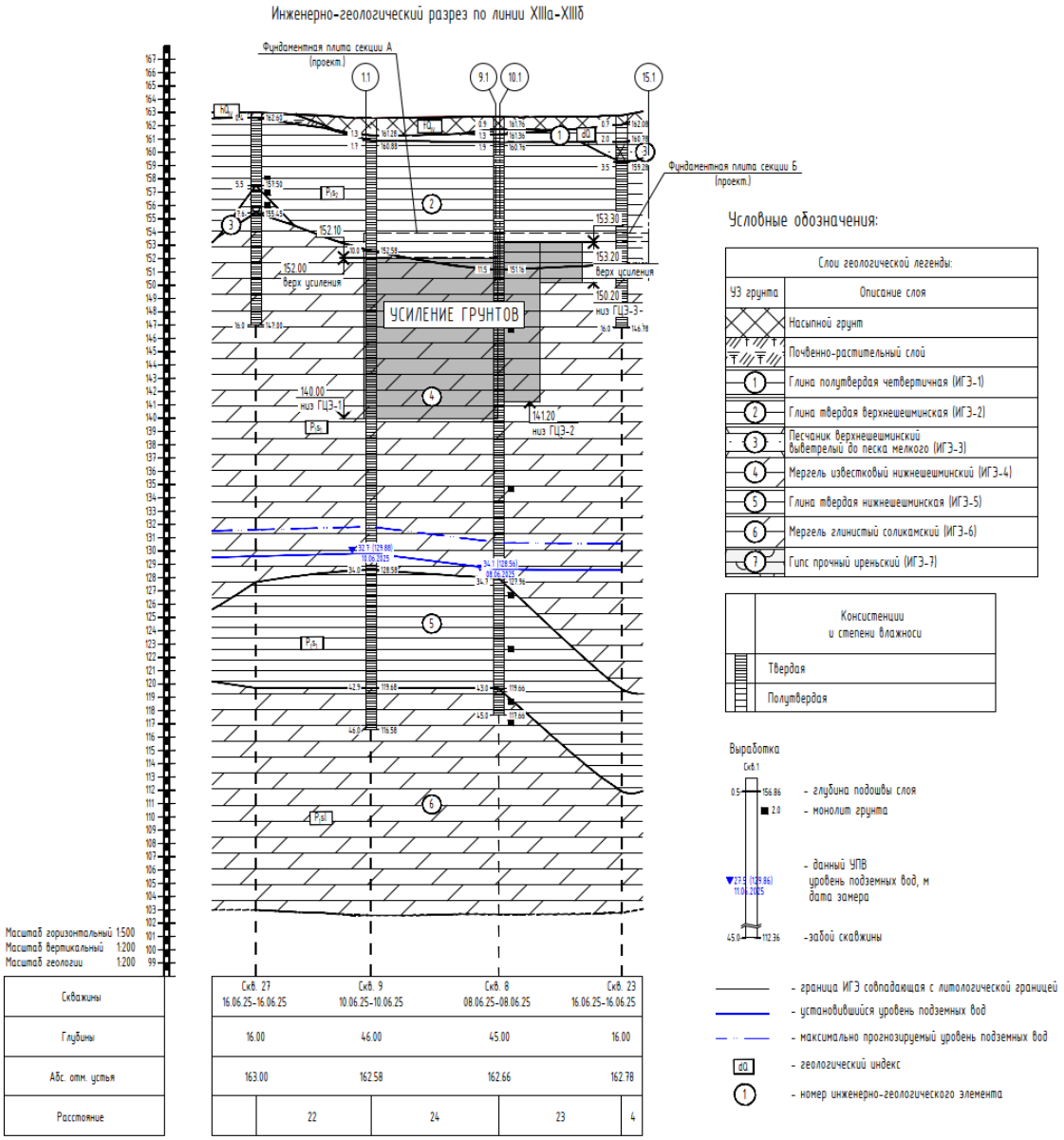


Рис. 2. Схема усиления основания ГЦЭ

Таблица 1. Физико-механические характеристики грунтоцемента

Удельный вес γ_{stb}, кН/м^3	Прочность на одноосное сжатие R_{stb}, МПа	Сцепление $c_{stb,II}$, кПа	Модуль деформации E_{stb}, МПа
18,0	3,0	1200	300

Грунтоцементные элементы устраиваются по двухкомпонентной технологии струйной цементации грунтов «Jet grouting».

Расчетные схемы для геотехнических расчетов (рис. 3) состоят из стержневых и объемных конечных элементов (КЭ), моделирующих работу зданий, объемных КЭ, моделирующих работу грунтового основания, специальных элементов, моделирующих процесс устройства и работу грунтоцементных элементов, а также узловые и распределенные нагрузки, соответствующие нормативным значениям.

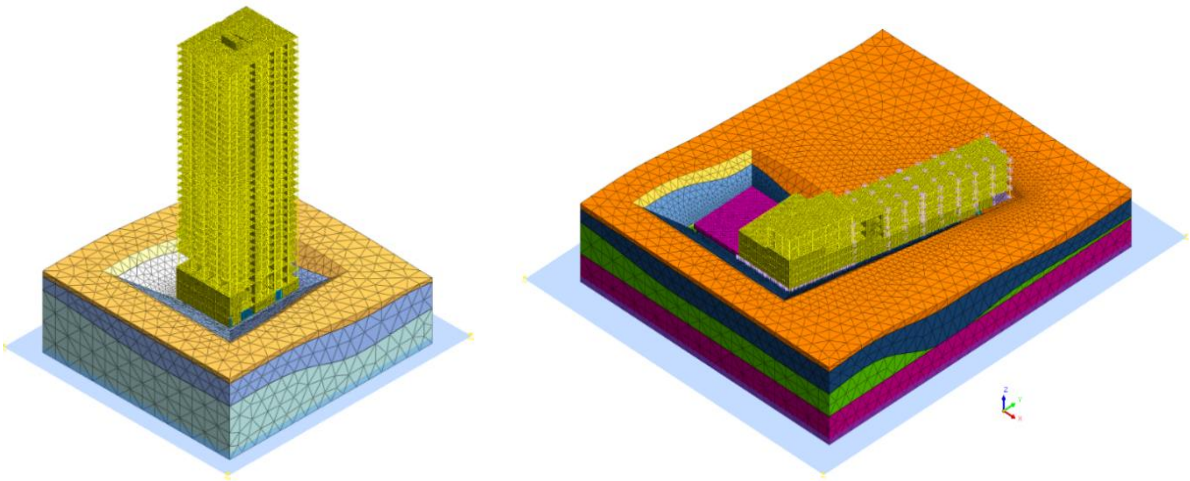


Рис. 3. Расчетная схема

На рис. 4 показаны изополя вертикальных напряжений в уровне голов ГЦС. По результатам видно, что среднее значение напряжений в головах ГЦС составило 144 т/м^2, среднее значение напряжений в пяте ГЦС составило 123 т/м^2. Принимая во внимание габариты ФП и диаметры ГЦС равный 1,2 метра была вычислена суммарная нагрузка, передаваемая на грунтоцементные стволы. При нормативном значении веса здания ~45 тыс. тонн на грунтоцементные стволы передается ~36 тыс. тонн.

Таким образом, большая часть нагрузки передается в уровне пяты ГЦЭ, что больше соответствует работе свайного фундамента.

При анализе возможности рассмотрения данного поля ГЦС как укрепленный массив, или как массив, армированный сваями, в соответствии с рекомендациями СП 22.13330.2016 и проверкой требований п. 6.44а при определении доли нагрузки, воспринимаемой грунтоцементными элементами (β) как отношение допускаемой нагрузки на ГЦС по грунту к полной проектной нагрузке, установлено следующее.

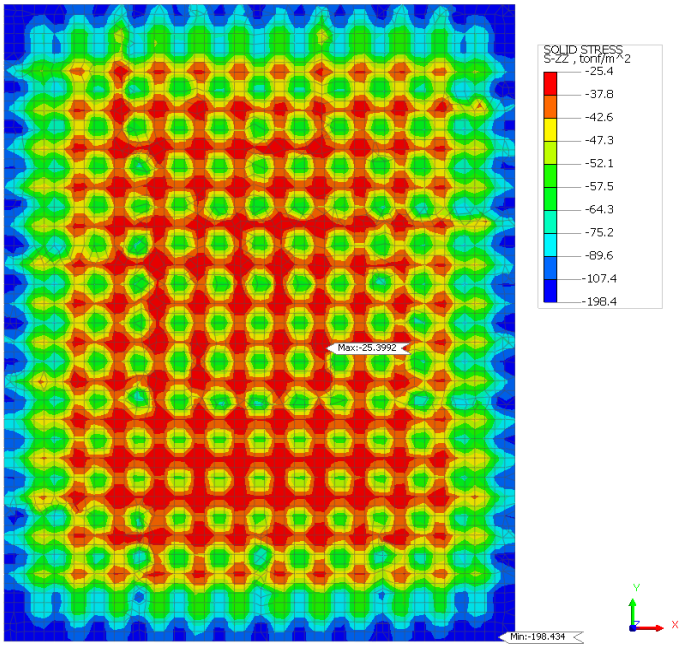


Рис. 4. Изополя распределения вертикальных напряжений в уровне голов ГЦС, т/м^2

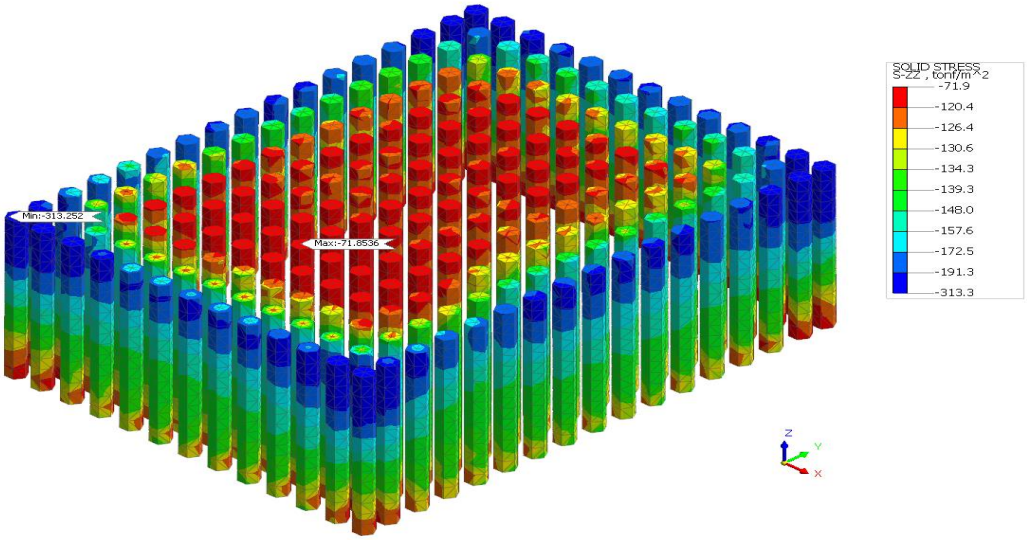


Рис. 5. Изополя распределения вертикальных напряжений в грунтоцементных элементах, т/м^2

Коэффициент β определяется при достижении предельных состояний ГЦС, что не подтверждается геотехническими расчетами и потому в данном случае не характеризует реальную долю нагрузки, передаваемую на сваи ГЦС. По расчету в соответствии с требованиями СП он более 2-х, а в соответствии с геотехническим расчетом его величина составляет 0,8.

Как правило, в основании фундаментной плиты устраивается щебеночная подушка, выполняющая функции перераспределения нагрузки в основании.

В этом случае при усилении оснований под высотные здания, когда длина элементов усиления (ГЦС) определяется из расчета по деформациям, наиболее целесообразно коэффициент β определять из условия совместности деформаций по формуле

$$\beta = \frac{E_{\text{гц}} F D^2}{E_{\text{гр}}(a^2 - F)(D + 2h)^2} \quad , \qquad (1)$$

где $E_{\text{гц}}$ — модуль деформации грунтоцементного элемента; $E_{\text{гр}}$ — модуль деформации грунта; F, D, a — площадь, диаметр и шаг грунтоцементных элементов; h — толщина щебеночной подушки.

Для реального рассмотренного случая усиления основания при толщине щебеночной подушки 0,5 м этот коэффициент, определенный по формуле (1), равен 0.81, что соответствует результатам геотехнического расчета.

Заключение

На основании численных исследований установлено, что при усилении оснований высотных зданий грунтоцементными элементами (ГЦЭ) с промежуточной щебеночной подушкой, когда выбор длины армирующего элемента определяется расчетом деформаций, коэффициент β, определяющий долю нагрузки, передаваемой на ГЦЭ, рекомендуемый нормами, существенно отличается от коэффициента, определенного по результатами геотехнического расчета.

В связи с тем, что данный коэффициент оказывает большое влияние на выбор типа усиленного основания (укрепленный массив, или массив, армированный сваями) по требованиям СП 22.13330.2016, предложено для вышеописанных условий определять его из условий совместности деформаций, формула (1).

Список источников

1. Briaud J.-L. Introduction to geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils. Wiley, 2013.

2. Маковецкий, О. А. Опыт армирования слабых грунтов в основании фундаментных плит с применением струйной геотехнологии / О. А. Маковецкий, С. С. Зуев // Тр. междунар. конф. по геотехнике «GeoMos 2010», Москва, 7-10 июня 2010 г. – С. 1801-1808.

3. Melegari C. Introduction to the Jet-grouting Methods // Seminar on jet grouting. Singapore, 1997.

4. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов / А.Г. Малинин. – М.: ОАО «издательство «Стройиздат»,2010. – 226 с.

5. Мангушев, Р. А. Определение прочностных характеристик грунтоцементного массива, выполненного по технологии jet-grouting в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / Р. А. Мангушев, В. В. Конюшков // Вестн. гражданских инженеров. – 2010. – № 2. – С. 69-77.

6. Маковецкий, О. А. Применение струйной цементации для устройства подземных частей комплексов / О. А. Маковецкий, С. С. Зуев, И. И. Хусаинов // Жилищное строительство. – 2013. – № 9. – С. 10-14.

7. Хусаинов, И. И. Сравнительный анализ опытных и расчетных деформаций грунтового массива, закрепленного струйной цементацией / И. И. Хусаинов, Г. Г. Кашеварова, О. А. Маковецкий.

© Готман Н. З., Горбачев А. Л., Гудков А. А., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-33-45

РАЗРАБОТКА И ВНЕДРЕНИЕ ВЫСОКОЭФФЕКТИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ В ОСОБО СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев, В. О. Бушуева

Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина, г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Строительство многоэтажных зданий на участках с переменным рельефом приобретает все большую актуальность в условиях дефицита свободных равнинных территорий и перехода к освоению сложных склоновых площадок. Особенно характерно данное решение для прибрежных и урбанизированных регионов, где дальнейшее развитие застройки возможно преимущественно за счет территорий с выраженными перепадами отметок и неблагоприятными инженерно-геологическими условиями. В таких условиях проектирование зданий и сооружений сопровождается повышенными геотехническими рисками, связанными с развитием оползневых процессов, перераспределением напряжений в грунтовом массиве, изменением гидрогеологического режима и воздействием сейсмических нагрузок. Актуальность темы определяется необходимостью разработки комплексных научно обоснованных подходов к выбору и расчету конструктивных решений фундаментов и сооружений инженерной защиты, обеспечивающих устойчивость склоновых территорий и надежную работу зданий в течение всего жизненного цикла. При этом особое значение приобретает учет стадийности строительства, взаимодействия системы «грунтовый массив – фундамент – надземные конструкции», а также влияния временных и постоянных нагрузок, включая пригруз от застройки и динамические воздействия.*

Ключевые слова: *инженерная защита территории, подпорные сооружения, свайно-анкерная система, террасированный склон, геотехническое моделирование, сейсмическое воздействие, разжижение грунтов, устойчивость склонов*

DEVELOPMENT AND IMPLEMENTATION OF HIGHLY EFFICIENT ENGINEERING PROTECTION STRUCTURES IN PARTICULARLY COMPLEX ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS

M. B. Marinichev, I. G. Tkachev, V. O. Bushueva

I. T. Trubilin Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

Annotation. *The construction of multi-storey buildings on areas with variable topography is becoming increasingly important in the context of a shortage of available flat areas and the transition to the development of complex slope sites. This solution is particularly relevant for coastal and urbanized regions, where further development of construction is possible primarily through the use of areas with significant elevation differences and unfavorable engineering and geological conditions. In such conditions, the design of buildings and structures is accompanied by increased geotechnical risks associated with the development of landslide processes, the redistribution of stresses in the soil mass, changes in the hydrogeological regime, and the impact of seismic loads. The relevance of the topic is determined by the need to develop comprehensive, scientifically based approaches to the selection and calculation of structural*

solutions for foundations and engineering protection structures that ensure the stability of slope areas and the reliable operation of buildings throughout their entire life cycle. In this context, it is crucial to consider the stages of construction, the interaction between the soil mass, foundations, and above-ground structures, as well as the influence of temporary and permanent loads, including the weight of buildings and dynamic effects.

Keywords: *engineering protection of the territory, retaining structures, pile-anchor system, terraced slope, geotechnical modeling, seismic impact, soil liquefaction, and slope stability*

Введение

Возведение многоэтажных зданий на участках с переменным рельефом сопряжено с необходимостью внедрения инженерных решений, обусловленных сложным характером геоморфологических и инженерно-геологических условий. Наличие значительных перепадов отметок рельефа, крутых склонов, потенциально оползне- и сейсмоопасных зон, а также ограниченность строительного пространства предопределяют повышенные требования к проектированию фундаментов и систем инженерной защиты. Указанные факторы оказывают решающее влияние на выбор конструктивных схем, технологию производства работ и состав защитных мероприятий, направленных на обеспечение устойчивости как отдельных сооружений, так и склонового массива в целом.

Вопросы проектирования фундаментов и сооружений инженерной защиты в сложных инженерно-геологических условиях широко освещены в отечественной и зарубежной литературе. Рассмотрены особенности работы оснований и свайных конструкций, а также вопросы обеспечения надежности фундаментов в сложных грунтовых условиях [1–8]. В исследованиях уделено внимание устойчивости склонов, работе свайно-анкерных систем и методам закрепления грунтов [13–15]. Вопросы механики грунтов, расчета оснований и фундаментов, а также взаимодействия свайных конструкций с грунтовым массивом подробно рассмотрены в фундаментальных и прикладных работах [9–12]. В частности, в исследованиях приведены методы оценки напряженно-деформированного состояния оснований, несущей способности свай и особенностей их работы при различных схемах нагружения.

Вместе с тем анализ опубликованных работ показывает, что вопросы пространственной работы удерживающих систем в условиях глубокой поэтапной выемки, с учетом стадийности строительства, изменения гидрогеологического режима и сейсмического воздействия, остаются недостаточно изученными.

Целью настоящей работы является обоснование внедрения комплекса инновационных технических решений сооружений инженерной защиты территории, обеспечивающих требуемую устойчивость склона и зданий на его террасах, а также допустимые перемещения при воздействии опасных природных и техногенных факторов в особо сложных грунтовых условиях строительства инфраструктурного гостиничного комплекса.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

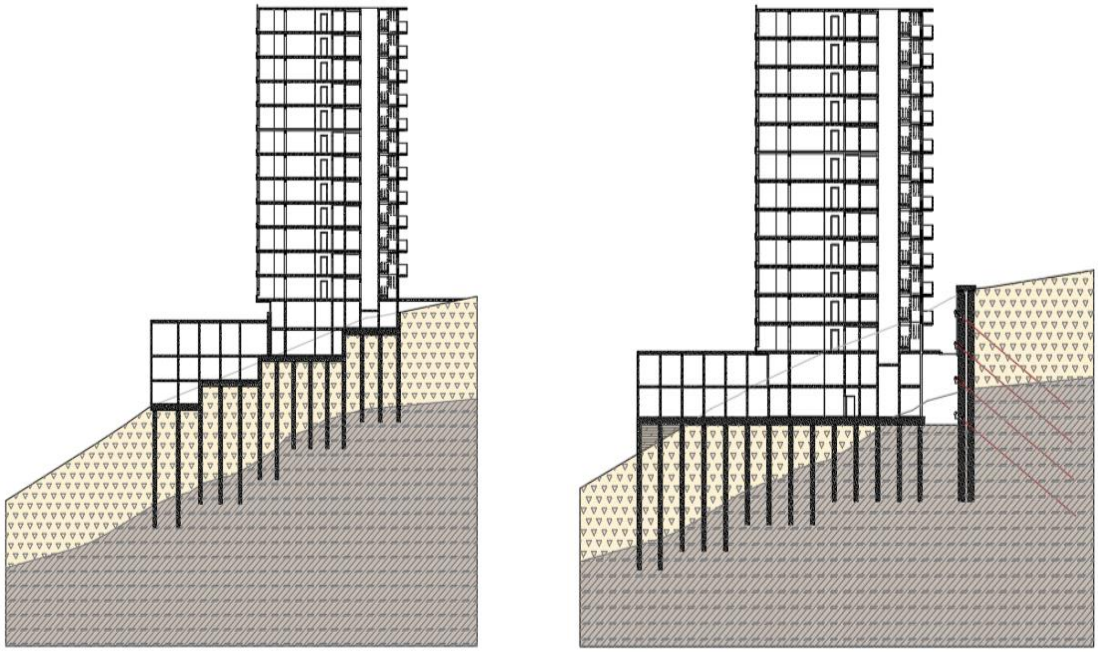
- анализ условий строительства и обоснование выбранной схемы освоения территории с учетом стесненности площадки строительства и стадийности производства работ;
- разработка конструктивного решения системы инженерной защиты;
- определение расчетных характеристик грунтов с учетом динамических воздействий;
- выполнение трехмерного геотехнического моделирования;
- оценка влияния процесса строительства и эксплуатации разработанных сооружений инженерной защиты на окружающую застройку;
- оценка напряженно-деформированного состояния системы и проверка ее работоспособности в неблагоприятных сочетаниях нагрузок;
- разработка специальной программы испытаний свай и анкеров в составе сооружений инженерной защиты;
- разработка программы научно-технического сопровождения и его осуществление.

Методы исследований

В инженерной практике освоения склоновых территорий задачи обеспечения устойчивости склона и размещения застройки решаются с применением различных конструктивных схем, отличающихся степенью вмешательства в природный рельеф и характером работы удерживающих конструкций. Наиболее распространенные варианты таких решений представлены на рис. 1.

Первый заключается в адаптации фундаментов к естественному профилю склона (рис. 1, *а*), что позволяет минимизировать объемы земляных работ и снизить степень вмешательства в природный рельеф, обеспечивая более рациональное распределение нагрузок и уменьшение техногенного воздействия на грунтовый массив. В нормативных и научных источниках отмечается, что изменение конфигурации откоса, включая его выполаживание и устройство берм, является эффективным средством повышения устойчивости склонов и снижения вероятности развития оползневых процессов [16].

Альтернативным подходом является применение подпорных сооружений, обеспечивающих формирование искусственных террас и возможность размещения зданий на заданных проектных отметках (рис. 1, *б*). Данный подход характеризуется значительной материало- и трудоемкостью, связанной с необходимостью разработки глубоких выемок и устройством протяженных удерживающих конструкций. В таких условиях удерживающие сооружения воспринимают давление грунта и дополнительные нагрузки от застройки, при этом ключевую роль играет стадийность работ и последовательное включение элементов системы.



а *б*

Рис. 1. Основные схемы освоения склоновых территорий:
а – адаптация застройки к естественному рельефу (террасирование);
б – схема с глубокой выемкой и устройством удерживающих конструкций

Независимо от выбранного подхода, проектирование и строительство на участках с выраженным рельефом требует учета не только геометрии склона, но и особенностей инженерно-геологических условий, гидрогеологического режима и возможного развития опасных процессов.

Анализ практики показывает, что выбор конкретной схемы в ряде случаев также может определять архитектурно-планировочные ограничения, при которых применение террасированной схемы оказывается невозможным без изменения проектных решений. К таким случаям относится рассматриваемый объект строительства на Черноморском побережье Краснодарского края. Архитектурное решение данного объекта формируется как система взаимосвязанных уровней, размещенных на террасах со значительным перепадом отметок, достигающих 20 м.

Особенность рассматриваемого объекта заключается в том, что сооружения инженерной защиты должны обеспечивать устойчивость территории не только в строительный период, при выполнении глубокой поэтапной выемки грунта для формирования террас с перепадами до 20 м (рис. 2), но и в течение всего периода эксплуатации возводимых зданий. Таким образом, проектируемая система воспринимает не только давление грунтового массива, но и дополнительное воздействие от расположенных на верхних террасах зданий, дорог, инженерного оснащения, благоустройства и других элементов планировочной инфраструктуры.

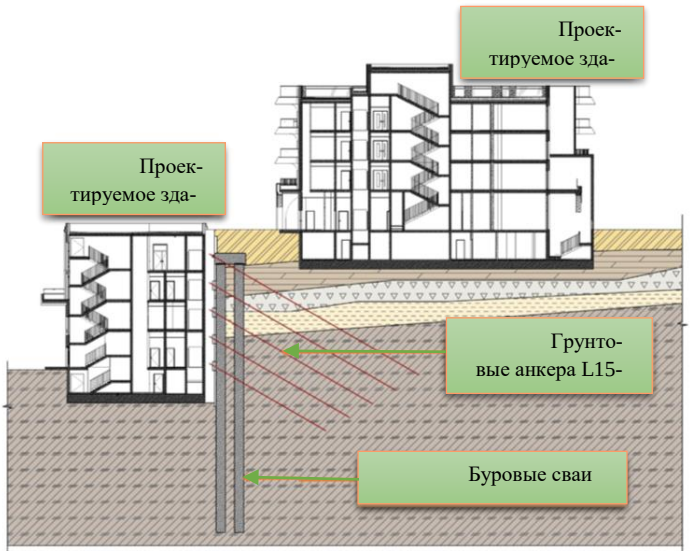


Рис. 2. Совмещение инженерно-геологического разреза с контуром зданий и проектируемым сооружением инженерной защиты

Для рассматриваемой площадки характерен комплекс опасных природных и техногенных процессов, которые оказывают непосредственное влияние на устойчивость территории и работу удерживающих сооружений. Район строительства отличается высокой расчетной сейсмичностью, что требует учета не только инерционных нагрузок, но и возможного изменения состояния водонасыщенных грунтов в процессе динамического воздействия. Это означает, что система инженерной защиты должна быть не только устойчивой, но и адаптированной к изменяющемуся состоянию массива в ходе строительства. Важнейшим требованием становится управляемость осадками, возможность последовательного включения элементов в работу и подтверждение расчетных предпосылок натурными наблюдениями. Для достижения указанной цели были приняты решения, основанные на применении пространственно работающей свайно-анкерной системы, усиленной элементами жесткости (рис. 3) и дополненной мероприятиями по водоотведению, мониторингу и научно-техническому сопровождению. Несущим каркасом этой системы служат сваи, объединенные монолитными ростверками, а по мере развития выемки в работу последовательно включаются ярусы грунтовых анкеров. Такая схема позволяет не только воспринимать расчетные нагрузки, но и ограничивать деформации в условиях близкого расположения проектируемых зданий и стесненной полосы размещения удерживающего сооружения.

Общая протяженность сооружений инженерной защиты составляет порядка 350 м. По длине сооружение разделено на отдельные секции, отличающиеся высотой удержания, инженерно-геологическими условиями, гидрогеологическим режимом, величиной нагрузки от расположенных выше объектов и технологической последовательностью возведения.

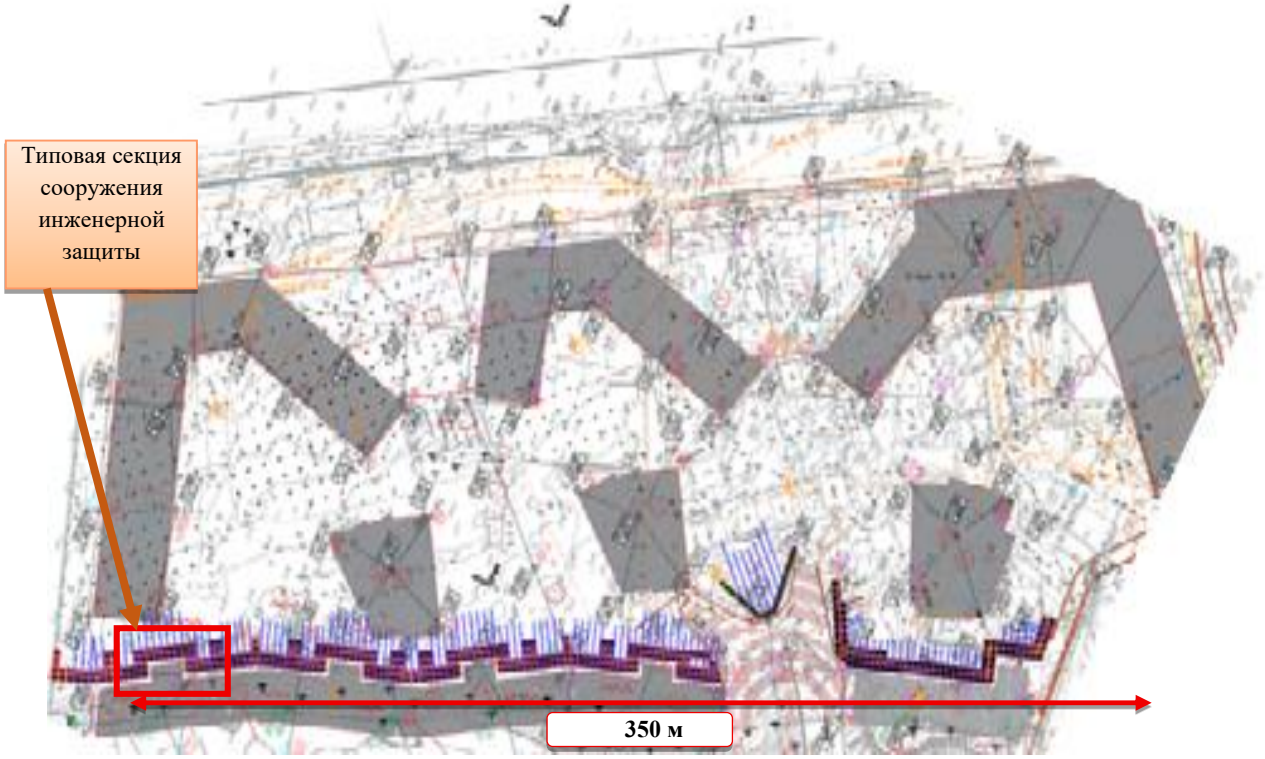


Рис. 3. Схема расположения сооружений инженерной защиты территории с выделением ее конструктивных элементов

Для каждой секции назначаются индивидуальные параметры свайной части, анкеров, уровней их размещения, длины, шага и усилий натяжения. Конструктивная схема типовой секции сооружения приведена на рис. 4.

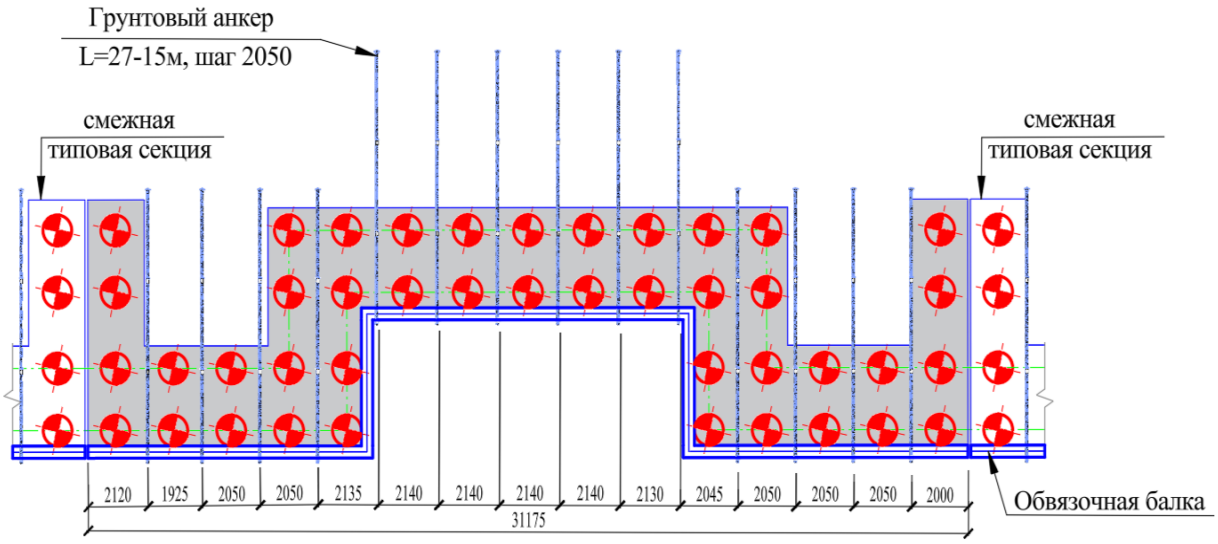


Рис. 4. Расчетно обоснованная форма типовой секции сооружения инженерной защиты, обладающая повышенной пространственной жесткостью (сваи диаметром 1020 мм длиной 30 м)

Грунтовый массив места строительства характеризуется выраженной неоднородностью, чередованием дисперсных грунтов различной плотности, влажности, пластичности, деформативности и фильтрационных свойств, а также наличием более прочных горизонтов (табл. 1).

Таблица 1. Расчетные параметры грунтов для модели Hardening soil

№ ИГЭ	Наименование грунта	HARDENING SOIL							
		Верифицированные данные							
		E_{50}^{ref}, МПа	E_{oed}^{ref}, МПа	c, кПа	φ, °	ψ,°	K_0^{nc}	Rf	OCR
1	Суглинок тяжелый	23	19	33	19	-0,736	0,573	0,799	2,311
2	Глина легкая твердой консистенции	11	8	26	5	1,6833	0,4214	0,83	1,581
3	Глина легкая песчанистая	9	6	38	15	1,9563	0,4039	0,808	1,357
4	Суглинок тяжелый	21	18	17	17	-1,378	0,5035	0,714	2,373
5	Супесь песчанистая	7	3	2	15	0,8969	0,4402	0,939	1,267
6	Супесь пластичная	17	13	40	12	-1,405	0,4802	0,701	2,624
7	Суглинок легкий	23	18	28	17	-1,209	0,4863	0,81	2,814
8	Глина аргиллитоподобная	19	15	21	11	0,1031	0,5393	0,742	1,821

Важным фактором является переменный гидрогеологический режим, проявляющийся в изменчивости уровней подземных вод, возможности локального переувлажнения, росте порового давления и перераспределении фильтрационных потоков в процессе разработки выемок и устройства дренажей.

Дополнительную сложность создает высокая расчетная сейсмичность района строительства, в связи с этим были проведены исследования:

- **выполнена оценка динамического разжижения водонасыщенных грунтов по трем критериям**, принятым для интерпретации результатов циклических трёхосных испытаний: *а*) по деформационному критерию разжижения (достижение 5 % осевой деформации при циклическом нагружении как признак перехода грунта в состояние циклического разуплотнения/разжижения); *б*) оценка по коэффициенту порового давления β, при $\beta \leq 0{,}6$ сопротивление разжижению считается обеспеченным; *в*) по критерию накопления деформаций (при выполнении условия $\varepsilon_{30} < \varepsilon_{29}$ сопротивление разжижению считается обеспеченным, что указывает на отсутствие прогрессирующего нарастания деформаций при последовательных уровнях циклического воздействия);
- **установлены динамические характеристики грунтов**, необходимые для расчетов: изменение модулей при циклическом нагружении, параметры накопления деформаций, показатели роста порового давления и перехода в предельные состояния.

Полученные результаты использованы как исходные данные для формирования сейсмических расчетных сочетаний и калибровки трехмерной модели системы «склон – инфраструктурная застройка – инженерная защита», что обеспечило согласованность расчетной схемы с фактическими свойствами грунтов основания и повысило достоверность прогноза НДС инженерной защиты.

Для оценки работы сооружений инженерной защиты была разработана объемная геотехническая модель застройки (рис. 5).

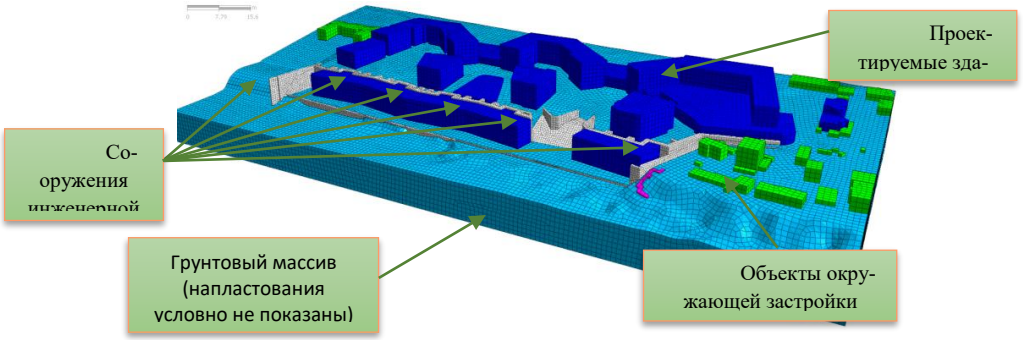


Рис. 5. Объемная геотехническая модель застройки в Midas FEA NX

Расчеты выполнялись для типовых и наиболее неблагоприятных участков с учетом стадийности строительства, последовательного устройства свай, ростверков, анкеров, откопки грунта, обратной засыпки, приложения нагрузок от дорог и здания, а также сейсмического воздействия. Для типовой секции была принята двурядная свайно-анкерное удерживающее сооружение с максимальным перепадом порядка 20 м. Предусматривается устройство свай диаметром 1000 мм длиной 30 м с шагом от 2,0 до 2,5 м. По высоте сооружение раскрепляется пятью ярусами грунтовых анкеров различной длины, которые поэтапно вводятся в работу по мере разработки выемки (рис. 6).

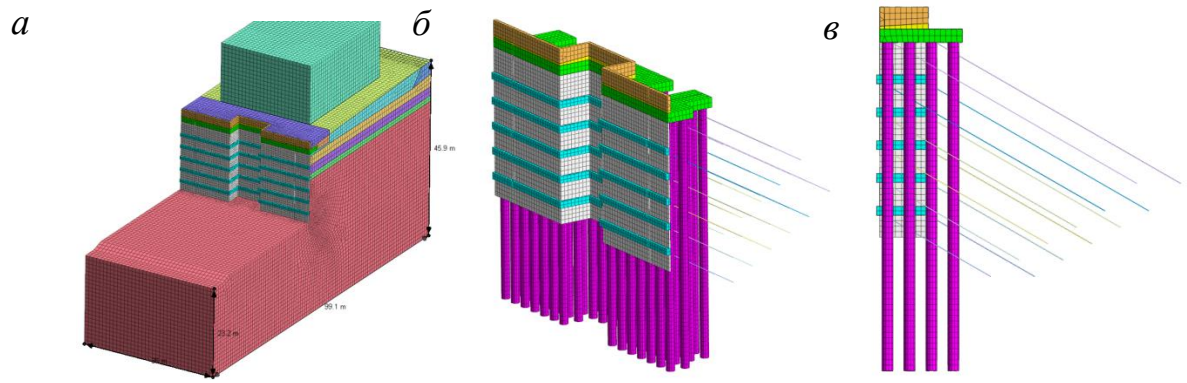


Рис. 6. Типовая секция расчетной модели:
а) габариты типовой секции расчетной модели;
б) изометрический вид типовой секции сооружения инженерной защиты;
в) вид с торца на сооружение типовой секции инженерной защиты

Результаты исследований

В расчетах рассматривались несколько неблагоприятных сценариев со снижением характеристик грунтового массива в результате сейсмического воздействия: типовые грунтовые условия с учетом здания на верхней террасе, аналогичные условия без учета пригруза от верхнего здания (рис. 7, 8). Это позволило оценить чувствительность системы к изменению внешних факторов и подтвердить достаточность принятой конструктивной схемы.

а *б*

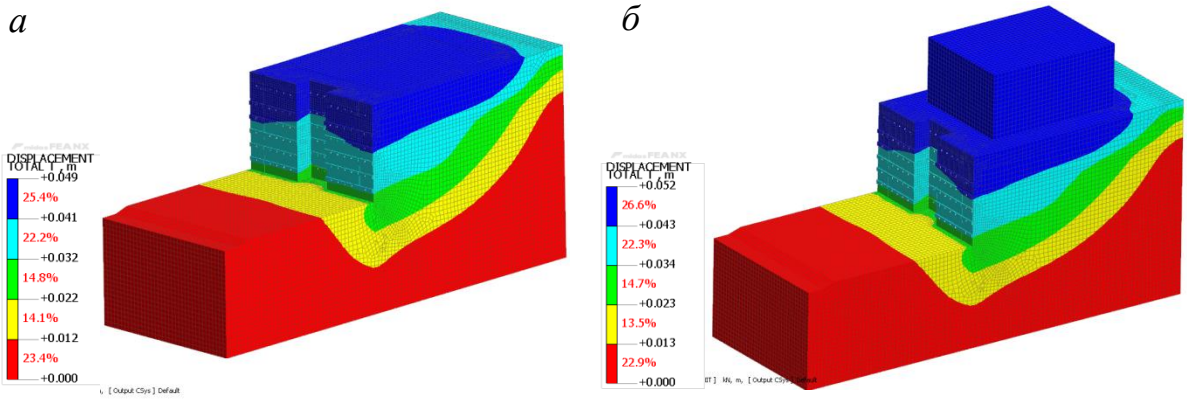


Рис. 7. Результаты расчета перемещений сооружения инженерной защиты при сейсмическом воздействии:
а) без учета строительства здания на верхней террасе;
б) с учетом строительства здания на верхней террасе

а *б*

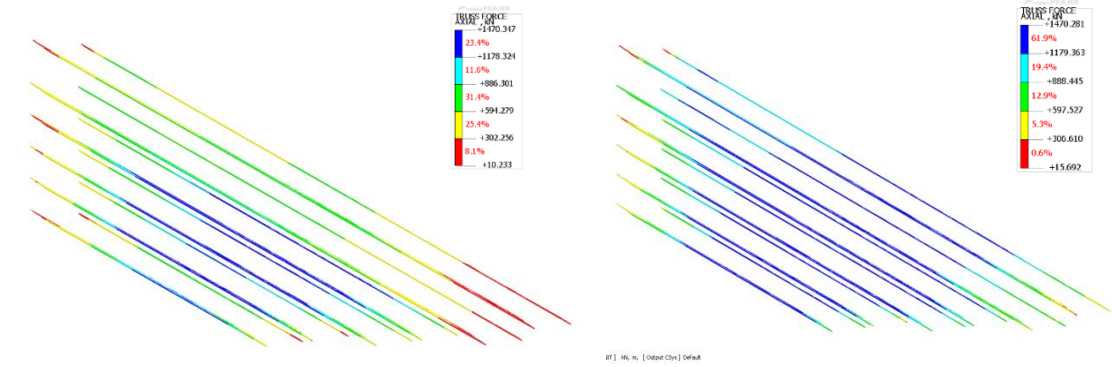


Рис. 8. Результаты расчета усилий в грунтовых анкерах сооружения инженерной защиты:
а) на стадии завершения строительства зданий на верхней террасе;
б) в результате приложения нагрузок от сейсмического воздействия после завершения строительства

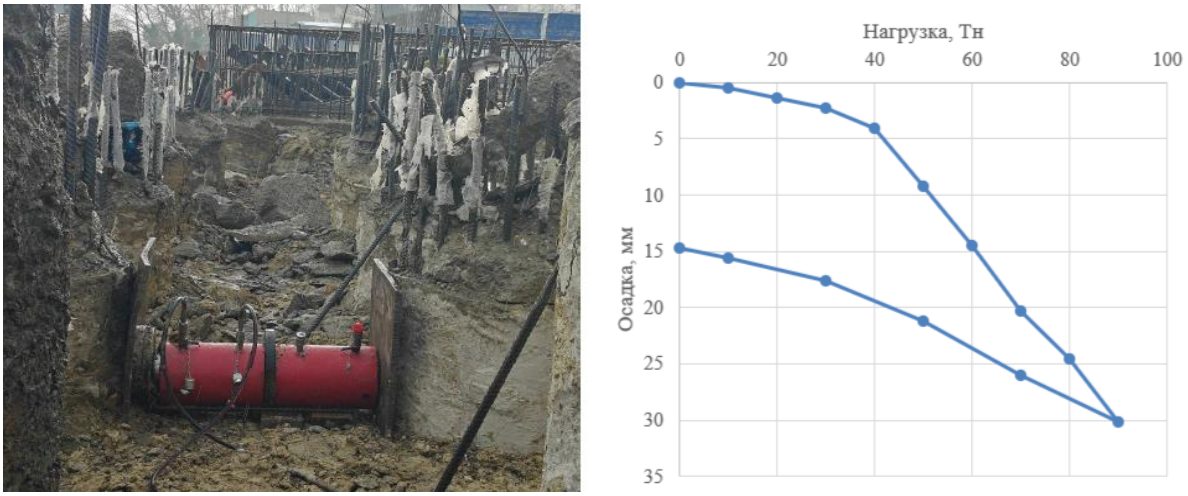
Этапность строительства включает генерацию начальных напряжений в грунтовом массиве, разработку котлована под сваи, устройство свай и ростверка, бурение и монтаж анкеров первого яруса, последовательную откопку до следующих уровней и включение в работу последующих ярусов, устройство прижимных стен, обратную засыпку, приложение нагрузки от

транспортной и строительной инфраструктуры, возведение здания с верховой стороны и учет сейсмического воздействия.

Результаты моделирования показали, что пространственная свайно-анкерная система с усиливающими ребрами жесткости обеспечивает требуемые показатели по устойчивости, прочности и деформативности. Применение многоярусного анкерного крепления и пространственной конфигурации конструкции позволило снизить перемещения до допустимого уровня и обеспечить работоспособность системы при неблагоприятных сочетаниях нагрузок и воздействий.

На объекте организовано научно-техническое сопровождение (НТСС), выполняемое коллективом авторов с привлечением профильных специалистов, как обязательный элемент управления геотехническими рисками в условиях высокой сейсмичности, переменного водного режима и многостадийной выемки.

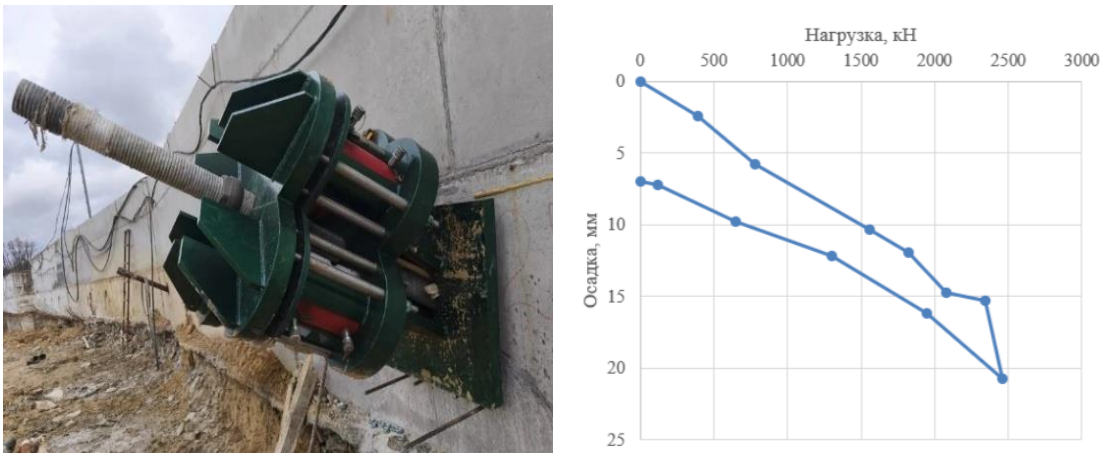
Для подтверждения расчетных предпосылок и получения фактических зависимостей «нагрузка–перемещение» выполнены натурные испытания горизонтальной нагрузкой, приближенные к реальной работе удерживающей системы. Цикличность рассматривалась как инструмент выявления накопления остаточных деформаций и изменения жесткости при повторных воздействиях. Анализ выполнялся по петлям гистерезиса на диаграммах «нагрузка–перемещение» (рис. 9) и по кривым «перемещение–время» на выдержках, что позволило корректно отделить упругую составляющую от реологической и пластической.



а *б*

Рис. 9. Натурные испытания свай горизонтальной нагрузкой:
а) испытательная установка с гидродомкратом, упорной системой и измерительной базой на площадке сооружений инженерной защиты;
б) график зависимости «горизонтальная нагрузка–перемещение оголовка» по результатам натурного испытания сваи горизонтальной нагрузкой (цикл нагрузка-разгрузка)

Также в рамках НТСС разработана и реализована программа испытаний анкеров выдергивающими нагрузками, предназначенная для подтверждения требуемой надежности анкерного крепления и для снижения геотехнических рисков. Испытания включали проверку соответствия фактических характеристик анкеров и технологии их устройства требованиям проектной и нормативной документации, а также получение фактических зависимостей «нагрузка–перемещение» (рис. 10), параметров ползучести и оценок несущей способности по грунту.



а *б*

Рис. 10. Натурные испытания анкера на выдергивание:
а) испытательная установка на площадке сооружений инженерной защиты;
б) график зависимость «нагрузка–перемещение анкера» по результатам натурного испытания анкера вырывающей нагрузкой

Выводы

В результате проведенных исследований проведена разработка и внедрение инновационных технических решений для сооружений инженерной защиты территорий от опасных природных и техногенных процессов в особо сложных грунтовых условиях.

Принятое решение реализовано как система инженерной защиты с высокой несущей и распределительной способностью, в которой требуемая пространственная жесткость и надежность обеспечиваются сочетанием взаимодополняющих технических и технологических результатов: конструктивной формы удерживающего сооружения в сочетании многоярусной пространственной системой грунтовых анкеров различного сечения и длины, расположенных под заданными углами в плане и по глубине для достижения наибольшей эффективности реализуемого решения. К основным результатам относятся:

- расчетно обоснована форма сооружений инженерной защиты с устройством усиливающих ребер для повышения ее общей пространственной жесткости;

• проведены исследования по уточнению инженерно-геологических и гидрогеологические условий площадки строительства, включая оценку возможности разжижения водонасыщенных грунтов и изменение при этом их свойств;

• обоснована этапность строительства сооружений инженерной защиты и схем их работы как постоянных удерживающих конструкций;

• проведена оценка влияния процесса строительства и эксплуатации разработанных сооружений инженерной защиты на окружающую застройку;

• разработана и реализована специальная программа испытаний свай в составе сооружений инженерной защиты на горизонтальные нагрузки и грунтовых анкеров на выдергивание;

• разработана программа научно-технического сопровождения строительства и обеспечено его осуществление.

Практическая значимость результатов подтверждена внедрением разработанных решений на строительной площадке: сформирована система постоянных сооружений инженерной защиты, обеспечивающая технологическую реализуемость многостадийного строительства в стесненной полосе размещения, ограничение деформаций и снижение риска неблагоприятных проявлений как в период производства работ, так и на стадии эксплуатации объектов.

Список источников

1. Полищук, А. И. Основания и фундаменты, подземные сооружения / А. И. Полищук, М. Б. Мариничев. – 3-е издание, переработанное и дополненное. – Москва: Издательство АСВ, 2023. – 558 с. – ISBN 978-5-4323-0372-1.

2. Мариничев, М. Б. Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России: дис. … докт. техн. наук: 2.1.2 / М. Б. Мариничев; КубГАУ (Краснодар). – Санкт-Петербург: СПБГАСУ, 2023. – 355 с.

3. Патент № 2256748 C2 Российская Федерация, МПК E02D 27/12, E02D 27/16. Свайный фундамент и способ возведения свайного фундамента: № 2003118775/03: заявл. 23.06.2003: опубл. 20.07.2005 / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев; заявитель Кубанский государственный аграрный университет.

4. Патент № 2303106 C1 Российская Федерация, МПК E02D 27/01. Способ возведения плитного фундамента повышенной жесткости: № 2006105611/03: заявл. 22.02.2006: опубл. 20.07.2007 / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев, В. А. Демченко; заявитель Федеральное государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Кубанский государственный аграрный университет.

5. Патент № 2378454 C1 Российская Федерация, МПК E02D 27/14. Способ возведения свайно-плитного фундамента: № 2008133436/03: заявл. 14.08.2008: опубл. 10.01.2010 / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев; заявитель Федеральное государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Кубанский государственный аграрный университет.

6. Мариничев, М. Б. Оценка эффективности свайно-плитных фундаментов с промежуточной подушкой на примере высотных зданий в сейсмических районах Краснодарского края / М. Б. Мариничев // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2017. – № 2 (61). – С. 182-191.

7. Готман, А. Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды: монография / А. Л. Готман. – Уфа: ИДПО УГНТУ, 2015. – 384 с.

8. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. –2-е изд., доп. и перераб. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 1040 с.

9. Мариничев, М. Б. Эффективные фундаментные конструкции в сложных грунтовых условиях / М. Б. Мариничев, К. Ш. Шадунц, А. Ю. Маршалка // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 2. – С. 34-36.

10. Тер-Мартиросян, З. Г. Механика грунтов / З. Г. Тер-Мартиросян. – М.: Издательство АСВ, 2005. – 488 с.

11. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б. И. Далматов. – 4-е изд., стер. – М.: Изд-во «Лань», 2017. –416 с.

12. Полищук, А. И. Анализ грунтовых условий строительства при проектировании фундаментов зданий: науч.-практ. пособие / А. И. Полищук. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 104с.

13. Маций, С. И. Свайно-анкерные противооползневые конструкции / С. И. Маций, А. К. Рябухин. – Краснодар: КубГАУ, 2017. – 189 с.

14. Duncan, J. M., Wright, S. G., Brandon, T. L. Soil Strength and Slope Stability. – Hoboken: John Wiley & Sons, 2014. – 336 p.

15. Sari, U. C., Sholeh, M. N., Hermanto, I. The stability analysis study of conventional retaining walls variation design in vertical slope // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 930. – 012036.

16. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений. – М.: Минрегион России, 2012.

© Мариничев М. Б., Ткачев И. Г., Бушуева В. О., 2026

УДК 624.1
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-46-54

О СЕЙСМОБЕЗОПАСНОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ЛАБИНСКОЙ ГАЭС В КРАСНОДАРСКОМ КРАЕ

В. А. Волосухин[1], С. В. Юрьев[2]

[1]Институт безопасности гидротехнических сооружений, г. Новочеркасск, Россия,
[2]АО «Институт Гидропроект», г. Москва, Россия

Аннотация. *Строительство Лабинской ГАЭС планируется в предгорьях Краснодарского края в сложных сейсмо- и инженерно-геологических условиях. Главные риски: высокая сейсмичность, оползни, слабые глинистые толщи и разжижение песков. Необходимы детальные сейсмо- и геотехнические изыскания, подземная деривация, противофильтрационные завесы, сейсмоизоляция оборудования, многоуровневый мониторинг и автоматизированная система предупреждения. Системный и консервативный подход обеспечит приемлемую сейсмобезопасность и минимизацию рисков.*

Ключевые слова: *Лабинская ГАЭС, сейсмичность, ОСР-2015, подземная деривация, оползни, разжижение грунтов, противофильтрационные мероприятия, мониторинг, сейсмоизоляция, эксплуатационная безопасность*

PRACTICAL ON THE SEISMIC SAFETY OF CONSTRUCTING THE LABINSKAYA PSPP IN KRASNODAR KRAI

V. A. Volosukhin[1], S. V. Yuryev[2]

[1]Institute of Hydraulic Structures Safety, Novocherkassk, Russia
[2]JSC «Institute Hydroproject», Moscow, Russia

Annotation. *The Labinskaya PSP is planned in the foothills of Krasnodar Krai under complex seismic and engineering-geological conditions. Main risks: high seismicity, landslides, weak clayey deposits and sand liquefaction. Required measures: detailed seismic and geotechnical investigations, underground headrace, anti-seepage cutoffs, seismic isolation of equipment, multi-level monitoring and an automated warning system. A systematic and conservative approach will ensure acceptable seismic safety and risk minimization.*

Keywords: *Labinskaya PSP, seismicity; OSR-2015, underground headrace, landslides, soil liquefaction, anti-seepage measures, monitoring, seismic isolation, operational safety*

Введение

Землетрясения (сейсмические явления) наблюдались в далёком прошлом, проходят ежедневно в настоящее время и будут проходить в будущем. Каждый день в мире сейсмостанциями фиксируется от 50 до 108 землетрясений с магнитудой более 3. За годы XXI века (2000–2025) зафиксировано 654 тыс. 349 подобных землетрясений. Наибольший ущерб от землетрясений фиксируется с магнитудой 5 и выше. С 2000 по 2025 гг. таких землетрясений зафиксировано 44 тыс. 108 (в среднем около 5 в день). 30 июня 2025 г. на Камчатке произошло землетрясение с магнитудой M = 8,7 с выделенной энергией за 5–6 минут 278 млр кВт·ч — это больше, чем вырабатывают все ГЭС и ГАЭС РФ в год (≈ 207,4 млр кВт·ч/год).

Основная часть

Строительство и эксплуатация Лабинской гидроаккумулирующей электростанции (ГАЭС) на реке Лаба с расчётным напором 200 м и планируемой установленной мощностью 600/660 МВт представляет собой сложную инженерно-геологическую и сейсмостроительную задачу, требующую интегрированного подхода к оценке рисков, проектированию и системе эксплуатационного контроля. ГАЭС как элемент энергосистемы выполняет и режимы аккумулирования, и режимы быстрого разгрузочного отклика, что накладывает специфические динамические нагрузки на сооружения и основания. С учётом того, что проект предусматривает шесть обратимых гидроагрегатов радиально-осевой конструкции (каждый 100/110 МВт) и большие объёмы верхнего и нижнего бассейнов, сейсмическая безопасность строительства и последующая эксплуатация становятся фактором критической важности для обеспечения надёжности энергоснабжения Южного федерального округа и сохранности окружающей среды [1, 5, 6, 12].

Сильные землетрясения ($M \geq 6$) происходят время от времени на территории земного шара. Случаются они и в Краснодарском крае, где сейсмическая активность наблюдается периодически из-за сложного геологического строения и близости Кавказских гор [6, 17].

Выбор места, согласно Генеральной схемы размещения объектов электроэнергетики до 2042 г., для строительства гидроаккумулирующей станции в районе р. Лабы определяется сочетанием гидрологических, геологических и инфраструктурных факторов [12]. Предполагаемая площадка размещения Лабинской ГАЭС расположена в нескольких километрах южнее районного центра Мостовской Краснодарского края, на правобережном склоне реки Лаба, левого притока Кубани. Равнинно-горный характер рельефа, наличие подходящих водосборов и перепадов высот создаёт предпосылки для реализации схем с верхним и нижним бассейнами, минимизируя при этом необходимый объём земляных работ и снижая капитальные затраты.

Степень сейсмозащиты комплекса ГТС Лабинской ГАЭС зависит от используемой величины сейсмической опасности. В комплекте карт ОСР-2015 предусмотрены три карты (А, В, С), которые характеризуются разными уровнями сейсмической опасности. Разница между максимальной сейсмической опасности по карте А для площадки Лабинской ГАЭС (7 баллов) и максимальной по карте С (9 баллов) составляет два балла. Новый комплект карт общего сейсмического районирования ОСР-2015 утвержден Министерством России приказом №844/пр от 23.11.2015. Карты С — максимальной расчетной сейсмической опасности с показателем расчетного периода (Т) повторяемости землетрясений Т = 5000 лет. На комплект карт ОСР-2015 — С максимальная нормативная сейсмичность на территории России была

установлена равной 10 баллов двенадцатибалльной шкалы MSK-64. Землетрясения неизбежны (были и проходят и будут проходить в будущем) насколько обусловлены продолжающейся десятки и сотни миллионов лет глобальной эволюцией развития литосферы нашей планеты [6, 17, 18].

Ключевыми сейсмологическими и геотехническими проблемами, которые необходимо решить на этапе проектирования, являются: уточнение сейсмичности района и картирование локальных разломов; оценка динамических свойств горных и аллювиальных отложений, в частности наличия слоёв, склонных к разжижению; влияние сейсмических воздействий на фильтрационные характеристики и герметичность насыпных дамб верхнего бассейна и смешанных грунтовых плотин нижнего бассейна; устойчивость крутых откосов, по которым прокладываются напорные и сливные трубопроводы; и влияние циклических гидродинамических перепадов уровней на структуры оградительных сооружений. В условиях возможных интенсивных землетрясений динамические нагрузки агрегатов в режиме «турбина — насос» могут существенно увеличить амплитуды вибраций, привести к резонансным явлениям и ускоренному износу опорных частей и соединений, что требует специального учёта в расчётах и повышенных требований к монтажу и обслуживанию оборудования.

Планируемый район расположения сооружений Лабинской ГАЭС находится в предгорной зоне северного склона Главного Кавказского хребта, в долине реки Лаба на юго-западе Краснодарского края. Геоморфологически площадка будет размещена в южной части Восточно-Кубанской равнины, расчленённой широкими террасированными речными и балочными долинами; абсолютные отметки на участке колеблются в пределах 400–700 м.

Краснодарский край является одним из самых сейсмоопасных территорий наряду с Сахалином, Байкалом, Камчаткой, Якутией, Алтаем, ведь на его территории насчитывается 26 разломов литосферных плит [6, 17, 18].

Так, одно из последних, наиболее обширных землетрясений Краснодарского края возникло 09 ноября 2002 года. Оно ощущалось на всей территории края: Анапа, Крымск, Юровка силой — 5–6 баллов, Новороссийск — 5 баллов, Краснодар — 4–5 баллов, Геленджик, Белореченск, Славянск-на-Кубани, Темрюк, Майкоп — 3 балла. Землетрясение произошло в очаговой области семибалльного исторического землетрясения 9 октября 1879 г. Его магнитуда составила M = 5,7. Землетрясение 1879 г. ощущалось на всей территории Нижнекубанской области, вплоть до Крыма. Положение эпицентров землетрясений показано на рисунке 1 совместно с известными в этом районе очагами за период с древнейших времен по настоящее время [6, 17, 18].

Землетрясения на планете Земля – это неотъемлемая часть ее жизненного цикла. Они будут случаться в будущем (ежедневно происходит около 3 тыс. землетрясений) вследствие непрерывной тектонической активности и перераспределения напряжений в земной коре.

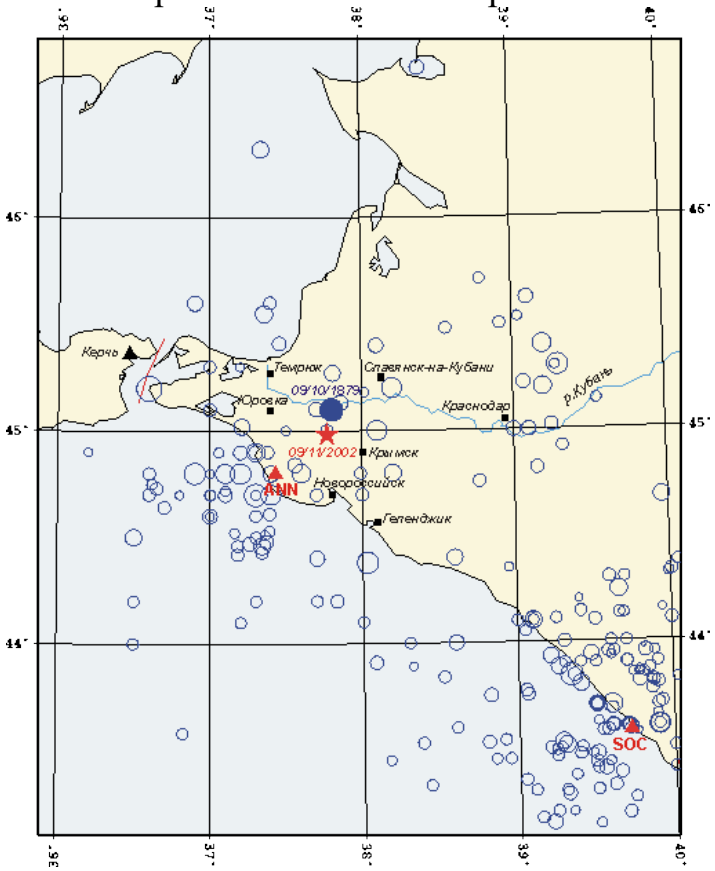


Рис. 1. Положение эпицентров землетрясений с очагами за период с древнейших времен по настоящее время

Инженерно-геологические условия строительства Лабинской ГАЭС признаны сложными. Среди рассмотренных вариантов выбран приоритетный участок, расположенный в 4,5 км выше по течению от станции Засовская; он принят как основной для размещения ГАЭС и подземной деривации.

Верхний бассейн Лабинской ГАЭС предполагается создать в балке Зуева, прорезающей позднеплиоценовую акчагыльскую террасу, путем возведения земляной дамбы высотой до 53–55 м. Дамба будет отсыпана из делювиально-пролювиальных глин (с прослоями погребённых почв), материалов выемок подводящего канала и с прилегающих водоразделов. Так как глины при нарушении структуры могут стать сильно набухающими с низкой прочностью на сдвиг, опорные призмы дамбы предусматривается отсыпать из аллювиальных галечников, детально разведанных на левом берегу Лабы. В основании следует удалить малопрочные балочные грунты вязкой консистенции и неоднородные тела оползней/оплывов мощностью 8–15 м. Планируются противофильтрационные мероприятия по периметру бассейна и

подводящему каналу для прерывания фильтрации через верхнесарматские пески и акчагыльские галечники. Водоприёмник размещается на межоползневом гребне в верхней части склона за пределами зоны современных оползней.

Важным проектным решением для европейской части России является выбор трассировки напорных водоводов — надземный или подземный вариант.

Наличие участков сравнительно невысокими физико-механическими характеристиками грунтов вдоль трассы требует дорогостоящих мероприятий по укреплению склонов; подземная прокладка водоводов на эксплуатационной стадии дает преимущества перед наземной. В проекте Лабинской ГАЭС предусмотрена подземная напорная деривация, состоящая из двух глубоких шахт, переходящих в слабо наклонные напорные туннели — единственно реальная альтернатива открытым деривациям по оползневым склонам в данном районе. Подземная деривация пройдет в мощной толще неогеновых преимущественно глинистых пород сарматского, конкского и караганского ярусов.

В глинистых толщах имеются прослои и линзы водоносных известняков, песчаников, песков и алевролитов мощностью от долей миллиметра до 5 м, содержащие напорные воды. Проект проходки подземных выработок должен предусматривать мероприятия по борьбе с гидравлическими выпорами и суффозией в песках и алевролитах, особенно при пересечении их туннелями под острым углом. Следует учитывать и риск разжижения песков и алевролитов под динамическими нагрузками; объём специальных мероприятий в неустойчивых прослоях ориентировочно определяется по инженерно-геологическому разрезу модели трассы.

Здание Лабинской ГАЭС будет размещаться в тыловой части правобережной поймы реки Лаба на некотором удалении от основания обширного стабилизированного оползневого склона, чтобы избежать возможности его активации при 8-балльных сейсмических воздействиях или при экстремальных климатических условиях.

Нижний бассейн проектируется на правобережной пойме Лабы в дамбах высотой 7–8 м, возводимых из пойменных выемок; в основании дамб галечники могут перекрываться буро-бетонной стенкой или инъекционной завесой глубиной 5–8 м.

Опыт проектирования гидроаккумулирующих электростанций в сложных инженерно-геологических условиях применим к сейсмобезопасности Лабинской ГАЭС в Краснодарском крае (рис. 2). При расположении сооружений на слабых или неоднородных отложениях необходимо учитывать не только фильтрацию и размыв, но и динамическое поведение грунтов

при сейсмической нагрузке: возможную потерю прочности связных и несвязных грунтов, циклическую уплотняемость или разжижение песчаных прослоев, увеличение фильтрационных напоров и рост деформаций склонов под действием сейсмических волн.



Рис. 2. Схема размещения Лабинской ГАЭС

Практика Загорских ГАЭС показала, что дренажные системы и укрепление склонов повышают устойчивость при статических и динамических воздействиях; свайные фундаменты для водоводов уменьшают риск локальных разрушений под сейсмические ускорения. В Ленинградском проекте учитывали наличие напорных водоносных горизонтов на песках, что при землетрясении повышает риск разжижения и фильтрационных протечек — поэтому противофильтрационные мероприятия и расчёт гидродинамической реакции пласта на сейсмическую нагрузку являются обязательными [1–5, 8–11].

Опыт Института Гидропроект в Узбекистане подтверждает: для дисперсных, слабоцементированных и мгновенно размывающихся грунтов при сейсмических воздействиях требуются геомембраны, эффективные дренажи и противофильтрационные элементы, а также проектирование оснований с учётом циклических деформаций и возможной потери устойчивости (разжижения) пород [14].

Для Лабинской ГАЭС это означает конкретные сейсмико-ориентированные требования: детальная сейсмо- и инженерно-геологическая съёмка с картированием разломов и зон повышенной сейсмичности; моделирование динамической реакции грунтов и сооружений (включая анализ разжижения и циклического уплотнения); проектирование противофильтрационных и

дренажных систем с учётом сейсмически индуцированных изменений напора; выбор фундаментов (включая свайные и комбинированные решения) и гидроизоляции (геомембраны) стойких к динамическим деформациям; меры по укреплению склонов и снижению риска оползней в сейсмоактивных сценариях; организация мониторинга в реальном времени сейсмических воздействий, флюктуаций уровней подземных вод и деформаций для своевременного принятия мер. Эти меры в комплексе обеспечат повышенную сейсмобезопасность и устойчивость Лабинской ГАЭС при возможных сильных землетрясениях в регионе.

Интеграция Лабинской ГАЭС в Единую энергосистему Юга [12, 13] требует учета сейсмостойкости трансмиссионной инфраструктуры: проектируемые двухцепные ВЛ 500 кВ и заходы ВЛ 220 кВ, а также подстанция «Центральная» должны быть спроектированы с учётом сейсмических воздействий на опоры, фундаменты и оборудование подстанций. Для воздушных линий напряжением 500 и 220 кВ необходимы расчёты опор с учётом возможных смещений оснований, коррозионных и динамических нагрузок, а также обеспечение доступа и ремонтопригодности в условиях повышенного риска оползней и повреждений при землетрясениях. Подстанционные ячейки и трансформаторы следует размещать на усиленных фундаментах с возможностью быстрого отключения цепей и безопасного отведения нагрузки.

С точки зрения эксплуатационной устойчивости следует предусмотреть программы регулярных натурных и лабораторных испытаний материалов и конструкций, периодические инспекции ключевых элементов (дамб, плотины, трубопроводов, агрегатов), а также моделирования и ревизии планов реагирования на основе накопленных мониторинговых данных. Важно формирование компетенций персонала по эксплуатации в сейсмоопасных условиях, проведение тренинговых аварийных учений и обеспечение наличия заповедных запасов материально-технических средств для экстренного ремонта и стабилизации сооружений.

Заключение

Рост доли ветровой и солнечной генерации усиливает потребность в энергонакопителях, и Лабинская ГАЭС (600 МВт в турбинном режиме, 660 МВт в насосном) способна аккумулировать необходимые объёмы энергии для сглаживания колебаний ВИЭ и снижения дисбаланса в ОЭС Юга; однако успешная реализация этих функций напрямую зависит от обеспечения сейсмобезопасности сооружений. При проектировании и строительстве необходимо проводить всестороннюю сейсмо- и инженерно-геологическую оценку площадки, включая картирование разломов, определение характеристик грунтов, зон напорных вод и потенциала разжижения, а также моделирование динамической реакции грунтов и конструкций с анализом ускорений, циклических деформаций и риска разжижения. Технические меры

должны включать проектирование дренажных и противофильтрационных систем, рассчитанных на сейсмически индуцированные изменения напоров; применение фундаментов, устойчивых к динамическим нагрузкам (включая свайные и комбинированные решения) и гидроизоляционных материалов (геомембраны) с учётом возможных деформаций; укрепление склонов и противооползневые мероприятия, рассчитанные на сейсмические сценарии; внедрение системы мониторинга в реальном времени сейсмической активности, уровней подземных вод и деформаций с автоматизированными триггерами для оперативных мер. При соблюдении перечисленных сейсмо-ориентированных требований Лабинская ГАЭС сможет безопасно выполнять функцию крупного энергокомплекса для интеграции ВИЭ, повысить гибкость и надёжность энергосистемы юга России и представлять оправданную и перспективную инвестицию в устойчивую инфраструктуру Краснодарского края.

Список источников

1. Александров, А. В. Разработка и обоснование метода выравнивания гидротехнических сооружений, подвергшихся неравномерным осадкам: автореф. дис. … канд. техн. наук / А. В. Александров. – Москва, 2018. – 24 с.

2. Александров, А. В. Опытно-научное обеспечение работ по выравниванию здания Загорской ГАЭС-2 на крупномасштабных моделях / А. В. Александров // Применение гидроразрывной технологии в строительстве: Материалы конференции; Под редакцией О. А. Шулатева. – 2022. - С. 61-74.

3. Александров, А. В. Эксплуатационная безопасность Загорской ГАЭС-2 при выравнивании здания станции / А. В. Александров // Гидротехническое строительство. – 2021. – № 5. – С. 8-13.

4. Беллендир, Е. Н. Результаты геотехнического мониторинга работа на опытном участке № 3 Загорской ГАЭС-2 / Е. Н. Беллендир, А. В. Александров // Гидротехническое строительство. – 2021. – № 1. – С. 5-11.

5. Беллендир, Е. Н. Интеграция проектов ГЭС и ГАЭС в «Энергетическую стратегию России до 2050 г.» / Е. Н. Беллендир // В сборнике: 15 лет Научно-техническому совету Единой энергетической системы. Перспективы развития энергетики России до 2050 года: проблемы и пути их решения. – Москва. – 2022. – С. 88-104.

6. Волосухин, В. А. Сейсмобезопасность строительных объектов и гидротехнических сооружений: учеб. пособие / В. А. Волосухин, В. П. Дыба, В. Н. Моргунов. – Издание 5, исправленное и дополненное. – М.: РУСАЙНС, 2025. – 300 с.

7. Краснодарский гидроузел: проблемы безопасности (1975-2015) / В. А. Волосухин, Е. Н. Белоконев, Я. В. Волосухин [и др.]. - Новочеркасск, Изд-во ООО «Лик», 2015. – 225 с.

8. Козлов, Д. В. Результаты стратегического анализа вариантов проектных решений по ликвидации последствий технического инцидента на Загорской ГАЭС-2 / Д. В. Козлов // Природообустройство. – 2017. – № 4. – С. 39-46.

9. 100 лет плану ГОЭЛРО: монография / В. Л. Бондаренко, В. А. Волосухин, А. И. Ылясов, В. Н. Азаров– Новочеркасск. Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, 2020. – 348 с.

10. Волосухин, В. А. К вопросу повышения надежности верхнего бьефа Загорской ГАЭС-2 / В. А. Волосухин, М. А. Волынов, Е. Н. Белоконев // Приволжский научный журнал. – 2018. – № 1(45). – С. 95-103.

11. Волосухин, В. А. Водозаборные сооружения ГАЭС / В. А. Волосухин, Е. Н. Белоконев, М. А. Волынов // Природообустройство. – 2018. – № 1. – С. 18-24. DOI: 10.26897/1997-6011/2018-1-18-24.

12. Генеральная схема размещения объектов электроэнергетики до 2042 года: сайт. – URL: https://www.so-ups.ru/genscheme/ (дата обращения: 11.03.2026).

13. Отчеты о функционировании Единой энергетической системы: сайт. – URL: https://www.so-ups.ru/functioning/tech-disc/tech-disc-ups/ (дата обращения: 11.03.2026).

14. Александров, А. В. Разработка технико-экономического обоснования ГАЭС в Республике Узбекистан / А. В. Александров, С. В. Юрьев // Гидротехническое строительство. – 2026. – № 1. – С. 19-28.

15. Мишин, Н. Н. Преимущества строительства гидроаккумулирующих станций на примере Ленинградской ГАЭС / Н. Н. Мишин, В. А. Львовский // Гидротехническое строительство. – 2017. - № 3. – С. 17-23.

16. ГОСТ Р 57546- 2017 Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности: введен впервые: дата введения 2017-09-01. - https://docs.cntd.ru/document/1200146265.

17. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*: введен впервые: дата введения 2018-11-26. – URL: http://docs.cntd.ru/document/550565571/

18. СП 38.13330.2018. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). СНиП 2.06.04-82*: введен впервые: дата введения 2017 06-04. – URL: http://docs.cntd.ru/document/553863434.

© Волосухин В. А., Юрьев С. В., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-55-64

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ЧИСЛЕННЫХ РАСЧЁТОВ КОМБИНИРОВАННОГО ФУНДАМЕНТА ДЛЯ УПРАВЛЕНИЯ НДС ЕГО ОСНОВАНИЯ

В. В. Сидоров, А.З. Тер-Мартиросян

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Аннотация. *Объектом исследования является основание, взаимодействующее с комбинированным плитно-свайным фундаментом. Процесс выбора параметров свайно-плитного фундамента в настоящее время является во многом эвристичным и зависит от того, на каком из полученных вариантов (концепций) остановится проектировщик. Требования нормативных документов оставляют большой простор для принятия решений, а вопрос поиска оптимизированного варианта нередко не рассматривается. В это же время сама проблема оптимизации комбинированного фундамента при изменении различных его параметров является актуальной научно-практической задачей, исследуемой как отечественными, так и зарубежными учёными.*

Целью представленного исследования является проиллюстрировать возможность оптимизации свайно-плитного фундамента по предлагаемой методике численными методами, опираясь на желаемые показатели НДС проекта.

Для исследования принята схема реально существующего каркаса высотного здания с нагрузками на него, а также данными инженерно-геологических изысканий. В статье показывается методика и процесс управления НДС основания с помощью изменения расстановки свай, которые играют роль элементов, локально снижающих осадку.

Основными результатами исследования на представляемом этапе являются методика проведения дополнительных расчётов ячеек по интересующим зонам, а также проведения поверочных расчётов в пространственной постановке. С некоторой достаточной точностью показаны положительные результаты предлагаемого алгоритма, вместе с этим выделены недостатки и предполагаемые дальнейшие шаги по совершенствованию предлагаемых шагов.

Ключевые слова: *свайно-плитный фундамент, комбинированный фундамент, оптимизация, расстановка свай, жесткость, осадка, расчётная ячейка*

OPTIMIZATION XPERIENCE OF USING NUMERICAL CALCULATIONS OF A COMBINED FOUNDATION TO MANAGE THE STRESS-STRAIN STATE OF ITS BASE

V. V. Sidorov, A. Z. Ter-Martirosyan

Moscow State (National Research) University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Annotation. *The object of this study is a foundation interacting with a combined pile-raft foundation. The process of selecting pile-raft foundation parameters is currently largely heuristic and depends on which of the resulting options (concepts) the designer selects. Regulatory requirements leave considerable latitude for decision-making, and the search for an optimized option is often overlooked. At the same time, the problem of optimizing a combined foundation by varying its various parameters is a pressing scientific and practical challenge, studied by both domestic and international researchers.*

The objective of this study is to illustrate the feasibility of optimizing a pile-slab foundation using the proposed methodology using numerical methods, based on the desired stress-strain state indicators of the design.

The study utilizes a diagram of an actual high-rise building frame with loads applied to it, as well as engineering and geological survey data. This article presents a methodology and process for managing the foundation stress-strain state by varying the arrangement of piles, which act as localized settlement-reducing elements. The main results of the study at this stage are a methodology for conducting additional cell calculations for the zones of interest, as well as for performing verification calculations in a spatial setting. The positive results of the proposed algorithm are demonstrated with reasonable accuracy, while its shortcomings and proposed further steps for improving these proposed steps are also highlighted.

***Keywords**: piled-raft foundation, combined foundation, optimization, pile arrangement, stiffness, settlement, design cell*

Введение

Ввиду постоянного роста нагрузок от современных зданий и сооружений, передаваемых на грунтовое основание, остаётся практически одна общая концепция их восприятия и распределения – посредством фундаментов со сваями (традиционно свайный или комбинированный варианты). При этом, очевидно, для каждого расчётного случая можно подобрать несколько альтернативных вариантов решения таких фундаментов, варьируя различными параметрами, такими как шаг (или картина расстановки свай в целом), длина, форма в плане. Причём долгое время основной концепцией решения для фундаментов была равномерная схема распределения свай, использование одинаковой длины. Это делалось для простоты реализации решений на площадке и унификации устраиваемых элементов в составе проекта. Однако особенности распределения напряжений в основании при взаимодействии с фундаментами различной жесткости показывают, что в общем случае оно не равномерно (например, реализация «седлообразных» эпюр и с максимумом в центре при прикладываемой равномерной нагрузке). Таким же образом практически всегда наиболее равномерное распределение свай в пределах фундамента не приводит к равномерности в реализуемых осадках. Задача оптимизации параметров комбинированного фундамента заключается в том, чтобы тем или иным методом отыскать наиболее экономически эффективное решение, которое бы отвечало запросу проектировщиков в соответствии с нормативными или другими технологическими ограничениями результирующих компонент НДС.

При этом любой вариант неравномерного решения фундаментов в общем случае приводит к осложнению проекта, так как сваи имеют непостоянный шаг, различную длину и даже поперечные сечения. В результате такие варианты сложнее обосновать традиционными способами, даже могут понадобиться дополнительные научные и практические исследования.

Результаты данной статьи иллюстрируют возможности определения параметров комбинированного свайно-плитного фундамента с неравномерным распределением свай численным методом в плоской и пространственной постановках.

Основная часть

1. Предпосылки

Проблемы оптимизации фундаментов со сваями декларируются некоторыми отечественными и зарубежными нормативными документами. Так в СП 24.13330.2021 рекомендуется производить технико-экономическое сравнение проектных решений с использованием различного типа и длины свай, ориентируясь на критерии конструктивной и экономической эффективности. Определяется порядок выбора числа свай в фундаменте и их размеров из условия максимального использования прочности материала свай и грунтов основания при расчётной нагрузке, допускаемой на сваю, с учётом допустимых перегрузок крайних свай в фундаменте. При размещении свай в плане устанавливается стремиться к минимальному числу их в свайных кустах или к максимально возможному шагу свай в лентах, добиваясь наибольшего использования принятой в проекте несущей способности свай.

СП 267.1325800.2016 предлагает весьма широкую рекомендацию о необходимости размещения свай под нагрузкой, а также об учёте перегрузки крайних и угловых свай относительно центральных. При этом говорится о пути снижения такой неравномерности путём укорочения крайних и угловых свай, уменьшения их диаметра, либо снижения сопротивления по боковой поверхности.

Также некоторые достаточно очевидные, но оставляющие широкие возможности для альтернативных решений, рекомендации приводятся в зарубежных EN 1997-1 (Eurocode 7) и EM 1110-2-2006, однако и они не содержат последовательных и конкретных рекомендаций ни о способах выбора наиболее эффективных решений плитно-свайных фундаментов, ни об общепризнанных и нормируемых методах проведения параметрических расчётов для наиболее экономически выгодного фундамента.

В своих исследованиях Г. М. Скибин с соавторами [1–2] сделали заключения о том, что есть необходимость назначать параметры свайно-плитного фундамента из условия максимального использования прочности материала свай и грунтов, в том числе с учётом перегрузок крайних свай в фундаменте. Также авторы утверждают, что при накладываемых ограничениях при проектировании (на минимальный шаг свай и максимально допустимое воспринимаемое усилие), теоретически существует оптимальный вариант расположения свай (когда их количество минимально), но в этом случае расстояния между сваями будут переменными.

В последнее время также постоянно выходит множество работ, посвящённых тем или иным приёмам оптимизации комбинированных фундаментов. Среди них можно отметить работу C. Changfu с соавторами [3], основанную на экономических индикаторах, численные приёмы в работах A. Ferchat с соавторами [4] и B. Asefa [5] с большим числом рассматриваемых конфигураций реализации свай и рассматриваемых параметров, влияющих на конечный результат проектирования. Подход E.L. Suresh Babu с соавторами [6] заключался в том, что сначала численную модель верифицировали по известному экспериментальному исследованию, убедившись в схожести кривых «нагрузка-осадка», а затем проводили анализ изменения параметров: относительной длины свай (отношение длины элемента к его диаметру, l/d), жесткости ростверка (при изменении его толщины), способа распределения свай.

Базовые же зависимости для рассмотрения свайно-плитных фундаментов появлялись достаточно давно. Среди них труды K. Horikoshi и Randolph [7], H. G. Poulos [8], где представлены основные формулы для представления жесткости элементов фундамента, различных коэффициентов взаимодействия между ними в системе, а также основных алгоритмов расчёта и рассматриваемых при проектировании параметров фундамента и результирующих величин (толщины ростверка, длины свай, жесткости материалов, внутренних усилий, осадок и их разностей). За этими работами следуют различные труды по непосредственно оптимизации, среди которых необходимо отметить Y. F. Leung с соавторами [9] K. Nakanishi с соавторами [10] и M. Rabiei с соавторами [11].

2. Поиск оптимальной расстановки свай

Однако при относительном достатке работ всех типов, достаточно мало внимания уделяется фактору расстановки свай, в то время как более охотно пользуются возможностями варьирования длины элементов. С точки зрения поиска картины расстановки показательной работой можно назвать исследование K. N. Kim [12] с соавторами, которые создали оптимизационный алгоритм и показали его работу на примере квадратной по-разному загруженной плиты, поддерживаемой сваями. Авторы принимали в качестве целевой функции для оптимизации относительную разность осадок фундамента (через вектор прогиба плиты), которая зависит от расположения свай.

Как видно по результатам предложенной авторами оптимизации, даже равномерное распределение нагрузки по квадратному в плане фундаменту тяготеет к радиальному распределению в расположении свай со сгущением в центральной части и разрежением по периферии. Однако, несмотря на разработанный математический алгоритм, решение имеет ряд существенных ограничений, таких как однородность грунтовых условий и упругое поведе-

ние основания. Впрочем, это же решение можно проверить с помощью современного численного подхода и, как оказалось, даже предложить более эффективные решения (см. рис. 2).

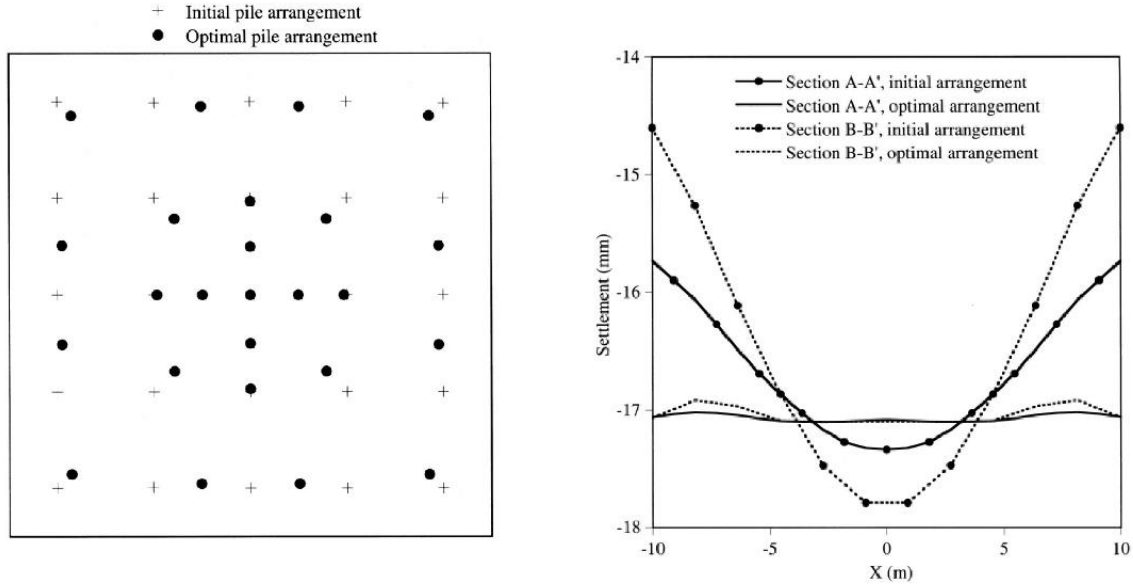


Рис. 1. Пример оптимизации по алгоритму K. N. Kim [12]:
слева обозначено крестами исходное расположение свай; кругами – оптимальное распределение; справа – кривые осадки фундамента вдоль его стороны (исходный и оптимизированный варианты)

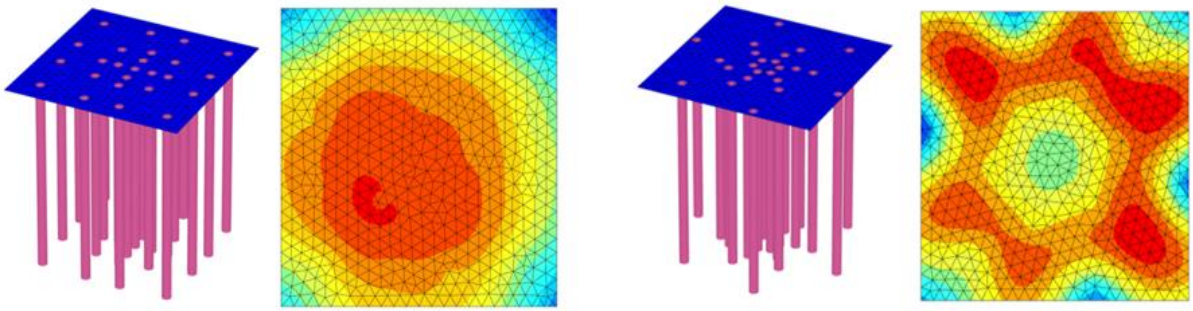


Рис. 2. Результаты численного расчёта по решению K. N. Kim [12] (слева, изменение осадок от 9,7 до 12 мм) и результаты альтернативного радиального распределения (справа, изменение осадок от 11,9 до 12,9 мм)

Перейдём к более практическому примеру фундамента реального здания с известным распределением нагрузки на него, а также спроектированным каркасом подземной части, влияющим распределение осадки за счёт жесткости.

В данной статье предлагается следующий алгоритм действий по управлению НДС основания под заданными нагрузками с помощью свай.

1. На первом этапе производится расчёт в пространственной постановке здания на плитном фундаменте. На этом этапе, скорее всего, будет получена нежелательная картина осадок и величины относительных разностей осадок.

2. Строится зонированная схема, где для каждого выделенного участка может быть определен процент необходимого повышения жесткости. Этот процент находится отношением полученной средней осадки на плите в зоне к желаемой осадке (может быть нормативной для рассматриваемого типа здания, либо иной, например, заданной по технологическим или эксплуатационным соображениям).

3. Для каждой зоны решается расчётная ячейка в осесимметричной постановке, где сравнивается осадка на плите и на свае. Задаваемая нагрузка может быть принята в виде среднего давления под подошвой фундамента. По сути, тут важен именно вклад сваи в увеличение жесткости в рассматриваемой зоне. Выполняется подбор шага свай в расчётной ячейке вплоть до получения требуемой величины (см. п. 2).

4. По полученным величинам шагов расчётных ячеек, производится расстановка свай на схеме.

5. Производится поверочный трёхмерный расчёт, анализируются изополя осадок (удалось ли добиться желаемой осадки по всей плите).

Рассмотрим конкретный пример следования такому алгоритму.

Шаг 1. Результаты расчёта здания на плите показали достаточно большие и неравномерные осадки от 21,3 до 26,7 см с неравномерностью по диагонали плиты.

Шаг 2. Полученные изополя были разделены на 11 зон (см. рис. 3).

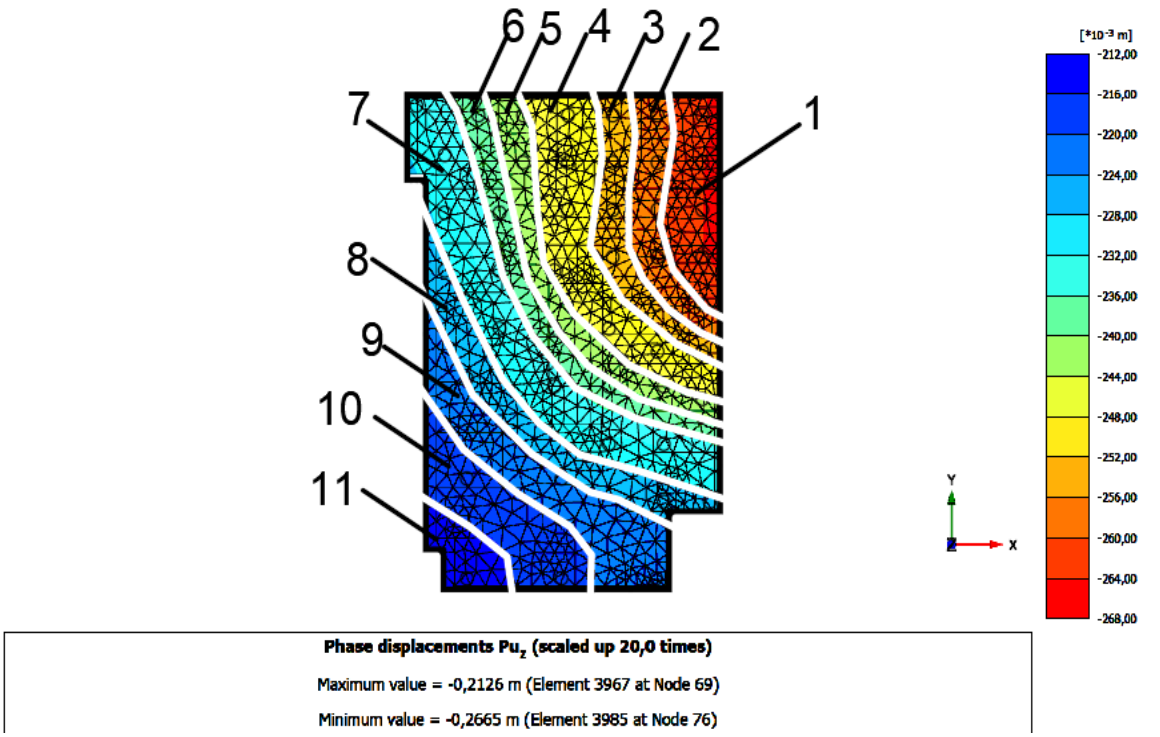


Рис. 3. Вид результирующих изополей осадки и разбиения зон корректировки

Шаг 3. Выполним моделирование расчётной ячейки для каждой рассматриваемой зоны, подберём шаг свай в соответствии с требуемым процентом повышения жесткости основания.

Приведём пример анализа для первых зон.

Зона 1. Требуемое соотношение осадок ячейки (S_1/S_2) с плитой без свай S_2 и свайным вариантом S_1 составляет при шаге свай 3,8 м – 46,7 % (при требуемых 46,7 %, желаемая осадка 18 см).

Зона 2. Требуемое соотношение осадок ячейки (S_1/S_2) с плитой без свай S_2 и свайным вариантом S_1 составляет при шаге свай 4,2 м – 42,4 %, при шаге свай 4 м – 44,7 %. Останавливаемся на шаге свай $a_2 = 4{,}1$ м (требуемое повышение равно 43,3 %).

Зона 3. Требуемое соотношение осадок ячейки (S_1/S_2) с плитой без свай S_2 и свайным вариантом S_1 составляет при шаге свай $a_3 = 4{,}3$ м 41,4 %, (требуемое повышение равно 41,1 %) (см. рис. 4).

Запишем результаты расчётов ячеек в осесимметричной постановке в виде табл. 1.

Таблица 1. Расчёт требуемого шага свай расчётных зон, задача 1

№ зоны	Осадка *S*, см	Требуемое повышение жесткости, %	Расчётный шаг свай *a*, м
1	26,4	46,7	3,8
2	25,8	43,3	4,1
3	25,4	41,1	4,3
4	24,8	37,8	4,7
5	24,2	34,4	5,2
6	23,8	32,2	5,4
7	23,4	30	5,7
8	22,6	25,6	6,4
9	22,2	23,3	6,8
10	21,8	21,1	7
11	21,4	18,9	7,5

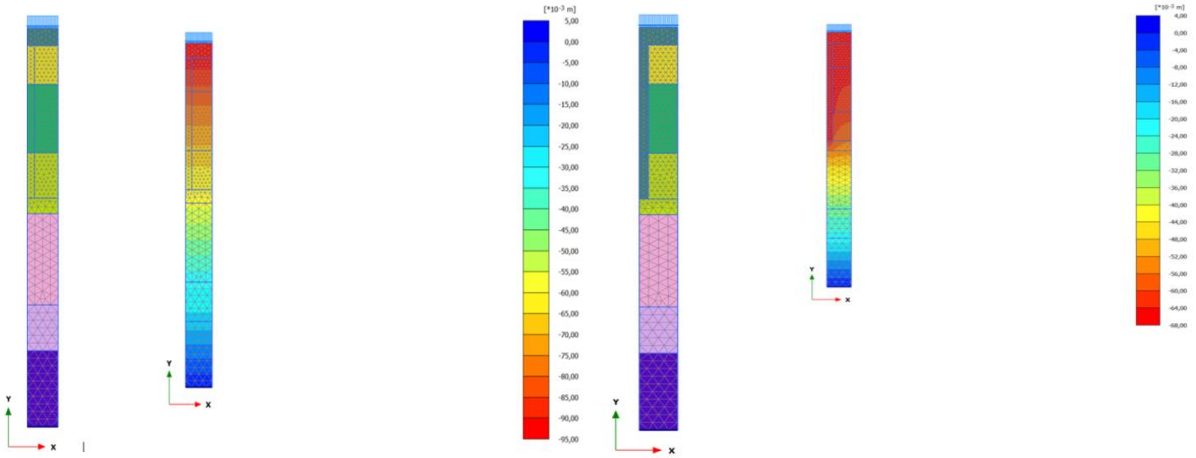


Рис. 4. Результаты расчёта ячейки с плитой (слева) и со сваей (справа) при равных размерах и нагрузке, определение шага a_3 для зоны № 3

Шаг 4. Выполним расстановку свай по полученным шагам свай для каждой зоны. Результат представлен на рис. 5.

Шаг 5. Выполняем пространственный расчёт по полученному варианту расстановки свай в фундаменте.

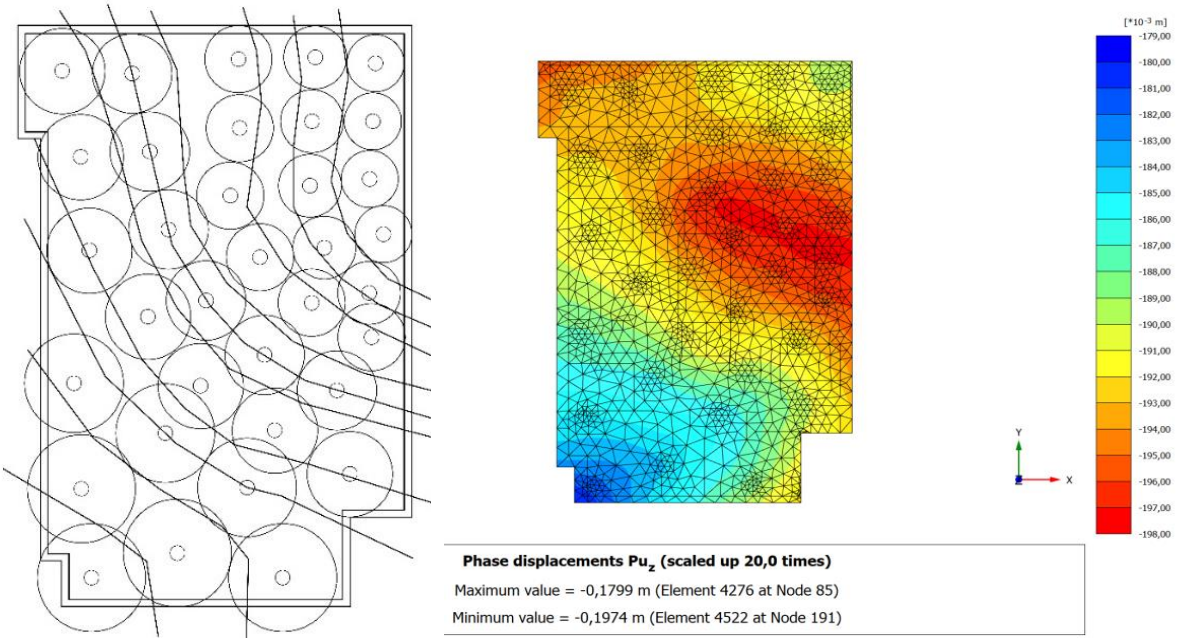


Рис. 5. Результат оптимизированной расстановки свай по задаче 1 с желаемой осадкой 18 см

Как видно по полученным результатам, неравномерность деформаций по плите стала значительно ниже, чем в плитном варианте, к тому же величины осадок близки к заданной в качестве желаемой (18 см).

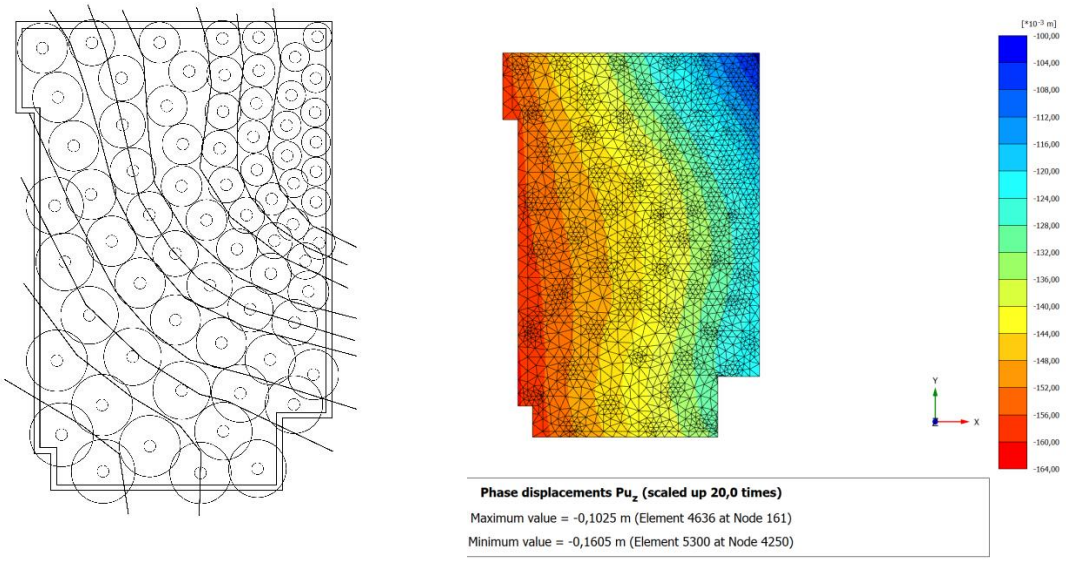


Рис. 6. Результат оптимизированной расстановки свай по задаче 2 с желаемой осадкой 14 см

Также рассмотрим дополнительно результаты проведённого такого же процесса оптимизации, но для другой желаемой осадке — величиной 14 см. В таком случае требуемые величины повышения жесткости по зонам будут превышать значения, представленные в табл. 1, а расчётный шаг будет снижаться. Например, для зоны 1 требуемый процент увеличения жесткости будет уже 88,6 %, а полученный шаг свай составит $a_1 = 2{,}4$ м. Для зоны 5 процент увеличения жесткости будет 72,9 %, а полученный шаг свай составит $a_5 = 3{,}7$ м. Для зоны 11 процент увеличения жесткости будет 52,9 %, а полученный шаг свай составит $a_3 = 5{,}3$ м. Результаты расстановки и пространственного расчёта представлены на рис. 6.

Заключение

Полученные результаты говорят о том, что принцип такого подбора даёт приближение к ожидаемым результатам, однако не всегда с одинаковой точностью. Требуется доработка методики расчёта с учётом взаимовлияния расчётных ячеек, а также учёт различной работы свай в центральной и краевой зонах. Очевидно, что сам процесс расчёта ячеек можно выполнять и аналитически, для чего существуют решения, которые можно дорабатывать и адаптировать к экспресс-использованию на практике. В целом предлагаемый алгоритм может быть хотя бы частично автоматизирован, что на практике должно снижать количество проводимых итераций расчётов, проводимых для подбора эффективного или оптимального решения.

Список источников

1. Дереховский, В. М. Предложения по оптимизации параметров свайного поля многоэтажного жилого дома / В. М. Дереховский, Г. М. Скибин, С. Г. Чутченко // Строительная механика и конструкции. – 2024. – №1 (40). – С. 99-109. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.40.1.009.

2. Скибин, Г. М. Эффективность использования несущей способности свай при формировании свайного поля плитно-свайного фундамента 21-этажного жилого дома / Г. М. Скибин, В. М. Дереховский // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т.14. – № 3. – С. 24-36. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.3.03.

3. Settlement-based cost optimization of geogrid-reinforced pile-supported foundation / C. Changfu, F. Mao, G. Zhang, J. Huang, J.G. Zornberg, X. Liang, J. Chen // Geosynthetics International. – 2021. – Vol. 28(6). – pp. 1-39 DOI: 10.1680/jgein.21.00002.

4. Ferchat A., Benmebarek S., Houhou M.N. 3D numerical analysis of piled raft interaction in drained soft clay conditions // Arabian Journal of Geosciences. – 2021. – Vol. 14. – issue 394 DOI: 10.1007/s12517-021-06783-3.

5. Asefa B., Assefa E., Pantelidis L., Sachpazis C. Pile configuration optimization on the design of combined piled raft foundations // Modeling Earth Systems and Enviroment. – 2022. – Vol. 8. – pp. 3461-3472 DOI: 10.1007/s40808-021-01318-x.

6. Suresh Babu E.L., Kumar G.S., Sasmal S.K., Behera R.N. Parametric study for optimum design of combined piled raft foundation (CPRF) // Proc. of the Indian Geotechnical Conference. Lecture Notes in Civil Engineering. – May 9-11. – Trichy, India, 2021. – Vol. 5 – pp. 207-216 DOI: 10.1007/978-981-19-6998-0_19.

7. Horikoshi K., Randolph M.F. A contribution to optimum design of piled rafts // Géotechnique. – 1998. – Vol. 48, No. 3. – pp. 301-317.

8. Poulos, H.G. Piled raft foundations: design and applications // Géotechnique. – 2001. – Vol. 51, No. 2. – pp. 95-113.

9. Leung Y.F., Klar A., Soga K., Hoult N.A. Superstructure-foundation interaction in multi-objective pile group optimization considering settlement response // Canadian Geotechnical Journal. – 2017. – Vol. 54. - pp. 1408-1420 DOI: 10.1139/cgj-2016-0498.

10. Nakanishi K., Takewaki I. Optimum pile arrangement in piled raft foundation by using simplified settlement analysis and adaptive step-length algorithm // Geomechanics and Engineering. – 2013. – Vol. 5, No. 6. – pp. 519-540 DOI: 10.12989/gae.2013.5.6.519.

11. Rabiei M., Choobbasti A.J. Economic design optimization of piled raft foundations // Innovative Infrastructure Solutions. – 2018. – Vol. 3. –65. DOI 10.1007/s41062-018-0170-3.

12. Optimal pile arrangement for minimizing differential settlements in piled raft foundations / K.N. Kim, S.-H. Lee, K.-S. Kim, C.-K. Chung, M.M. Kim, H.S. Lee // Computers and Geotechnics. – 2001. – Vol. 28. – pp. 235-253.

© Сидоров В. В., Тер-Мартиросян А. З., 2026

УДК 624.159
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-65-70

К ВОПРОСУ ВНЕДРЕНИЯ *BIM* (ТИМ) В ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

М. Л. Нуждин

ООО «Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие «ОиФ», г. Новосибирск, Россия

Аннотация. *В статье рассматриваются проблемы внедрения BIM в геотехническое проектирование. Трудности связаны с особенностями определения физико-механических характеристик грунтов и их возможным изменением в ходе возведения и эксплуатации строительного объекта. Выполнена оценка влияния значения модуля деформации грунта, на систему «строительные конструкции – фундаменты – грунтовое основание» и как следствие, на все параметры информационной модели здания. Это показано на примере водонасыщения основания плитного фундамента 25-этажного жилого дома. Сделан вывод о необходимости тесного сотрудничества со специалистами геотехниками на всех этапах BIM-проектирования и жизненного цикла строительного объекта.*

Ключевые слова: *BIM-проектирование, геотехническое информационное проектирование, геотехнические расчеты, геотехника, основания и фундаменты, инженерно-геологические изыскания*

TO THE PROBLEM OF BIM IMPLEMENTATION IN GEOTECHNICAL DESIGN

M. L. Nuzhdin

LLC «Research and design expert consulting enterprise «O&F», Novosibirsk, Russia

Annotation. *The article deals with the problems of introducing BIM into geotechnical design. Difficulties are associated with the peculiarities of determining the physical and mechanical characteristics of soils and their possible change during the construction and operation of a construction object. An assessment was made of the influence of the value of the soil deformation modulus on the system "structures – foundations – ground base" and, as a result, on all parameters of the information model of the building. This is shown by the example of water saturation of the base of the slab foundation of a 25-storey residential building. It is concluded that it is necessary to involve geotechnical specialists at all stages of BIM design and the life cycle of a construction object.*

Keywords*: BIM-design, geotechnical information modeling, geotechnical calculations, geotechnics, ground base and foundations, engineering and geological surveys*

Известно, что «В России внедряется новый градостроительный подход с использованием информационной модели — Building Information Model (BIM). Применение этой технологии позволит отслеживать состояния объекта на протяжении всего жизненного цикла, будет способствовать улучшению качества строительства, поможет снизить риски серьезных ошибок и потерь при реализации масштабных проектов» [1]. По разным

данным использование BIM-технологий позволяет улучшить индекс рентабельности — до 14 % – 15 %, сократить срок окупаемости инвестиционного проекта — до 17 % [2], сократить стоимость строительства — до 30 %, на 5 % – 10 % уменьшить стоимость эксплуатации объекта [3].

Развитию и внедрению BIM (ТИМ) уделяется много внимания. Опубликовано большое количество статей, регулярно проводятся конференции и вебинары. «В настоящий момент (в 2024 г – *М. Н.*) российская база нормативно-технического регулирования в области ТИМ (BIM) насчитывает 22 документа, среди которых 14 государственных стандартов (ГОСТ Р) и 8 сводов правил» [4]. Подробно исследуются вопросы архитектурного BIM-проектирования, организации строительства и управления жизненным циклом объекта с применением BIM; рассматривается широкая проблематика: от энергомоделирования и моделирования безопасных условий труда до применения BIM при устройстве и эксплуатации велосипедных дорожек [5] и «антикриминогенного эффекта внедрения BIM-технологий: повышения контроля и снижения уровня злоупотреблений в сфере строительства» [6]. В большом количестве работ анализируется ожидаемый экономический эффект от внедрения BIM.

Примечательно, что публикаций, посвященных строительным конструкциям относительно немного, а проектированию и устройству фундаментов — совсем мало. Например, в трудах конференций «BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры», проходивших в СПбГАСУ в 2018–2022 гг. из 258 публикаций, о геотехнических аспектах BIM — лишь 5 статей; а в 2023–2025 гг. только 3 статьи из 165. Это свидетельствует, о том, что «Геотехники к этой работе практически не привлекаются, все решения в первую очередь принимают архитекторы, конструкторы и разработчики программного обеспечения» [7].

Основные определения BIM (ТИМ)

BIM — Building Information Model или Технология информационного моделирования (ТИМ): «Совокупность систематизированных знаний, методов и средств информационного моделирования, обеспечивающих возможность достижения целей информационного моделирования на всем ЖЦ (жизненный цикл. — *М. Н.*) ОИМ/ИМ (объекта информационного моделирования / информационной модели. — *М. Н.*), а также соответствующих вкладов в их достижение на отдельных фазах, стадиях, этапах» [8].

В СП 333.1325800.2020 приведено следующие определения жизненного цикла, и информационной модели [9].

«Жизненный цикл здания или сооружения: Период, в течение которого осуществляются инженерные изыскания, проектирование, строительство (в том числе консервация), эксплуатация (в том числе текущие ремонты), реконструкция, капитальный ремонт, снос здания или сооружения».

«Информационная модель объекта капитального строительства: Совокупность взаимосвязанных сведений, документов и материалов об объекте капитального строительства, формируемых в электронном виде на этапах выполнения инженерных изысканий, осуществления архитектурно-строительного проектирования, строительства, реконструкции, капитального ремонта, эксплуатации и (или) сноса объекта капитального строительства».

Принято считать, что «Отличительным достоинством использования инструментов BIM-технологии является тот факт, что модель объекта строительства является динамичной (изменяемой). После добавления изменений в геометрию или данные BIM-модели происходит автоматическое обновление всех взаимосвязанных видов, данных, параметров и документов» [10].

Оценка влияния изменения модуля деформации грунта вследствие замачивания

Безусловно, важнейшей частью любого здания являются его несущие строительные конструкции. От них зависит планировка помещений и расположение перегородок, размещение инженерных коммуникаций и сетей, особенности архитектурных элементов фасадов, интерьеры помещений и пр. Очевидно, что внесение любых правок в несущие конструкции неизбежно приведет к изменению всех параметров информационной модели здания.

Расчет несущих конструкций рекомендуется производить совместно с фундаментами и грунтовым основанием, что успешно и реализуется в современных программных комплексах. Исходными данными для расчета служат нагрузки на строительные конструкции (вес строительных конструкций, людей и оборудования; снеговые, ветровые нагрузки и пр.) и инженерно-геологические условия строительной площадки.

Рассмотрим степень влияния инженерно-геологических условий площадки — физико-механических характеристик грунта, а именно, модуля деформации, на результаты расчета системы «строительные конструкции – фундамент – грунтовое основание».

При проектировании фундаменты следует проверять по двум группам предельных состояний, при этом расчет по II группе — по деформациям, следует выполнять во всех случаях. Деформация грунтового основания, в первую очередь, характеризуется осадкой фундамента *s*, расчет которой по действующему СП 22.13330 «Основания зданий и сооружений» [9] выполняется методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\left(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}\right) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \qquad (1)$$

На физико-механические свойства грунтов большое влияние, как хорошо известно, оказывает влажность. При водонасыщении значение модуля деформации может уменьшаться, например, для лессовидных суглинков, в 5–10 раз и более. Однако, для «хороших» грунтов, например, супеси твердой, распространенной в г. Новосибирске и используемой в качестве естественного основания в т.ч. высотных зданий, изменение модуля деформации не превышает 10 % – 20 %. Для ориентировочной оценки последствий изменения влажности грунтового основания, рассмотрим в качестве примера 25-этажное здание квадратной формы в плане на плитном фундаменте на естественном основании, сложенном супесью песчанистой.

Исходные данные.

Количество этажей — 25.

Габаритные размеры здания в крайних осях — 24,60×24,60 м.

Габаритные размеры фундаментной плиты — 25,85×25,85 м.

Толщина фундаментной плиты — 0,800 м.

Вес здания — 227 200 кН.

Ориентировочная нагрузка от одного этажа здания — 227200/25 = 9088 кН.

Давление под подошвой фундаментной плиты здания — 340 кПа.

Глубина заложения фундаментной плиты от поверхности грунта — 5,0 м.

Грунтовое основание сложено супесью песчанистой малой степени водонасыщения твердой.

Удельный вес супеси песчанистой твердой — 17,5 кН/м^3.

Модуль деформации супеси песчанистой твердой при естественной влажности — $E_е$ = 14,8 МПа.

Модуль деформации супеси песчанистой твердой при полном водонасыщении — $E_в$ = 12,6 МПа.

По расчету, осадка при среднем давлении под подошвой плитного фундамента P = 340 кПа и естественной влажности грунта основания $E_е$ = 14,8 МПа, составит s = 15,0 см. Для «сохранения» осадки здания равной s = 15,0 см при полном водонасыщении грунтов $E_в$ = 12,6 МПа необходимо снизить величину давления под подошвой плиты до P = 299 кПа, что эквивалентно уменьшению веса здания до 199800 кН, что «соответствует» сокращению этажности здания на

$$(227\ 200 – 199\ 800) / 9\ 088 \approx 3 \text{ этажа.}$$

Т. е. уменьшение модуля деформации «хороших» (!) грунтов вследствие замачивания равнозначно изменению нагрузки от трех этажей здания. Точность сбора нагрузок «плюс-минус» 3 этажа (в нашем случае, 25 или 22 этажа), безусловно, представляется абсурдной, однако, возможное изменение физико-механических характеристик грунтового основания — модуля

деформации, ведет к аналогичным по своей «тяжести» последствиям. Очевидно, что для слабых грунтов, диапазон изменения значения модуля деформации при замачивании намного больше.

Замачивание грунтов в условиях городской застройки может произойти на всех этапах жизненного цикла здания: атмосферными осадками или талыми водами при вскрытии котлована; вследствие подъема горизонта грунтовых вод или из-за прорыва водонесущих коммуникаций в период эксплуатации. Чаще всего замачивание происходит неравномерно, что усугубляет ситуацию, вызывая развитие чрезмерных относительных осадок фундаментов и надземных строительных конструкций.

Необходимо добавить, что значение модуля деформации одного и того же грунта (инженерно-геологического элемента) зависит от многих факторов, в т. ч. от метода его определения — в лабораторных условиях: при одноосном, трехосном или компрессионном сжатии; в ходе полевых исследований: прессиометрами, дилатометрами, штампами, статическим или динамическим зондированием и пр. При этом «истинного» значения модуля деформации не существует, а есть только «наиболее достоверные методы определения деформационных характеристик» [11].

Аналогично обстоит дело и с другими, в т.ч. прочностными характеристиками грунта — углом внутреннего трения φ, удельным сцеплением c.

Принимая во внимание вышесказанное, «достоинство» BIM-технологии, заключающееся в том, что это «совокупность взаимосвязанных сведений, документов и материалов об объекте капитального строительства <…>», может превратиться в существенный недостаток. Изменение физико-механических характеристик грунтов основания ведет не только к существенным корректировкам элементов системы «строительные конструкции – фундаменты – грунтовое основание», но и всех параметров цифровой модели здания. А это, в свою очередь, ставит под сомнение не только точность инвестиционного прогноза, но и что намного хуже, может негативно отразиться на надежности проектного решения несущих строительных конструкций и фундаментов здания. Еще более серьезная по своим последствиям проблема связана с использованием в расчетах недостоверных или ошибочных исходных данных — результатов инженерно-геологических изысканий, из-за их низкого качества или недостаточного объема.

Заключение

В качестве заключения можно привести цитату из статьи Д. Е. Разводовского, С. О. Шулятьева и Л. Р. Ставницера, опубликованной в 2018 г., которая актуальна и в настоящее время: «Геотехникам необходимо более активно участвовать в создании основ для BIM-проектирования. В разрабатываемых в настоящее время подходах особенности геотехнических работ пока не нашли отражения. Желательно как можно скорее начать исправление ситуации» [7].

Список источников

1. Михаил Мишустин подписал постановление об информационном моделировании в строительстве. – URL: http://government.ru/news/40424/ (дата обращения: 12.02.2023).

2. Колчин, В. Н. Применение BIM-технологий в строительстве и проектировании / В. Н. Колчин // «Инновации и инвестиции». – 2019. – № 2. – С. 209-214.

3. Талапов, В. В. Основы BIM: введение в информационное моделирование зданий / В. В. Талапов. – М.: ДМК Пресс, 2011. – 392 с.

4. Актуализирован перечень действующих ГОСТов и СП по BIM – URL: https://www.niccps.ru/company-news/standards-bim-2024/ (дата обращения: 10.08.2024).

5. Шарова, А. А. Информационная модель строительства и эксплуатации велосипедной дорожки в соответствии с современными российскими нормами проектирования / А. А. Шарова // BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры: Материалы II Международной научно-практической конференции. – СПб.: СПбГАСУ, 2019. – С. 261-264. DOI: 10.23968/BIMAC.2019.048.

6. Табаков, А. В. Антикриминогенный эффект внедрения BIM-технологий: повышение контроля и снижение уровня злоупотреблений в сфере строительства / А. В. Табаков // BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры: Материалы II Международной научно-практической конференции. – СПб.: СПбГАСУ, 2019. – С. 96-101. DOI: 10.23968/BIMAC.2019.017.

7. Разводовский, Д. Е. Применение BIM в геотехнике / Д. Е. Разводовский, С. О. Шулятьев, Л. Р. Ставницер // Жилищное строительство. – 2018. – № 11. – С. 3-8.

8. ГОСТ Р 10.00.00.01 – 2025. Единая система информационного моделирования. Термины и определения. – М.: ФГБУ «Институт стандартизации», 2025. – 20 с.

9. СП 333.1325800.2020. Информационное моделирование в строительстве. Правила формирования информационной модели объектов на различных стадиях жизненного цикла. – М.: ФГУП ЦПП, 2020. – 219 с.

10. Гаряев, Н. А. Международный опыт применения BIM-технологий в строительстве / Н. А. Гаряев, К. К. Кузнецова // BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры: Материалы Всероссийской научно-практической конференции. – СПб.: СПбГАСУ, 2018. – С. 74-78.

11. СП 22.13330 «СНИП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений». – М.: ФГУП ЦПП, 2016. – 220 с.

© Нуждин Н. Л., 2026

УДК 624.154.54
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-71-77

ОБОСНОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ КОНИЧЕСКИХ СВАЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Г. Г. Солонов

Кубанский государственный аграрный университет, г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Рассматриваются конструктивные решения буроинъекционных конических свай, которые могут применяться в составе фундаментов при реконструкции зданий. Применение буроинъекционных свай конической формы обусловлено повышением их несущей способности на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, а также снижением осадок фундаментов зданий, что подтверждается результатами численных и экспериментальных исследований. В работе приводится сопоставление численных расчетов работы буроинъекционных цилиндрических и конических свай в глинистых грунтах.*

Ключевые слова: *буроинъекционная коническая свая, глинистый грунт, инженерный метод расчета, численные исследования несущая способность, осадка*

JUSTIFICATION OF THE EFFECTIVENESS OF USING BORED-INJECTION CONICAL PILES IN BUILDING RECONSTRUCTION

G. G. Solonov

Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

Annotation. *The paper considers the design solutions of bored-injection conical piles, which can be used as part of foundations during the reconstruction of buildings. The use of bored-injection conical piles is due to the increase in their load-bearing capacity under vertical and horizontal loads, as well as the reduction of foundation settlements of buildings, which is confirmed by the results of numerical and experimental studies. The paper provides a comparison of numerical calculations of the performance of bored-injection cylindrical and conical piles in clay soils.*

Keywords: *bored-injection conical pile, clay soil, engineering calculation method, numerical studies, bearing capacity, settlement*

Введение

При новом строительстве и реконструкции зданий в России находят широкое применение буроинъекционные сваи из мелкозернистого бетона. В последнее время все большее развитие получают буроинъекционные сваи с конической формой ствола. Эффективность конструктивных решений *буроинъекционных конических свай* обусловлена повышением их несущей способности по сравнению с буроинъекционными цилиндрическими сваями равной длины и равного равном объема. Коническая форма буроинъекцион-

ных свай [1] была разработана для условий нового строительства и реконструкции зданий. Устройство таких свай осуществляется путем нагнетания мелкозернистого бетона в скважину без избыточного давления на ее стенки, что исключает вероятность возникновения гидроразрыва глинистого грунта. Конструктивные решения конических свай из мелкозернистого бетона были предложены в период 2010–2025 гг. специалистами Кубанского государственного аграрного университета [1–3] (рис. 1). Исследованиям их работы в глинистых грунтах посвящены публикации А. И. Полищука, О. Ю. Ещенко, Д. А. Чернявского, И. В. Семенова, Г. Г. Солонова и др. [4, 5]. Настоящая работа выполнялась под руководством д-ра техн. наук, проф. А. И. Полищука.

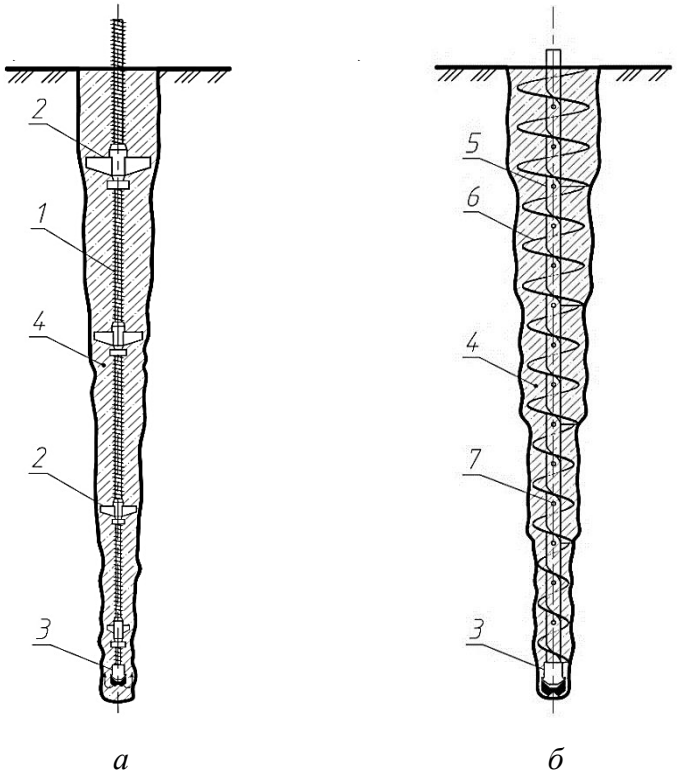


Рис. 1: Конические сваи из мелкозернистого бетона:
а – буроинъекционная коническая свая по данным Д. А. Чернявского и др. (2011);
б – буроинъекционная коническая свая по данным Г. Г. Солонова и др. (2025);
1 – металлическая полая штанга с резьбой; *2* – соединительные муфты-коронки с лопастями разного размера; *3* – буровое долото; *4* – мелкозернистая бетонная смесь; *5* – металлическая перфорированная полая штанга; *6* – винтовая поверхность (шнеки) разного диаметра; *7* – отверстие для нагнетания мелкозернистой бетонной смеси

Результаты исследований

В 2024 г. А. И. Полищуком, Г. Г. Солоновым и др. был предложен инженерный метод расчета осадки одиночной буроинъекционной конической сваи в глинистых грунтах, в котором подразумевается раздельный учет работы ее боковой поверхности и нижнего конца. Авторы рассматривают три этапа нагружения сваи (рис. 2).

Первый этап нагружения сваи описывается графиком $S = f(N)$, который характеризует осадку конической сваи, изменяющуюся по линейному закону. Внешняя нагрузка N передается на основание преимущественно за счет трения грунта по ее боковой поверхности, а нижний конец сваи практически не принимает участия в работе. Определение осадки сваи на первом этапе нагружения (S_1) основывается на решении, разработанном M. F. Randolf и др. (1978) для цилиндрической формы ствола сваи. Исходное решение (S_1) было усовершенствовано авторами для конической формы буроинъекционной сваи, которое представлено в виде

$$S_1 = \frac{N_1}{2\pi l G} \ln\left(\frac{r_m}{r_{\text{ср}}}\right), \quad (1)$$

где все обозначения приняты согласно работе [6] и рис. 2.

Предложенный метод расчета осадки сваи (S_1) учитывает изменение свойств глинистого грунта вокруг ее ствола за счет инъекции под давлением мелкозернистого бетона и уплотнения околосвайного массива.

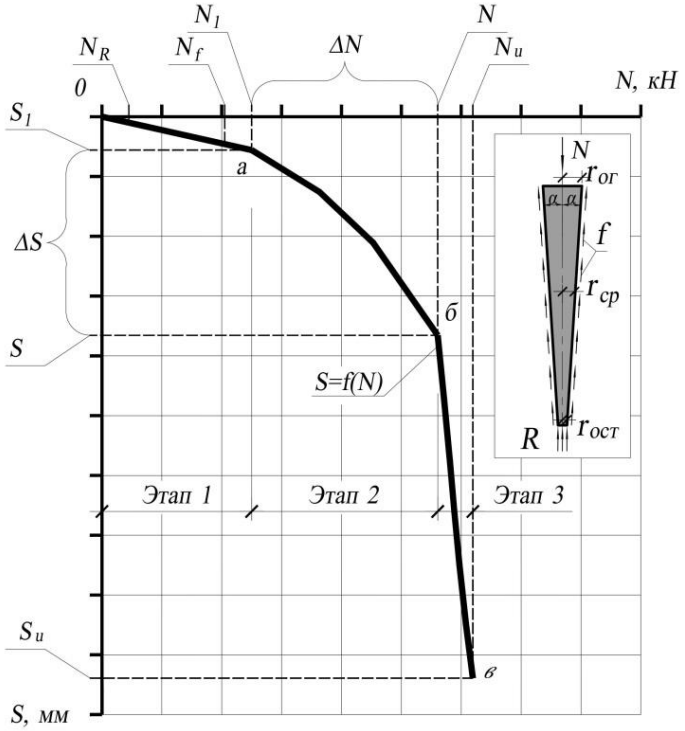


Рис. 2. График нагружения буроинъекционной конической сваи в глинистом грунте:

N_f – часть внешней нагрузки, передаваемой боковой поверхностью сваи; N_R – часть внешней нагрузки, передаваемой грунт нижним концом сваи на этапе окончания линейной зависимости; N_1 –нагрузка на первом этапе нагружения; ΔN – приращение нагрузки на сваю с момента окончания линейной зависимости; N – нагрузка на втором этапе нагружения в диапазоне нелинейной зависимости; N_u – предельная нагрузка на сваю; S_1 – осадка сваи на первом этапе нагружения; ΔS – приращение осадки сваи с момента окончания линейной зависимости; S – осадка сваи на втором этапе нагружения в диапазоне нелинейной зависимости; S_u – предельная осадка сваи

При уплотнении грунта вокруг ствола сваи опытным путем установлено увеличение его прочностных характеристик (удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ) [6]. При определении осадки S_1 учтено обжатие (давление) стенок скважины ($\sigma_r^{\text{обж}}$) за счет инъекции бетона, которое суммируется с естественным (природным) боковым давлением грунта. Эта формула (S_1) получена с учетом наклона боковых граней к вертикали, а также обжатия стенок скважины мелкозернистым бетоном при устройстве буроинъекционной конической сваи [7].

Второй этап нагружения сваи описывается графиком *S = f(N),* который характеризует осадку буроинъекционной конической сваи, протекающую по нелинейному закону. В процессе уплотнения грунта вокруг сваи постепенно включается в работу нижний ее конец. На втором этапе нагружения определяется приращение осадки сваи (ΔS). Для этого используется метод Малышева-Никитиной для фундаментов мелкого заложения, преобразованный Максимовым Ф.А. для свай [8]:

$$\Delta S = S_1 \frac{\Delta N\,(N_u - N_R) - N_R(\Delta N - N_R)}{N_R(N_u - \Delta N)}, \qquad (2)$$

где все обозначения приняты согласно работе [7] и рис. 2.

Формула (2) позволяет рассчитать приращение осадки сваи ΔS в нелинейном диапазоне ее работы (рис. 2).

Авторы считают, что *на третьем этапе* нагружения сваи наступает предельное состояние основания. Происходит полное проскальзывание грунта по боковой поверхности ствола и полное включение в работу нижнего конца буроинъекционной конической сваи. На третьем этапе нагружения происходит образование нестабилизированной (предельной) ее осадки (S_u). Приращение осадки **(ΔS)** на третьем этапе в расчете не учитывается.

Численные исследования работы буроинъекционных конических свай в глинистых грунтах выполнялись с использованием ПК Midas GTS NX в пространственной постановке задачи. В ходе исследований предстояло моделировать работу одиночных буроинъекционных конических и цилиндрических свай. Грунты основания моделировались с использованием модели *упрочняющегося грунта* (табл. 1). Взаимодействие свай с грунтом описывалось с помощью интерфейсных элементов (Г. Г. Болдырев, 2017-2024). Программой численных исследований предусматривалось сопоставление результатов определения осадки одиночных буроинъекционных цилиндрических и конических свай [5, 7]. Рассматривались буроинъекционные сваи длиной 7 м, диаметром 0,325 м. Угол наклона боковых граней конических свай составлял 1°. В качестве грунта основания принят суглинок мягкопластичной консистенции (табл. 1).

Таблица 1. Характеристики грунтов основания, используемые для модели упрочняющегося грунта

Наименование	ИГЭ суглинок мягкопластичный	Ед. изм.
Секущий модуль деформации, E_{50}^{ref}	4900	кПа
Одометрический модуль деформации, E_{oed}^{ref}	3200	кПа
Модуль деформации при разгрузке, E_{ur}^{ref}	21300	кПа
Коэф. Пуассона, ν	0,2	–
Удельный вес, γ	18	кН/м^3
Опорное давление, p	100	кПа
Степенной показатель, m	0,9	–
Эффективный угол внутр. трения, φ’	13	град
Коэффициент бокового давления покоя, K_0^{nc}	0,775	–
Угол дилатансии, ψ	0	град
Эффективное сцепление, с’	14	кПа
Коэф. переуплотнения, OCR	2,2	–
Давление предуплотнения, POP	0	кПа

Нагружение свай рассматривалось до их несущей способности F_d, за которую принималась нагрузка на сваю при расчетной величине осадки реконструируемого здания, равной 3 см (СП 22.13330.2021, прил. Е, п. 3). По результатам расчетов были построены изополя вертикальных перемещений сваи и грунтового массива (рис. 3, *а*), а также графики зависимости осадки сваи от внешней нагрузки (рис. 3, *б*).

Было установлено, что в рассматриваемых грунтовых условиях несущая способность конических свай F_d длиной 7 м составляет по результатам численных исследований F_d = 279 кН; для цилиндрических свай длиной 7 м их несущая способность F_d равна 248 кН. С учетом вышеизложенного характера работы буроинъекционной конической сваи в глинистом грунте были получены зависимости $S = f(N)$ [формулы (1), (2)] на рассматриваемых этапах нагружения, которые приведены в работе [7]. Результаты сопоставления данных численного и инженерного метода расчета конечной осадки (при рассматриваемых значениях F_d = 248 кН и F_d = 279 кН) показали, что отклонение в расчетах составляет для свай длиной 7,0 м — 12,1 % – 15,6 %. В целом несущая способность F_d буроинъекционных конических свай длиной 7,0 м примерно на 14 % больше, чем цилиндрических (рис. 3, табл. 2).

Выполненные исследования подтверждают, что применение буроинъекционных конических свай в условиях реконструкции зданий может быть вполне оправданным. Эффективность конструктивных решений буроинъекционных конических свай обусловлена повышением их несущей способности по сравнению буроинъекционными цилиндрическими сваями такой же длины при равном объеме. Такие сваи имеют меньшую осадку (табл. 2), что

является важным критерием при проектировании фундаментов реконструируемых зданий вследствие жестких ограничений в нормативной документации по дополнительной осадке проектирования фундаментов реконструируемых зданий (СП 22.13330.2016, прил. Е).

а *б*

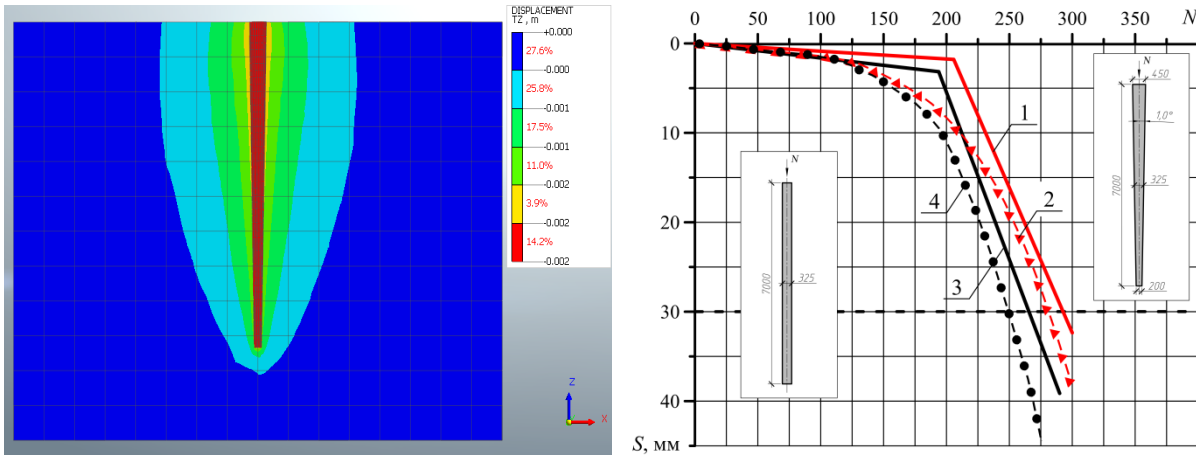


Рис. 3. Результаты определения конечной осадки одиночной буроинъекционной конической сваи:

а – изополя вертикальных перемещений (осадок) сваи и грунтового массива;
б – график зависимости осадки от внешней нагрузки буроинъекционной конической сваи: *1* – инженерный метод расчета [формулы (1), (2)]; *2* – расчет в ПК Midas GTS NX

Таблица 2. Результаты расчета осадок буроинъекционных конических и цилиндрических свай

Буроинъекционная свая	Геометрические параметры свай		Осадка сваи *S*, мм, установленная методом		
			инженерным	численным	отклонение, %
Коническая	L = 7 м $d_{ср}$ =0,325 м	α = 1 град	32,3	38,3	15,6%
Цилиндрическая	L = 7 м d = 0,325 м		39,1	44,5	12,1%

Заключение

Из анализа материалов проектирования фундаментов реконструируемых зданий в настоящее время находят все большее применение буроинъекционные конические сваи преимущественно в глинистых грунтах различной разновидности. Специалистами кафедры оснований и фундаментов Кубанского ГАУ ведутся исследования по совершенствованию конструктивных решений и способов устройства буроинъекционных конических свай в условиях реконструкции зданий, которые находят применение в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве. Выполненные исследования подтверждают, что применение рассматриваемых конических свай в условиях реконструкции зданий является перспективным направлением. Они сваи обладают повышенной несущей способностью на

действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, а также меньшей осадкой по сравнению с цилиндрическими сваями равной длины и равного объема расходуемого материала на их изготовление.

Список источников

1. Анкерная свая: пат. Рос. Федерация / О. Ю. Ещенко, Д. А. Чернявский. – № 2425924 С1; заявл. 11.05.2010; опубл. 10.08.2011. – 5 с.

2. Устройство для изготовления буроинъекционной конической сваи в глинистых грунтах: пат. Рос. Федерация / А. И. Полищук, Г. Г. Солонов, Д. А. Чернявский, В. В. Панченко. – № 2847988 С1; заявл. 22.11.2024; опубл. 15.10.2025. – 10 с.

3. Устройство для изготовления буроинъекционной конической сваи: пат. Рос. Федерация / А. И. Полищук, И. В. Семенов, Д. А. Чернявский. – №2672698 С1; заявл. 16.11.2017; опубл. 19.11.2018. – 10 с.

4. Чернявский, Д. А. Разработка конструкции и метода расчета несущей способности буроинъекционных конических свай в глинистых грунтах: автореф. дис. … канд. техн. наук / Д. А. Чернявский. – Краснодар, 2020. – 23 с.

5. Полищук, А. И. Моделирование работы буроинъекционных свай в глинистых грунтах для обоснования выбора модели грунта при проведении численных исследований / А. И. Полищук, Г. Г. Солонов // Теория и практика фундаментостроения: сборник тезисов докладов XV Международного симпозиума по реологии грунтов, посвященного 95-летию КГАСУ и 60-летию кафедры «Основания, фундаменты, динамика сооружений и инженерная геология», Казань, 04–06 июня 2025 года. – Казань: Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2025. – С. 87-88.

6. Петухов, А. А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий: автореф. дис. … канд. техн. наук / А. А. Петухов. – Томск, 2006. – 23 с.

7. Полищук, А. И. Совершенствование метода расчета осадки одиночной буроинъекционной конической сваи в глинистых грунтах / А. И. Полищук, Г. Г. Солонов, Д. А. Чернявский // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2025. – № 2(794). – С. 19-29. – DOI 10.32683/0536-1052-2025-794-2-19-29.

8. Полищук, А. И. Инженерный метод расчета осадки винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте / А. И.Полищук, Ф. А. Максимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. – № 6. – С. 9–14.

© Солонов Г. Г., 2026

УДК 624.154.1
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-78-86

ГИБРИДНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ ВО ВРЕМЕНИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОСЛЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Я. А. Богданов, Е. С. Соболев

Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Аннотация. *Рассматривается свайный фундамент в однородном песчаном основании, подверженный интенсивному сейсмическому воздействию, как объект исследования. Целью работы является количественная оценка изменения несущей способности свай во времени, а также анализ влияния разжижения песчаного грунта на напряжённо-деформированное состояние системы «свая–грунт». Для решения поставленной задачи использовано численное моделирование методом конечных элементов в программном комплексе PLAXIS 3D с применением нелинейной конститутивной модели грунта UBC3D-PLM. Параметры модели определены на основе результатов лабораторных динамических трёхосных испытаний и последующей калибровки. Расчёты выполнены для однородного водонасыщенного песчаного массива при уровне грунтовых вод 2,5 м и сейсмическом воздействии интенсивностью PGA = 0,5g, с анализом трёх стадий: до воздействия, сразу после и в процессе консолидации.*

Установлено, что в массиве формируются зоны разжижения по всей активной толщине песчаного слоя (до 15–20 м), сопровождающиеся снижением эффективных напряжений до 20 % – 40 % от исходного уровня. Это приводит к деградации бокового сопротивления свай до 40% – 60% и формированию протяжённых зон сниженного трения вдоль их боковой поверхности. Совокупное снижение несущей способности свайного фундамента непосредственно после сейсмического воздействия достигает 10 % – 15 %, при этом её восстановление происходит постепенно и через 3 суток составляет 80 % – 90 % от исходного значения. Показано, что однородность песчаного основания приводит к более выраженному и равномерному развитию разжижения по глубине по сравнению с многослойными основаниями. Дополнительно установлена чувствительность результатов к параметрам модели: их вариация в пределах ±10% приводит к изменению несущей способности до 6 % – 8 %. Полученные результаты подтверждают эффективность применения нелинейных моделей типа UBC3D-PLM для количественной оценки деградации и восстановления несущей способности свайных фундаментов в песчаных основаниях при сейсмических воздействиях и могут быть использованы при инженерных расчётах в сейсмоопасных районах.

Ключевые слова: *свайные фундаменты, сейсмическое воздействие, несущая способность, гибридное моделирование, деградация несущей способности грунта, поровое давление, численное моделирование*

HYBRID MODELING OF TIME-DEPENDENT BEARING CAPACITY EVOLUTION OF PILE FOUNDATIONS AFTER SEISMIC LOADING

Y. A. Bogdanov, E. S. Sobolev

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Annotation. *The study considers a pile foundation in a homogeneous sandy soil subjected to intense seismic loading as the object of research. The objective is to quantitatively assess the time-dependent variation of pile bearing capacity, as well as to analyze the influence of sand liquefaction on the stress–strain state of the "pile–soil" system. The methodological*

framework is based on finite element numerical modeling using PLAXIS 3D, incorporating the nonlinear constitutive soil model UBC3D-PLM. Model parameters were derived from laboratory dynamic triaxial tests and subsequent calibration procedures. The analysis was carried out for a homogeneous saturated sandy deposit with a groundwater level at 2.5 m and seismic excitation with an intensity of PGA = 0.5g, considering three stages: before loading, immediately after seismic action, and during post-seismic consolidation.

The results indicate that liquefaction zones develop throughout the active thickness of the sandy layer (up to 15–20 m), leading to a reduction of effective stresses to 20–40% of their initial values. This results in degradation of pile shaft resistance by up to 40–60% and the formation of extended zones of reduced friction along the pile length. The overall reduction in pile bearing capacity immediately after seismic loading reaches 10–15%, while recovery is gradual and attains only 80–90% of the initial value after 3 days due to pore pressure dissipation. It is shown that the homogeneity of the sandy deposit leads to a more uniform and pronounced development of liquefaction with depth compared to layered soils. Additionally, the analysis reveals a high sensitivity of the results to model parameters: their variation within ±10% leads to changes in bearing capacity of up to 6–8%.

The obtained results confirm the applicability of advanced nonlinear soil models such as UBC3D-PLM for quantitative assessment of degradation and recovery of pile bearing capacity in sandy soils under seismic loading and can be used in engineering practice for design in seismic regions.

***Keywords**: pile foundations, seismic impact, bearing capacity, hybrid modeling, soil degradation, pore pressure, numerical modeling*

Введение

Свайные фундаменты являются одним из основных типов оснований для сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, включая сейсмоопасные регионы и зоны слабых водонасыщенных грунтов. В таких условиях их поведение определяется не только статическими нагрузками, но и динамическими воздействиями, способными вызывать существенные изменения структуры грунта, включая разжижение и снижение эффективных напряжений [1, 2].

Современные методы расчёта, основанные на методе конечных элементов, позволяют моделировать поведение системы «сооружение – свайный фундамент — грунтовый массив» с учётом нелинейности грунта и его циклической деградации. Однако большинство существующих подходов ограничиваются анализом состояния «до» и «сразу после» сейсмического воздействия, не учитывая последующее изменение несущей способности во времени [3, 4].

В то же время полевые наблюдения и экспериментальные исследования показывают, что восстановление несущей способности грунтового массива после землетрясения носит инерционный характер и связано с процессами диссипации порового давления и структурного восстановления грунта. Это приводит к необходимости введения временной составляющей в расчётные модели свайных фундаментов.

В этой связи актуальной является разработка гибридных подходов, объединяющих численное моделирование и аналитические зависимости изменения параметров грунта во времени после динамического воздействия.

Постановка задачи и методика исследования

Целью работы является разработка и апробация гибридной модели оценки изменения несущей способности свайных фундаментов во времени после сейсмического воздействия.

Для достижения цели решаются следующие задачи:

- анализ механизмов снижения несущей способности свай при сейсмическом воздействии;
- формализация временной деградации бокового сопротивления свай;
- разработка гибридной расчётной схемы;
- оценка влияния консолидации после сейсмического воздействия на восстановление несущей способности.

Методика основана на сочетании:

- конечно-элементного моделирования НДС грунтового массива;
- модели нелинейного поведения грунта с учётом циклической деградации;
- аналитической функции восстановления эффективных напряжений во времени.

Гибридная расчётная модель

Гибридная модель включает две взаимосвязанные составляющие:

1. Численное моделирование

Система «свая–грунт» моделируется методом конечных элементов с учётом:

1) нелинейной деформации грунта;

2) накопления пластических деформаций;

3) изменения контактных характеристик на интерфейсе «свая–грунт».

Свайный элемент рассматривается как линейно-упругий стержень, взаимодействующий с грунтом через нелинейные интерфейсные элементы.

Для апробации предложенного подхода рассмотрен условный свайный фундамент в водонасыщенном песчаном основании, подверженном сейсмическому воздействию. Расчётная схема принята в трёхмерной постановке по аналогии с ранее рассмотренной моделью свайного основания в PLAXIS 3D, где анализировались состояния до землетрясения, сразу после сейсмического воздействия и через 3 суток после него.

В расчёте приняты следующие исходные параметры:

Таблица 1

Параметр	Значение
Тип свай	Железобетонные забивные
Диаметр сваи	1,2 м
Длина сваи	55 м
Расстояние между сваями	4,0 м
Основной грунт	Мелкий водонасыщенный песок
Глубина уровня грунтовых вод	2,5 м
Модель песка	UBC3D-PLM
Сейсмическое воздействие	PGA = 0,5g
Время анализа после воздействия	0 ч; 24 ч; 72 ч

Расчёт выполнялся по следующей стадийности:

Таблица 2

Стадия	Назначение
Initial phase	Формирование начального напряжённого состояния
Construction phase	Устройство свайного фундамента
Static loading	Приложение эксплуатационной нагрузки
Dynamic phase	Сейсмическое воздействие
Post-seismic phase	Состояние сразу после землетрясения
Consolidation 24 h	Частичная диссипация порового давления
Consolidation 72 h	Дальнейшее восстановление эффективных напряжений

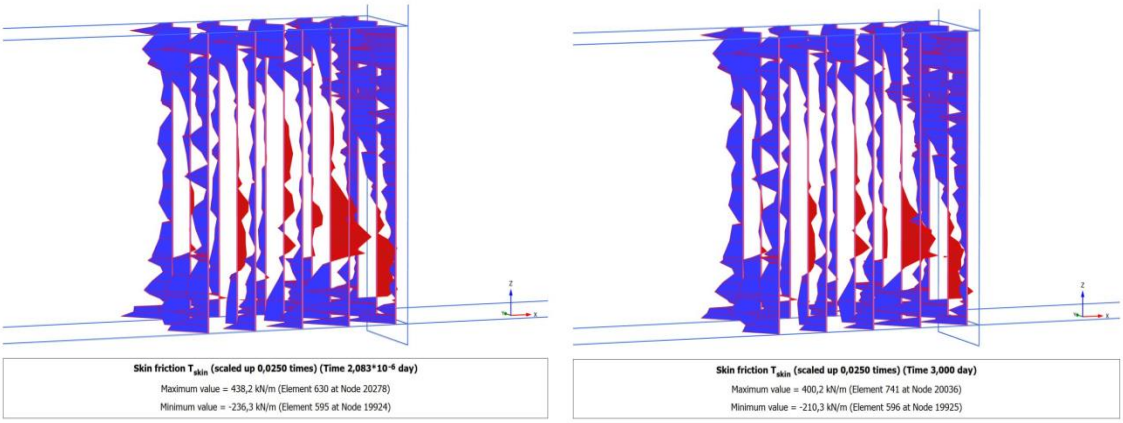
На каждой стадии определялись:

- осадки свай;
- боковое сопротивление по длине сваи (рис. 1);
- избыточное поровое давление;
- коэффициент снижения несущей способности;
- остаточная несущая способность свайного фундамента.

Имея значения трения по боковой поверхности и используя методику, описанную в [5–7], получены следующие значения несущей способности одиночной сваи:

Таблица 3

Расчётное состояние	Несущая способность Q, кН	Относительная несущая способность Q/Q_0	Снижение, %
До сейсмического воздействия	8200	1,00	0
Сразу после воздействия	5900	0,72	28
Через 24 часа	6550	0,80	20
Через 72 часа	7050	0,86	14



а *б*

Рис. 1. Результаты численного моделирования. Значения силы трения грунта по боковой поверхности свай:
а – сразу после землетрясения – 438,2 кН/м;
б – спустя 3 дня после землетрясения – 400,2 кН/м

Таким образом, максимальное снижение несущей способности наблюдается непосредственно после завершения динамического воздействия. Через 72 часа происходит частичное восстановление несущей способности, однако исходное значение не достигается.

2. Аналитический подход

Изменение несущей способности во времени после землетрясения вводится через коэффициент восстановления:

$$R(t) = R_0 \cdot k_{rec}(t), \tag{1}$$

где R_0 — исходная несущая способность до землетрясения; $R(t)$ — несущая способность через время tпосле воздействия; $k_{rec}(t)$ — коэффициент восстановления; t — время после землетрясения.

Таким образом, несущая способность сваи определяется как:

$$k_{rec}(t) = k_{\min} + (1 - k_{\min}) \cdot \left(1 - e^{-\alpha t^{\beta}}\right), \tag{2}$$

где $k_{\min}$ — остаточная доля несущей способности сразу после землетрясения; α — коэффициент скорости восстановления, физически значения α зависят от коэффициента консолидации c_v и коэффициента фильтрации песка $K_ф$; β — коэффициент формы восстановления, $\beta < 1$ — быстрое начальное восстановление, затем замедление; $\beta = 1$ — обычное экспоненциальное восстановление; $\beta > 1$ — быстрое начальное восстановление, затем замедление; t — время после сейсмического воздействия.

Сразу после землетрясения несущая способность падает до $k_{min} \cdot R_0$, затем постепенно восстанавливается по мере диссипации порового давления и восстановления эффективных напряжений.

Для определения значений α и β необходимо знать:

1. R_0 и $R_{post} = R(t = 0)$ — значения несущей способности до и сразу после землетрясения.

Тогда

$$k_{\min} = \frac{R_{post}}{R_0}, \quad (3)$$

2. $R(t_1), R(t_2), R(t_3)$ — значения несущей способности (в данной работе рассматриваем через 1 сутки и через 3 суток)

3. Изменение порового давления во времени:

$$r_u(t) = \frac{\Delta u(t)}{\sigma'_v}. \quad (4)$$

где $\Delta u(t)$ — избыточное поровое давление; σ'_v — начальное эффективное вертикальное напряжение; r_u — коэффициент изменения порового давления.

Тогда коэффициент восстановления можно связать не напрямую со временем, а с восстановлением эффективных напряжений:

$$k_{rec}(t) = k_{\min} + (1 - k_{\min}) \cdot \left(1 - \frac{r_u(t)}{r_{u,0}}\right)^m, \quad (5)$$

где m — показатель чувствительности бокового сопротивления свай к восстановлению эффективных напряжений.

Учёт процессов в грунте после сейсмического воздействия и результаты расчёта

После прекращения сейсмического воздействия в грунтовом массиве наблюдаются следующие процессы:

- диссипация избыточного порового давления;
- перераспределение эффективных напряжений;
- частичное восстановление жёсткости песчаных грунтов;
- стабилизация структуры после циклической деградации.

Скорость восстановления существенно зависит от:

- коэффициента фильтрации грунта;
- плотности сложения;
- степени разжижения;
- глубины залегания слоя.

В рамках модели данные процессы учитываются через изменение параметров интерфейса «свая–грунт» во времени.

После проведённого численного моделирования, мы имеем расчетные значения k_{rec} для разных моментов времени. Подбор значений α и β может быть осуществлен следующим способом:

$$k_t = k_{\min} + (1 - k_{\min}) \cdot \left(1 - e^{-\alpha t^{\beta}}\right). \quad (6)$$

Преобразуем в

$$1 - \frac{k_t - \mathrm{k_{min}}}{1 - k_{\mathrm{min}}} = e^{-\alpha t^{\beta}}; \quad (7)$$

$$-\ln\left(1 - \frac{k_t - k_{\mathrm{min}}}{1 - k_{\mathrm{min}}}\right) = \alpha t^{\beta}. \quad (8)$$

Логарифмируем и получаем:

$$\ln Y = \ln \alpha + \beta \cdot \ln t, \quad (9)$$

где

$$Y = -\ln\left(1 - \frac{k_t - k_{\mathrm{min}}}{1 - k_{\mathrm{min}}}\right). \quad (10)$$

Тогда α и β могут быть получены линейной аппроксимацией в координатах $\ln Y - \ln t$

В результате расчёта по предложенной в данной работе аналитической методике получаем следующие рекомендуемые диапазоны значений:

$$k_{\mathrm{min}} = 0{,}62 - 0{,}7;$$
$$\alpha = 0{,}25 - 0{,}40 \text{ сут}^{-1};$$
$$\beta = 0{,}65 - 0{,}85.$$

Таким образом, получаем:

Таблица 4

Время после землетрясения	k_{rec}	**Несущая способность от исходной**
0 суток	0,65	65 %
1 сутки	≈ 0,74	74 %
3 суток	≈ 0,83	83 %
7 суток	≈ 0,92	92 %
14 суток	≈ 0,97	97 %

Анализ результатов

Расчётные исследования показывают, что:

1) сразу после сейсмического воздействия наблюдается резкое снижение бокового сопротивления свай;

2) наиболее критичные зоны деградации формируются в верхней части сваи в зоне разжижения грунта;

3) восстановление несущей способности носит нелинейный затухающий характер;

4) полное восстановление первоначального уровня несущей способности не достигается в рассматриваемом временном интервале.

Наибольшая чувствительность модели наблюдается к параметру β, определяющему скорость консолидации и восстановления эффективных напряжений.

Заключение

В ходе работы был создан и апробирован подход к оценке изменения несущей способности свайных фундаментов во времени после сейсмического воздействия на основе численного моделирования с использованием нелинейной модели грунта и последующего аналитического описания процессов восстановления.

По результатам расчётов установлено, что при сейсмическом воздействии интенсивностью PGA = 0,5g снижение несущей способности свайного фундамента достигает 28 % относительно исходного состояния. При этом основная деградация бокового сопротивления сосредоточена в верхней и средней частях песчаного массива (в пределах 15–25 м), где формируются зоны разжижения и наблюдается максимальное снижение эффективных напряжений.

Показано, что изменение несущей способности после завершения динамического воздействия носит выраженный временной характер и определяется процессами диссипации избыточного порового давления и восстановления эффективных напряжений. В частности, через 24 ч после воздействия несущая способность восстанавливается до 80 %, а через 72 ч — до 86 % от исходного значения, что свидетельствует о неполном восстановлении эксплуатационных характеристик основания в краткосрочном периоде.

Предложенная аналитическая зависимость изменения несущей способности во времени позволяет адекватно описывать нелинейный характер восстановления после сейсмического воздействия и учитывать инерционность процессов, протекающих в грунтовом массиве. При этом установлено, что параметры деградации и восстановления чувствительны к инженерно-геологическим условиям, прежде всего к плотности сложения песчаных грунтов, уровню грунтовых вод и степени их разжижения.

Анализ результатов показал, что использование исключительно расчётных состояний «до» и «после» сейсмического воздействия без учёта временного фактора может приводить к искажению оценки несущей способности до 10 % – 15 %, что имеет принципиальное значение при проектировании ответственных сооружений.

Практическая значимость работы заключается в возможности применения предложенного подхода при:

- оценке остаточной несущей способности свайных фундаментов после землетрясений;
- обосновании сроков восстановления эксплуатационной пригодности сооружений;
- уточнении расчётных моделей оснований и фундаментов в условиях сейсмических воздействий.

Полученные результаты подтверждают необходимость учёта временных процессов в грунтовом массиве при анализе работы свайных фундаментов после динамических воздействий и могут быть использованы при совершенствовании методов расчёта оснований в сейсмоопасных районах.

Список источников

1. Мирный, А.Ю. Испытания трёхосного сжатия крупнообломочных грунтов / А. Ю. Мирный, И. Х. Идрисов // Геоинфо. – 2021. –1. – С. 58-62.

2. Соболев, Е. С. Зависимость динамического модуля деформации грунтов от частоты воздействия / Е. С.Соболев, Я. А. Богданов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2024. – 61. – С. 153-156.

3. Тер-Мартиросян, А. З. Опыт научно-технического сопровождения гидротехнического объекта I класса с выполнением трёхосных испытаний крупнообломочного грунта / А. З. Тер-Мартиросян, Л. Ю. Ермошина, А. С. Алмакаева // Геотехника. – 2021. – 2 (13). – С. 32-45.

4. Нуждин, Л. В. Зависимость динамических параметров основания от величины статических нагрузок на свайный фундамент / Л. В. Нуждин // Тезисы докладов 62-й научно-технической конференции, посвящённой 75-летию НГАСУ. – Новосибирск. – С. 96.

5. Сидоров, В. В. Графоаналитический метод расчета сваи в однослойном массиве с учетом проскальзывания / В. В.Сидоров, А. З. Тер-Мартиросян, А. С. Алмакаева // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 10. – С. 96-104. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.10.96-104.

6. Тер-Мартиросян, А. З. Графоаналитический метод расчета сваи в многослойном массиве с учетом отрыва и проскальзывания сваи по грунту / А. З. Тер-Мартиросян, В. В. Сидоров, А. С. Алмакаева // Жилищное строительство. – 2023. – № 11. – С. 37-43.

7. Ter-Martirosyan, A.Z., Sidorov, V.V., Almakaeva, A.S. Graph-analytical method for calculating settlement of a single pile taking into account soil slippage // Applied Sciences. 2024. Vol. 14. Article Number 8064. https://doi.org/1 O.3390/app14178064.

8. Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова (НИИОСП им. Н. М. Герсеванова) — институт ОАО «НИЦ «Строительство» (2011). СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» (актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85), Министерство регионального развития Российской Федерации (Минрегион России), Москва.

© Богданов Я. А. Соболев Е. С., 2026

УДК 624.1
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-87-97

ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕЗЕРВУАРА НА УЧАСТКЕ С ДЕЙСТВУЮЩИМ ОПОЛЗНЕМ В ПК GEOSTAB

Э. Р. Исхакова, О. Н. Осипова

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М. И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *В статье рассматриваются геоморфологические особенности участка Южного берега Республики Крым (пгт. Гурзуф) проектируемого резервуара объемом 3000 м^3, в частности наличие на площадке действующего оползня. Целью является проверка устойчивости склонов по выделенным направлениям, с использованием нескольких методов расчета (при нормативных, расчетных значениях, по результатам обратного расчета): методом Моргенштерна-Прайса и методом Шахунянца. В результате проведенных расчетов в ПК GeoStab было определено, что по некоторым направлениям склон не обладает запасом устойчивости при обычном и особом сочетании нагрузок. Даны рекомендации для предотвращения возникновения эрозионных и локальных оползневых процессов.*

Ключевые слова: *геоморфологические инженерные изыскания, южный берег Крыма, оползень, коэффициент устойчивости склона, метод Моргенштерна-Прайса, метод Шахунянца*

VERIFICATION THE STABILITY OF A SLOPE DURING THE DESIGN OF A CONCRETE TANK IN AN AREA WITH AN ACTIVE LANDSLIDE IN THE GEOSTAB PC

E. R. Iskhakova, O. N. Osipova

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *This article discusses the geomorphological features of the Southern Coast of the Republic of Crimea (Gurzuf) and the projected concrete tank with a volume of 3000 m3, including the presence of an active landslide on the site. The goal is verification the stability of the slopes in the selected directions using several calculation methods (based on regulatory and design values, as well as the results of inverse calculation): the Morgenstern-Price method and the Shahunyants method. As a result of the calculations performed in the GeoStab PC, it was determined that in some areas the slope does not have a margin of stability under normal and special combinations of loads. Recommendations are given to prevent the occurrence of erosion and local landslide processes.*

Keywords: *geomorphological engineering surveys, southern coast of Crimea, landslide, slope stability coefficient, Morgenstern-Price method, Shakhunyants method*

Введение

Объектом проектирования является монолитный железобетонный резервуар объемом 3000 м^3 (24,0×30,0×5,7(h) м) в поселке городского типа Гурзуф, Республика Крым. Участок проектируемого строительства распо-

ложен в пределах юго-восточной оконечности и части склонов водораздельного хребта Болгатур, преимущественно южной, юго-восточной экспозиции. К востоку от хребта протекает р. Хаста, к западу её правый безымянный приток. Глубина вреза р. Хаста, в пределах обследуемой территории, порядка 15–18 м, крутизна бортов 45°–65º.

Геоморфологические особенности территории (южнобережная геоморфологическая область Главной гряды Крымских гор) обусловили ряд специфических условий для проектирования, а именно: южный берег Крыма отличается большой эрозионной расчленённостью с характерными многочисленными балками и оврагами, террасированием и эрозионными амфитеатрами. Абсолютные отметки поверхности земли на участке проектирования изменяются от 191,25 до 206,75. В структурном отношении Южный берег соответствует зоне резко контрастных новейших движений. На формирование рельефа оказывают большое влияние эрозионные и гравитационные процессы.

В сейсмическом отношении участок изысканий относится к району с высокой сейсмической активностью – 8 баллов

Цели инженерно-геологических работ:

– уточнение геологического строения площадки строительства с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий, прогноз возможных их изменений;

– статистическая обработка результатов лабораторных исследований по выполненной корректировке;

– выделение ИГЭ, классификация грунтов по трудности разработки и сейсмическим свойствам.

Объемы работ были заданы в соответствии [1] с учетом III категории инженерно-геологических условий. Расстояние и глубина горных выработок для проектируемых сооружений определялась в соответствии с разделом № 6 [1].

Буровые работы производились буровой установкой, вращательным колонковым способом, кольцевым забоем, диаметром до 160 мм, с соблюдением правил по технике безопасности и охране окружающей среды.

В настоящее время изучением особенностей природных условий и ресурсов полуострова занимаются сотрудники Крымского Федерального университета. Результаты исследований публикуются в тематических монографиях, а также периодических изданиях «Ученые записки КФУ им. В. И. Вернадского» [2], «Культура народов Причерноморья» и др. [3]. Изучением вопросов гидрогеологии и карста региона занимается Институт спелеологии и карстологии (Б. А. Вахрушев, Г. Н. Амеличев, С. В. Токарев и др.).

Рельеф сформирован преимущественно оползневыми, а также эрозионными процессами, осложнен техногенным вмешательством (планировочными работами и террасированием) при освоении территории.

Изучением современного состояния и динамики оползневой ситуации в пределах полуострова занимается Крымское противооползневое управление. По ТУ Ялтинского Противооползневого управления, выданных на трассу изысканий в данном районе, исследуемая территория приурочена к оползням с кадастровыми номерами №№ 335 и 110/348, наблюдения за которым ведутся с 1962 г. Согласно карте и кадастру оползней Крыма (данные кадастра ГУП РК Крымгеология» до 2006 г.), в пределах участка широко распространены «современные оползневые процессы. Участок изысканий расположен на оползне № 11/348 «Хастинский II».

Основная часть

В геолого-литологическом строении территории принимают участие:

– техногенные образования (tQh), представленные разнородным по литологическому составу насыпным грунтом с примесью строительного мусора;

– современные оползневые (dpQh) образования и верхнечетвертичные делювиальные (dQh+QN3) отложения, представленные суглинком дресвяным и дресвяно-щебенистыми грунтами с суглинистым заполнителем, с обломочным материалом из дресвы и щебня аргиллита, алевролита и песчаника;

– породы Таврической серии (T3-J1), представленные переслаивающимися аргиллитом, алевролитом и песчаником.

Четвертичные отложения, в пределах водораздела и на склоне, практически повсеместно перекрывают коренные породы Таврической серии: оползневые накопления распространены в пределах оползня; делювиальные – на водораздельной части территории и, локально, пологих участках склона; техногенные грунты — преимущественно в зонах застройки и под дорогами, отсыпанные при вертикальной планировке территории и устройстве дорожного полотна.

Коренной фундамент исследуемого участка сложен породами таврической серии. Для них характерно преобладание в разрезе аргиллита чешуйчатого и тонкоплитчатого, реже встречается аргиллит плитчатый с прослоями песчаника.

В кровле коренных пород сформировалась элювиальная зона [e(T3+J1)], где аргиллит сильно выветрелый, буро-коричневый, сильно трещиноватый, ожелезненный.

Выходов подземных вод на дневную поверхность не зафиксировано.

По данным ГКУ РК «Противооползневое управление» и Кадастру оползней Крыма на обследованной территории развит современный оползень № 110/348 и оказывающий влияние на проектируемые сооружения.

Оползень №110/348 «Хастинский II». Выделен и откартирован ГУП РК «Крымгеология» в 1962 г. Тип оползня по форме — фронтальный, с расходящимися к низу бортами. Длина оползня по оси движения составляет 95 м, ширина достигает 230 м. Площадь — 21850 м^2, по масштабности оползень большой. По механике смещения оползень относится к скользящим, по причинам возникновения — эрозионный, по литологическому составу смещенных масс — к Б типу (аргиллитово-сланцевые, мелко и среднеобломочные с суглинком), по гидрогеологическим условиям (питанию тела оползня водой) — локальный. Средняя крутизна склона достигает 17 градусов. Высотные отметки головной части оползня — +208,0м, базиса разгрузки — +155,0м. Поверхность оползня волнистая, террасированная с существующей автомобильной дорогой, вдоль которой, с нагорной стороны выполнена инженерная защита в виде подпорных бутовых стен. Кроме того, необходимо отметить, что в пределах склона были сделаны две площадки в виде террас для последующего строительства. На площадке с южной стороны склона остались руины не большого сооружения. Площадка на восточной стороне, приходящаяся на оползень, так и осталась не застроенной.

Оценка устойчивости склона

В соответствии п.5.2.3 [4] расчет устойчивости склонов необходимо выполнять в соответствии с зависимостью (1):

$$R/F = k_{st} \leq [k_{st}], \quad (1)$$

где $[k_{st}]$ — нормативное значение коэффициента устойчивости склона; k_{st} — расчетное значение коэффициента устойчивости, определяемое как отношение удерживающих сил (моментов) *R*, действующих вдоль линии скольжения, к сдвигающим силам (моментам) *F*.

Под коэффициентом устойчивости k_{st} понимают число, на которое следует разделить исходные прочностные характеристики грунта tgφ и c, чтобы ограниченный данной пробной поверхностью скольжения массив пришел в состояние предельного равновесия.

В соответствии п. 5.2.3 [4] нормированное значение коэффициента устойчивости склона (откоса) $[k_{st}]$ определяется по формуле

$$[k_{st}] = \gamma_n \psi / \gamma_{\mathrm{d}}, \quad (2)$$

где γ_{n} — коэффициент надежности по ответственности, согласно табл.2 п.10.0 [5] принят 1,0; ψ — коэффициент сочетания нагрузок, принимающий значения согласно п. 5.2.2 [4], для расчета по предельным состояниям второй группы на основе сочетания нагрузок принят 1,0, для особого сочетания нагрузок, в том числе сейсмической нагрузки на уровне проектного землетрясения (ПЗ) годовой вероятностью 0,01 принят 0,95; γ_{n} — коэффициент условий работы согласно п. 5.7.2 [6] для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии принят 0,85.

Для расчета по предельным состояниям второй группы:

$$[k_{st}] = 1{,}0 \cdot {}^{1{,}0}/_{0{,}85} = 1{,}18.$$

Для расчета по особым предельным состояниям:

$$[k_{st}] = 1{,}0 \cdot {}^{0{,}95}/_{0{,}85} = 1{,}12.$$

Для оценки устойчивости склона построены пять расчетных профиля, учитывающие разновекторность направлений вероятных смещений — по линиям 1-1', 2-2', 3-3', 4-4', 5-5'.

Оценка устойчивости склонов выполнена по методам прислоненных отсеков Г. М. Шахунянца, в т. ч. и обратный расчет, и Моргенштерна-Прайса в программном обеспечении GeoStab [7–9].

Учитывая, что при потоково-струйчатом типе водоносного горизонта, не происходит площадного и полного, по глубине, водонасыщения грунтов ИГЭ-1, 2, 3, плотность принята для их естественного (природного) состояния.

По этой же причине, значения удельного сцепления и угла внутреннего трения определенные по «Методике...» [10], приняты для условий быстрого сдвига в грунтах, находящихся в естественном состоянии.

Поскольку, оползень №110/348 в целом находится во временно стабильном состоянии, сначала оценка склона выполнена с применением нормативных (первый вариант расчетов) и расчетных (второй вариант) значений показателей прочностных характеристик.

Значения показателей прочностных характеристик для первого и второго вариантов расчета, приняты по результатам анализа, как архивных материалов, так и полученных при настоящих изысканиях и приведенных в табл. 1. Для третьего варианта расчетов применены откорректированные, по результатам обратного расчета, показатели прочностных характеристик (табл. 2).

При обратном расчете, первоначально принимались значения показателей прочностных характеристик грунтов ИГЭ-1, для условий быстрого сдвига определенные по [10] находящихся в водонасыщенном состоянии — $\varphi = 21^{o}$, $C = 0{,}0093$ МПа. Поскольку значения углов, для грунтов в естественном и водонасыщенном состоянии, разнятся в один градус, а значительно изменяется сцепление, то корректировке, в сторону увеличения, подверглись именно последние, с доведением до $C = 0{,}0116$ МПа, при котором коэффициент устойчивости склона равен единице ($k_{st} = 1$).

Учитывая наличие локального оползневого процесса, на теле кадастрового оползня, с участием грунтов делювиального (ИГЭ-1) и элювиального происхождения (ИГЭ-2), а значит на момент течения процесса принимающих одинаковые прочностные свойства, выполнен третий вариант расчета с применением откорректированных значений удельного сцепления и угла внутреннего трения, одинаковых для обоих грунтов.

Головная часть расчетных оползней принята в пределах проектируемых сооружений, базис разгрузки, для профилей по линиям 1-1' ÷ 3-3', принят в пределах проезжей части, расположенной ниже по склону, а для профилей 4-4' и 5-5' – русло реки Хаста (рис. 1).

Схематический вид характерных расчетных схем приведен на рис. 2–6.

Общее число расчетных профилей — 5, расчетных плоскостей смещения — 8, определение оползневых давлений — 4, суммарное количество расчетов устойчивости склонов — 50.

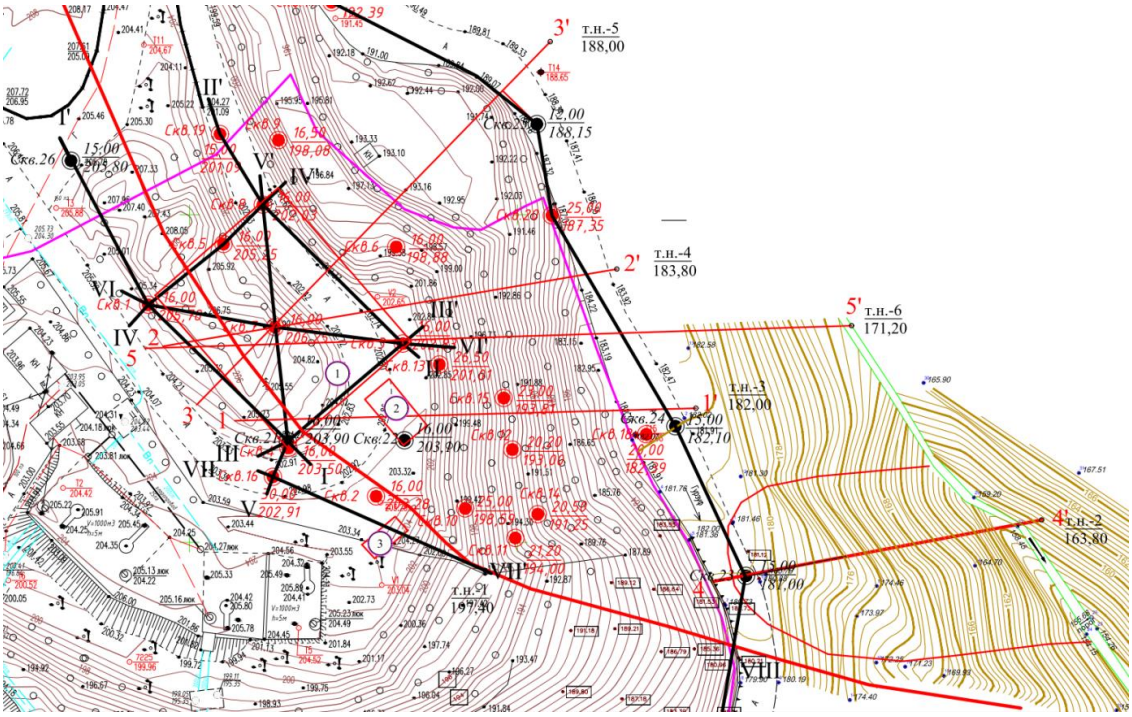


Рис. 1. Карта фактического материала, М1:500

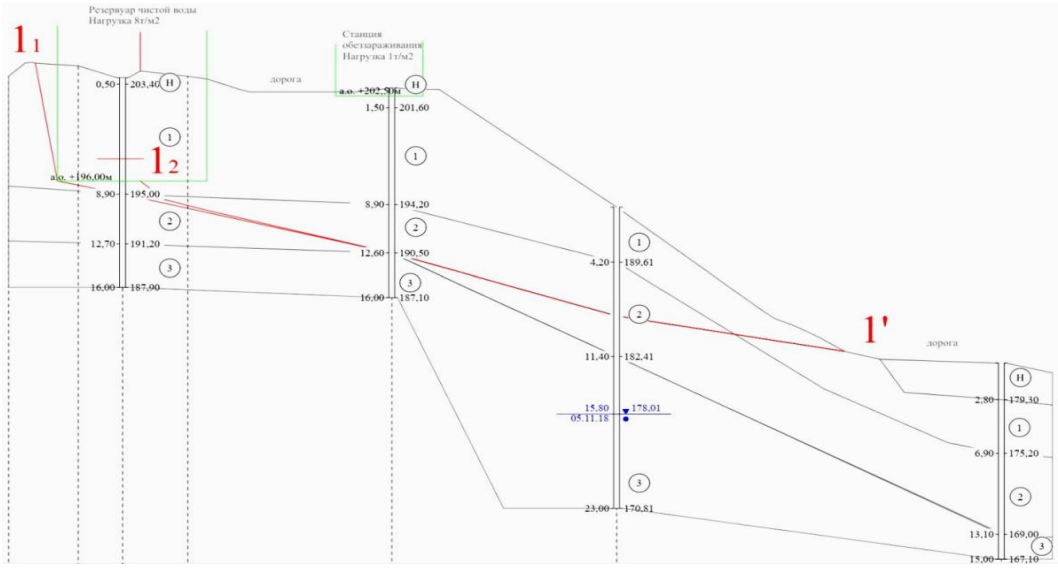


Рис. 2. Схематический вид расчетной схемы по линии 1-1'

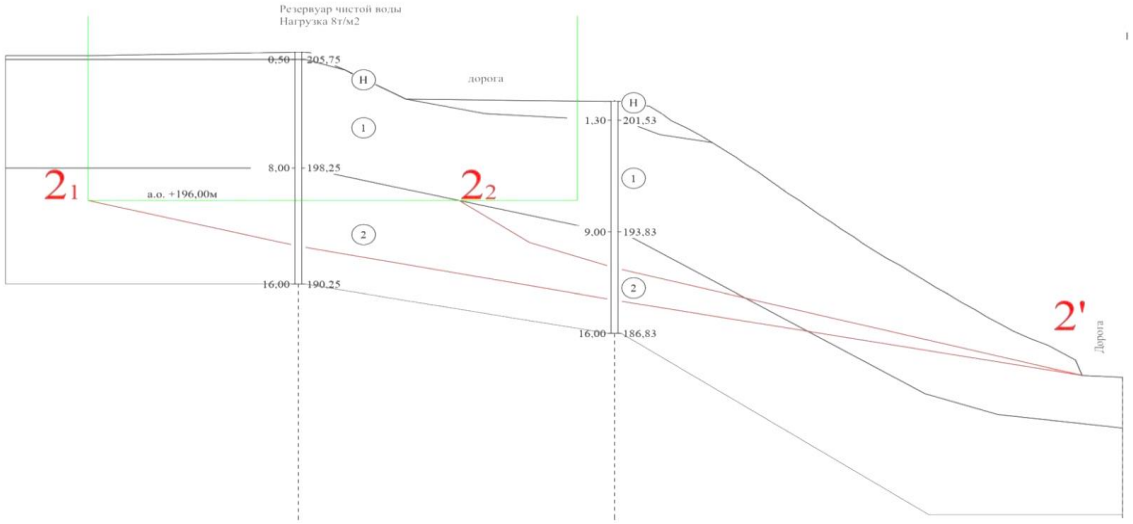


Рис. 3. Схематический вид расчетной схемы по линии 2-2'

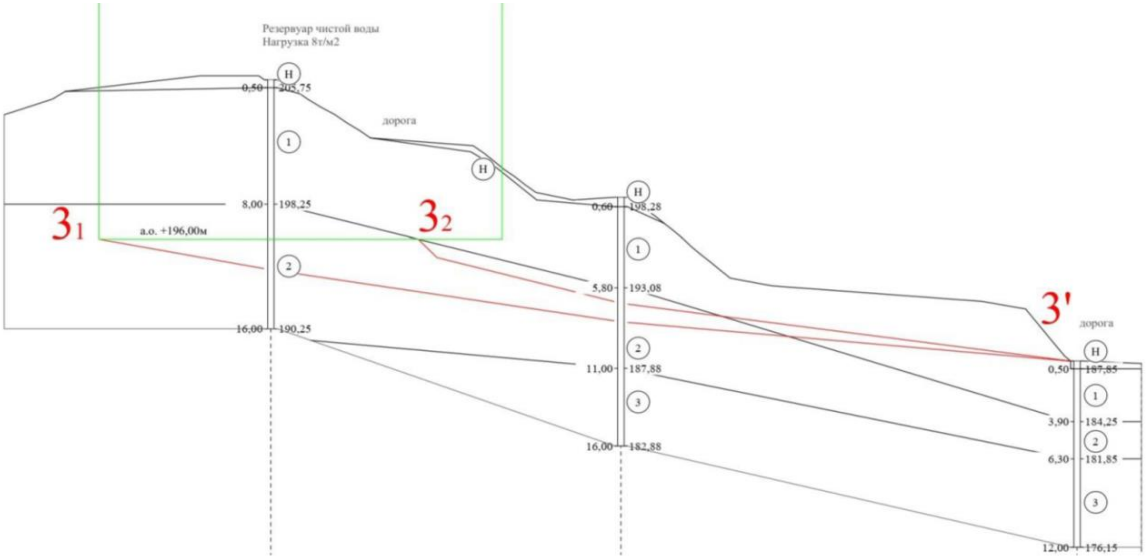


Рис. 4. Схематический вид расчетной схемы по линии 3-3'

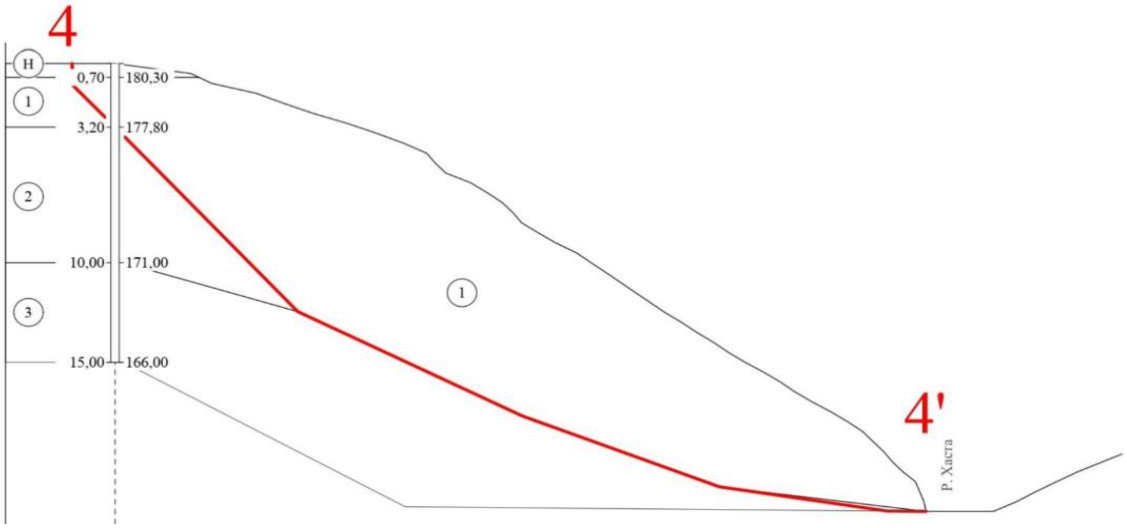


Рис. 5. Схематический вид расчетной схемы по линии 3-3'

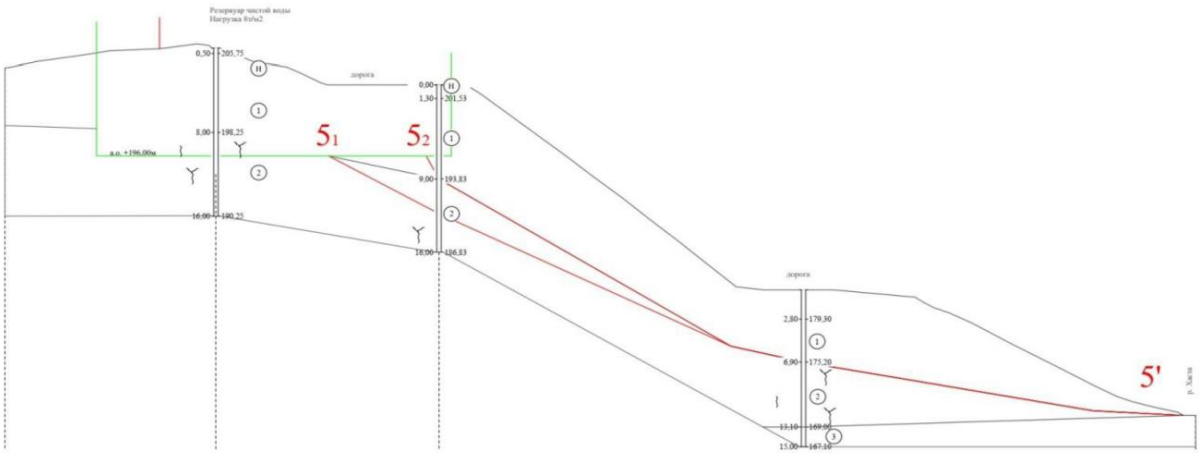


Рис. 6. Схематический вид расчетной схемы по линии 5-5'

Расчеты выполнены при условиях обычного и особого сочетания нагрузок, без учета удерживающего воздействия существующих подпорных стен, и с учетом пригрузки склона, в головной его части, весом проектируемых сооружений.

Приведем пример результатов расчета устойчивости склона в ПК GeoStab по линии 4-4’ при значениях по результатам обратного расчета (рис. 7).

Коэффициент устойчивости склона по методу Моргенштерна-Прайса определяется отношением:

$$K_y = \sum M_{\text{реакт } i} / \sum M_{\text{акт } i}, \qquad (3)$$

где $M_{\text{реакт } i}$ — суммарный момент реактивных сил i-го отсека, кН·м/м; $M_{\text{акт } i}$ — суммарный момент внешних сил и нормальной реакции основания i-го отсека кН·м/м.

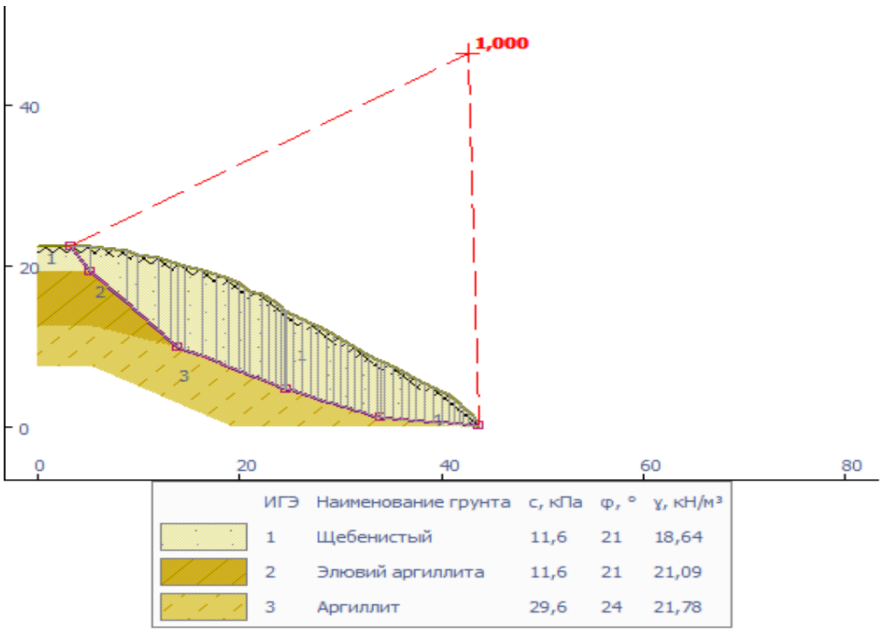


Рис. 7. Скриншот расчетной модели склона по линии 4-4’ в ПК GeoStab

Коэффициент устойчивости склона по методу Моргенштерна-Прайса определяется отношением:

$$K_y = \sum T_{\text{реакт } i} \cdot \lambda_i / \sum T_{\text{акт } i \text{ (сдвиг)}} \cdot \lambda_i, \quad (4)$$

где $T_{\text{реакт } i}$ — суммарный момент реактивных сил i-го отсека, кН/м; $T_{\text{акт } i \text{ (сдвиг)}}$ — касательная проекция равнодействующей активных сил к основанию i-го отсека, сонаправленная с общим направлением сдвига кН/м;

$$\lambda_i = \cos\varphi_i / \cos(\alpha_{i-}\varphi_i).$$

Результаты расчетов приведены в табл. 1 и 2.

Таблица 1. Результаты расчетов устойчивости склона по первому и второму варианту

№ п/п	Расчет по первому варианту		Расчет по второму варианту	
	При нормативных значениях прочностных характеристик в естественном состоянии с построением эпюр оползневых давлений		При расчетных значениях прочностных характеристик в естественном состоянии с построением эпюр оползневых давлений	
	Г. М. Шахунянца	Моргенштерна-Прайса	Г. М. Шахунянца	Моргенштерна-Прайса
1_1-1’	2,421	2,414	1,945	1,944
1_2-1’	2,321	2,304	1,895	1,884
2_1-2’	1,898	1,900	1,518	1,527
2_2-2’	2,994	2,841	2,445	2,336
3_1-3’	3,282	3,259	2,564	2,557
3_2-3’	4,412	4,386	3,544	3,529
5_1-5’	1,907	1,933	4,533	1,563
5_2-5’	1,832	1,885	1,456	1,513

По результатам расчетов устойчивости склона по первому и второму вариантам склон обладает запасом устойчивости по всем приведенным профилям.

Таблица 2. Результаты расчетов устойчивости склона по третьему варианту

№ п/п	При нормативных значениях прочностных характеристик в естественном состоянии с построением эпюр оползневых давлений	
	по Г. М. Шахунянца	по Моргенштерна-Прайса
1_1-1’	1,527	1,534
1_2-1’	1,474	1,470
2_1-2’	1,286	1,292
2_2-2’	1,952	1,955
3_1-3’	2,077	2,080
3_2-3’	2,774	2,773
4’	**1,000**	**1,059**
5_1-5’	**1,146**	**1,176**
5_2-5’	**1,088**	**1,141**

Заключение

В целом оползневой склон находится в стабильном состоянии, но при пригрузке его весом проектируемых сооружений, он не будет обладать запасом устойчивости при обычном и особом сочетании нагрузок.

Расчеты устойчивости склона по третьему варианту, с откорректированными по обратному расчету значениями прочностных характеристик, показывают, что склон, пригруженный проектируемыми сооружениями, по профилю 5-5' и расчетным плоскостям 5_1-5' и 5_2-5' не обладает запасом устойчивости при обычном (k_{st} <1,12) и особом (k_{st} < 1,18) сочетании нагрузок. В данном расчете рассматривается сползание краевой (прибровочной) части склона и разрушение части проектируемого сооружения. Учитывая, что грунты ИГЭ-2 представлены тонкоплитчатым и чешуйчатым аргиллитом с сильновыветрелым и сильно трещиноватым песчаником, прослои которого придают больше прочности, а значит и устойчивости, массиву грунта, а также значительную крутизну склона и высокие углы наклона кровли коренных пород, по которым возможно возникновение смещения, данные результаты выглядят правдоподобно.

Для предотвращения дальнейшего развития эрозионных процессов в пределах русла р. Хаста необходимо выполнить инженерную защиту ее берегов.

Возможные утечки из водонесущих коммуникаций и незарегулированный поверхностный сток, могут привести к развитию эрозионных процессов и локальных оползней по всему склону с нарушением стабильности проектируемых сооружений.

Для предотвращения возникновения локальных оползневых процессов необходимо реконструировать подпорную стену на подъеме по ул. 60-лет СССР к площадке строительства проектируемых сооружений.

Зарегулировать поверхностный сток в пределах водораздельной части территории, а также по существующим автомобильным дорогам.

При проектировании водовмещающих сооружений предусмотреть систему аварийного сброса (отвода) воды при возникновении утечек. Перед началом строительства выполнить ревизию существующих водонесущих коммуникаций.

Список источников

1. СП 47.13330.2016 «СНиП 11-02-96 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/456045544 (дата обращения: 11.04.2026).

2. Вахрушев, Б. А. Геоморфологические исследования локальных участков со сложными инженерно-геологическими условиями (на примере участка южного берега Крыма) / Б. А.Вахрушев, А. И. Ковригин, И. Н. Хомич // Ученые записки крымского федерального университета имени В. И. Вернадского. География. Геология. – 2020. – Т. 6. – № 2. – С. 229-244.

3. Новиков, И. С. Геоморфология и неотектоника юго-западного Крыма / И. С. Новиков, Д. А. Борисенко // Геология и геофизика. – 2021. – Т. 62. – № 4. – С. 498-513. DOI: 10.15372/GiG2019153.

4. СП 116.13330.2012. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. – Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://docs. cntd.ru/ document/1200095540 (дата обращения: 11.04.2026).

5. Межгосударственный стандарт ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://base.garant.ru/70979546 (дата обращения: 12.04.2025).

6. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. – Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/1200084710 (дата обращения: 12.04.2025).

7. Руководство пользователя. GeoStab 5.2.4. Расчет устойчивости склонов и откосов.Сайт.URL:https://www.geoset.pro/download/guides/GeoStab%205%20UserGuide.pdf?ysclid=mo4dmoxaxi434322534 (дата обращения: 10.04.2026).

8. Рогальских, В. С. Обзор существующих программных решений для расчета устойчивости откосов и склонов / В. С. Рогальских, И. В. Носков // Ползуновский альманах – Алтайский государственный технический университет им. И. И. Ползунова. – 2025. – № 1. – С. 183-186.

9. Переверзева Л. В. Современные методы расчета устойчивости откосов и склонов / Л. В. Переверзева, И. В. Носков // Ползуновский альманах – Алтайский государственный технический университет им. И. И. Ползунова. – 2025. – № 1. – С. 167-170.

10. Методика оценки прочности и сжимаемости крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями / ДальНИИС. – М.: Стройиздат, 1989. – 24 с.

© Исхакова Э. Р., Осипова О. Н., 2026

УДК 624.154
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-98-111

РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПРИМЕНЕНИЯ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ СО СТАЛЕБЕТОННЫМИ ОГОЛОВКАМИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

И. Г. Азов[1], М. Б. Мариничев[1], П. А. Ляшенко[1], В. В. Денисенко[2]

[1]Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина, г. Краснодар, Россия,

[2]Кубанский государственный технологический университет, г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Развитие методов проектирования свайных фундаментов из буроинъекционных свай для зданий и сооружений позволяет расширить область их применения в сложных инженерно-геологических условиях строительства. Формирование тела таких свай в ряде случаев производится с помощью полых трубчатых винтовых штанг с перфорированной буровой коронкой на конце. Тогда при действии значительных горизонтальных нагрузок свая обладает недостаточной прочностью и изгибной жесткостью, и ее верхний участок не может работать эффективно. В настоящее время вопросам расчета и конструирования таких буроинъекционных свай в составе свайных фундаментов при доминирующем действии горизонтальных нагрузок уделено недостаточно внимания, что обосновывает необходимость проведения соответствующих исследований. В результате проведенных исследований представлено научное обоснование новой конструкции буроинъекционной сваи, выполняемой с использованием трубчатых винтовых штанг и сталебетонного оголовка, а также усовершенствован подход к определению ее несущей способности при преобладающем воздействии горизонтальных нагрузок.*

Ключевые слова*: буроинъекционная свая, неизвлекаемые трубчатые штанги, свайный фундамент, повышенная несущая способность, сталебетонный оголовок*

CALCULATION JUSTIFICATION FOR THE USE OF BORED INJECTION PILES WITH STEEL-CONCRETE HEADS UNDER THE ACTION OF HORIZONTAL LOADS

I. G. Azov[1], M. B. Marinichev[1], P. A. Lyashenko[1], V. V. Denisenko[2]

[1]I. T. Trubilina Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia,

[2]Kuban State Technological University, Krasnodar, Russia

Annotation. *The development of design methods for pile foundations using bored injection piles for buildings and structures makes it possible to expand their application in complex engineering and geological construction conditions. In a number of cases, the formation of the pile body is carried out using hollow tubular screw rods with a perforated drill bit at the end. Under the action of significant horizontal loads, such a pile has insufficient strength and flexural rigidity, and its upper section cannot function effectively. At present, insufficient attention has been paid to the analysis and structural design of such bored injection piles within pile foundations subjected predominantly to horizontal loads, which substantiates the need for corresponding research. As a result of the research, a scientific justification for a new design of a bored injection pile made using tubular screw rods and a steel-concrete head is presented, as well as an improved approach to determining its bearing capacity under the prevailing impact of horizontal loads.*

Keywords*: bored-injection pile, non-removable tube rod, pile foundation, increased bearing capacity, steel-concrete head*

Введение

В последние десятилетия активно развиваются технологии устройства фундаментов зданий и сооружений с применением буроинъекционных свай (БИС) с использованием трубчатых винтовых штанг (ТВШ), что позволяет существенно расширить область их использования в сложных инженерно-геологических и сейсмически активных районах строительства. Особенно эффективным оказалось применение инъекционных свай при усилении и реконструкции существующих зданий, где они используются в качестве элементов, воспринимающих вертикальные сжимающие и горизонтальные нагрузки. Высокая эффективность таких решений обусловлена возможностью передачи значительных усилий при минимальном воздействии на грунтовый массив и отсутствии вибрационных воздействий в процессе монтажа.

Технология БИС прошла длительный этап развития и совершенствования. Первые конструкции корневидных свай («palo radice» или «root pile») были разработаны в Италии в 1950-х гг. компанией Fondedile под руководством Fernando Lizzi для усиления фундаментов зданий и памятников архитектуры, поврежденных в период после Второй мировой войны [1]. Концепция заключалась в работе сваи по аналогии с корневой системой дерева – передача нагрузки происходила преимущественно за счет бокового трения и сцепления с грунтом. Благодаря малому диаметру и возможности устройства под различными углами технология оказалась эффективной в стесненных условиях городской застройки. В нашей стране первые исследования и опыт применения БИС относятся к 1960-1980 гг. Развитие технологии основывалось на зарубежном опыте и работах Джантимирова Х. А. и Федорова Б. С., предложивших устройство свай в пробуренных скважинах диаметром 80-250 мм [2]. Существенным этапом стало формирование нормативной базы: в 1970-1980 гг. появились первые рекомендации по расчету и устройству БИС, а в СП 24.13330.2021 был официально закреплен способ устройства буровых свай методом инъекции мелкозернистой бетонной смеси с использованием ТВШ [7]. В дальнейшем исследования, проведенные российскими и зарубежными учеными, подтвердили высокую несущую способность БИС при действии вертикальных нагрузок и эффективность технологии в сложных инженерно-геологических условиях [2].

Однако несмотря на широкое распространение и технологические преимущества, применение БИС с ТВШ в пылевато-глинистых грунтах сопровождается рядом конструктивных ограничений. Основным недостатком является низкая несущая способность верхней части сваи при воздействии горизонтальных сейсмических и динамических нагрузок, а также ограниченная трещиностойкость железобетонного ствола. Данные недостатки обусловлены отсутствием пространственного жесткого арматурного каркаса

либо сплошного внешнего армирования, вследствие чего верхний участок сваи недостаточно эффективно воспринимает горизонтальные и сейсмические воздействия.

Цель проведенных исследований заключалась в научном обосновании новой конструкции БИС с ТВШ со сталебетонным оголовком и совершенствовании подхода к определению ее несущей способности при преобладающем воздействии горизонтальных нагрузок. Разрабатываемые решения ориентированы на повышение устойчивости и эксплуатационной надежности фундаментов зданий и сооружений, возводимых на пылевато-глинистых грунтах.

В ходе исследований проанализированы конструкции и методы расчета несущей способности буроинъекционных свай при вертикальных и горизонтальных нагрузках; разработана конструкция буроинъекционной сваи со сталебетонным оголовком для работы при преобладающем горизонтальном нагружении; предложена технология устройства исследуемых свай в пылевато-глинистых грунтах; проведены натурные испытания свай со сталебетонным оголовком; выполнено численное моделирование взаимодействия свай с глинистым грунтом и установлено влияние длины оголовка на несущую способность; разработан аналитический метод расчета свай при горизонтальном нагружении [7–10].

Методы исследований

Для решения проблемы недостаточной несущей способности буроинъекционных свай при действии горизонтальных нагрузок авторами настоящей статьи был разработан ряд эффективных технических решений, позволяющих существенно повысить сопротивление буроинъекционных свай при доминирующем действии на них горизонтальных нагрузок [3–6]. Одно из решений, далее рассматриваемое в настоящей работе, приведено на рис. 1.

Для повышения эффективности свай в слабых грунтах предложено техническое решение с усиленным сталебетонным оголовком, предназначенным для восприятия горизонтальных и сейсмических нагрузок. Технология включает поэтапное бурение скважины с одновременным погружением полых металлических винтовых штанг, соединяемых муфтами. Через внутреннюю полость штанги под высоким давлением подается мелкозернистый бетон. Верхняя часть сваи усиливается металлическим оголовком длиной от 1,0 до 3,0 м, выполненным из полой трубы диаметром d_H. Нижняя часть оголовка представляет собой усеченный конический патрубок длиной L_K с наружным диаметром d_H. Внутри размещена соединительная муфта диаметром d_C для соединения с буроинъекционной штангой. После установки оголовок заполняют бетоном и устраивают арматурные выпуски, обеспечивающие жесткое сопряжение с фундаментной плитой (М. Б. Мариничев, И. Г. Азов и др., 2025 г.) [4] (рис. 1).

На рис. 2 представлены изготовленные стальные оголовки для дальнейшего устройства свай и проведения их натурных испытаний. В ходе исследований проведены натурные испытания полноразмерных БИС с ТВШ длиной L = 9,0 м. Испытания проводились для свай со сталебетонными оголовками длиной L_H = 1,0; 2,0 и 3,0 м при диаметре оголовка d_H = 0,325 м, а также для рядовой сваи без оголовка на опытной площадке.

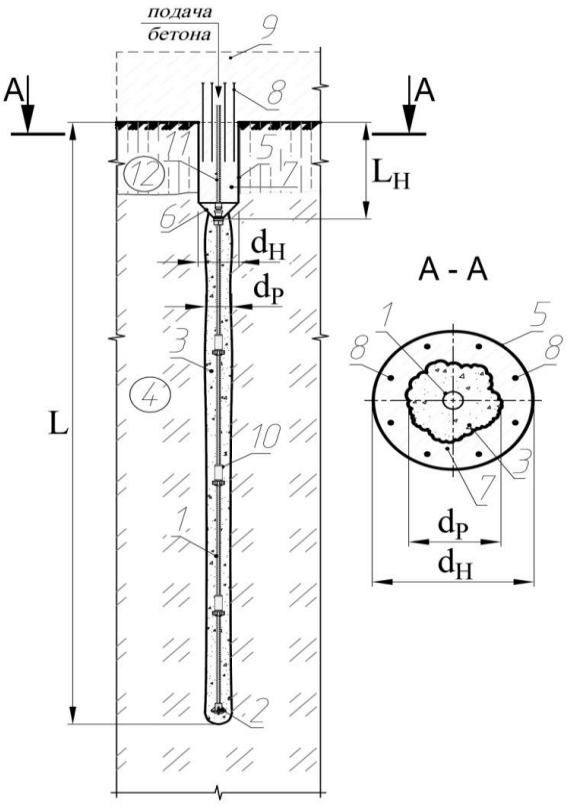


Рис. 1. Схема БИС повышенной несущей способности со сталебетонным оголовком по данным [4]:
1 – буроинъекционная штанга; 2 – буровая коронка; 3 – бетон, 4 – прочный грунт; 5 – полая стальная труба; 6 – переходная коническая муфта; 7 – бетон; 8 – арматурные выпуски; 9 – фундаментный ростверк; 10 – соединительная муфта; 11 – технологическая штанга; 12 – слабый грунт



а) *б)* *в)* *г)*

Рис. 2. Изготовленные стальные оголовки разной длины:
а – 1,0 м; *б* – 2,0 м; *в* – 3,0 м; *г* – крестообразный центратор

Выбор опытной площадки обусловлен преобладанием в основании пылевато-глинистых грунтов, характерных для сейсмоактивных районов Юга России (рис. 3). Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 1.

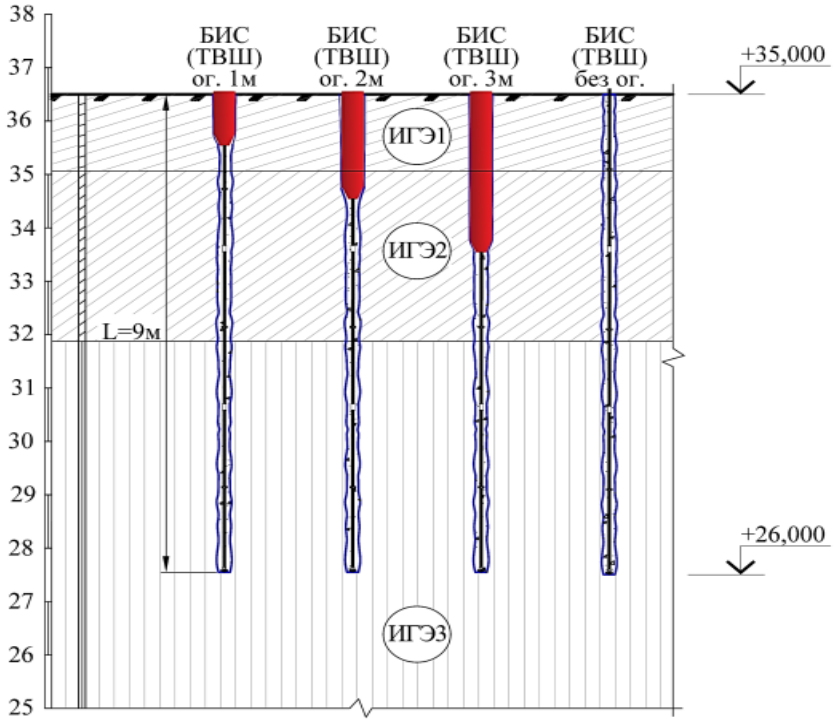


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез опытной площадки, совмещенный с исследуемыми сваями

Таблица 1. Физико-механические характеристики грунтов

Наименование ИГЭ	ρ, г/см³	*E*, МПа	*C*, кПа	φ, град
Глина мягкопластичная	1,85	5,1	22	12
Глина тугопластичная	1,89	6,9	24	15
Глина тугопластичная	1,97	9,4	28	17

В ходе натурных экспериментов была разработана технологическая последовательность устройства буроинъекционных свай со сталебетонным оголовком, которая обеспечила соблюдение наиболее важных конструктивны параметров сваи в грунте после ее выполнения. В зависимости от физико-механических характеристик верхнего слабого слоя грунта, последовательность изготовления сваи предусматривает различное количество этапов. Параметрами, определяющими разновидность применяемой технологии устройства сваи и сталебетонного оголовка, являются модуль деформации верхнего слабого слоя ($E < 5$ МПа; $E \geq 5$ МПа), степень водонасыщения S_r и показатель текучести I_L в зависимости от вида грунта. При Е не менее 5,0 МПа предусматривается предварительное бурение лидерной скважины на 25–50 мм больше диаметра оголовка L_H (рис. 4).

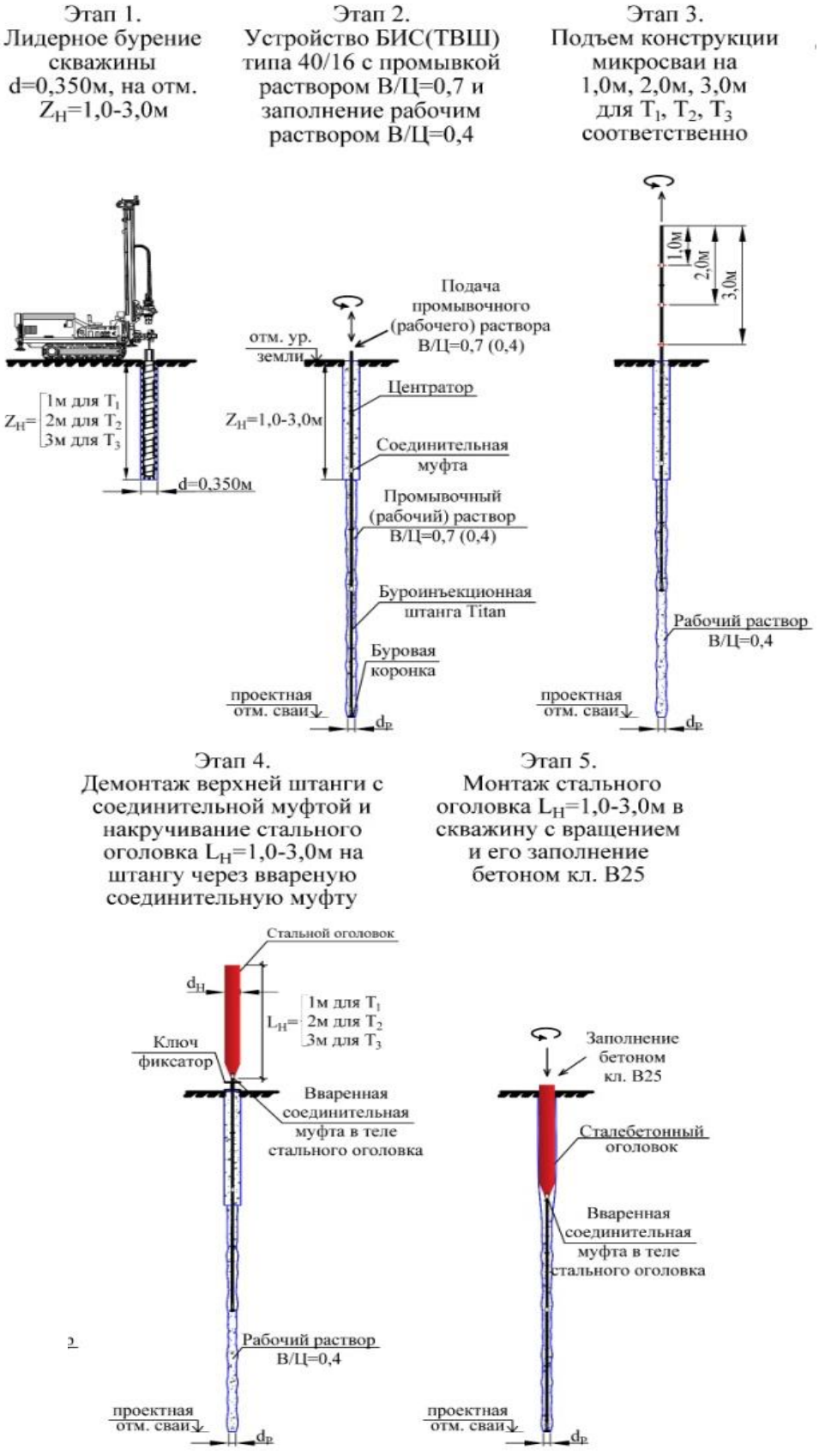


Рис. 4. Разработанная технологическая последовательность устройства БИС с ТВШ со сталебетонными оголовками разной длины

Для проведения экспериментальных исследований была разработана программа испытаний буроинъекционных свай вертикальными и горизонтальными нагрузками (рис. 5). Приняты следующие обозначения опытных образцов: T_0 – свая без оголовка; T_1 – с оголовком длиной 1 м; T_2 – 2 м; T_3 – 3 м. Критерием условной стабилизации деформаций считалась скорость перемещения головы сваи не более 0,1 мм за 120 минут наблюдений на каждой ступени нагружения (рис. 5). Результаты испытаний приведены на рис. 6.

а)

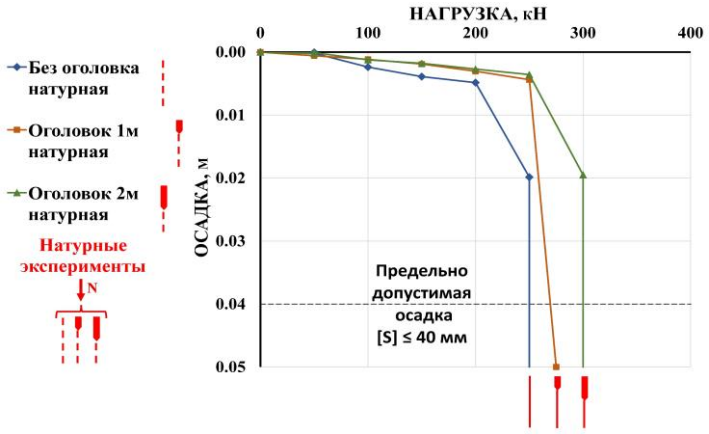


б)



Рис. 5. Конструкции стендов для испытаний БИС с ТВШ:
а – для испытаний вертикальной вдавливающей нагрузкой;
б – для испытаний горизонтальной нагрузкой

а)



б)

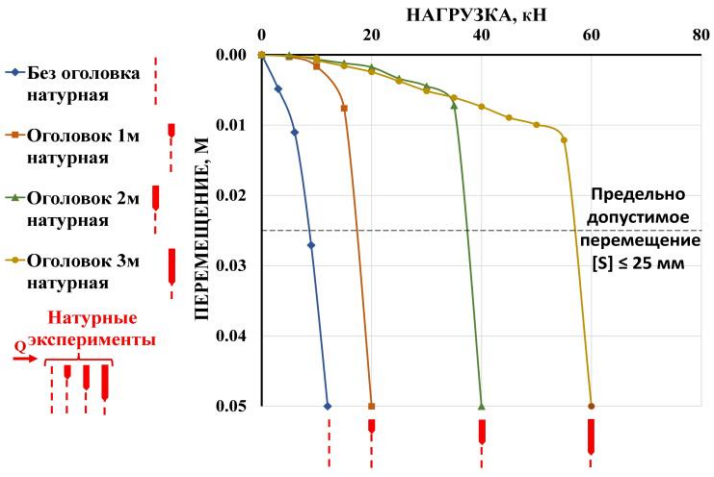


Рис. 6. Графики зависимости нагрузка-осадка по результатам натурных испытаний БИС с ТВШ: *а* – при действии вертикальной вдавливающей нагрузки; *б* – при действии горизонтальной нагрузки

Далее задача рассмотрена в ходе численных исследований. Границы расчетной области приняты 10×10×15 м. Подготовлены четыре расчетные схемы свай с длиной сталебетонных оголовков $L_{\text{Н}}$ = 1,0; 2,0 и 3,0 м, а также схема рядовой сваи без оголовка (рис. 7). Диаметр оголовка принят 0,325 м, общая длина свай L = 9 м (включая оголовок). Принятые свойства грунтов указаны в табл. 1. Характеристики материалов конструкции сваи приняты: для металлического оголовка и внутренней металлической штанги – E = 210 ГПа; ν = 0,3; γ = 78.5 кН/м^3; для заполнения оголовка и рабочего тела сваи бетон – E =30 ГПа; ν = 0,2; γ = 25 кН/м^3.

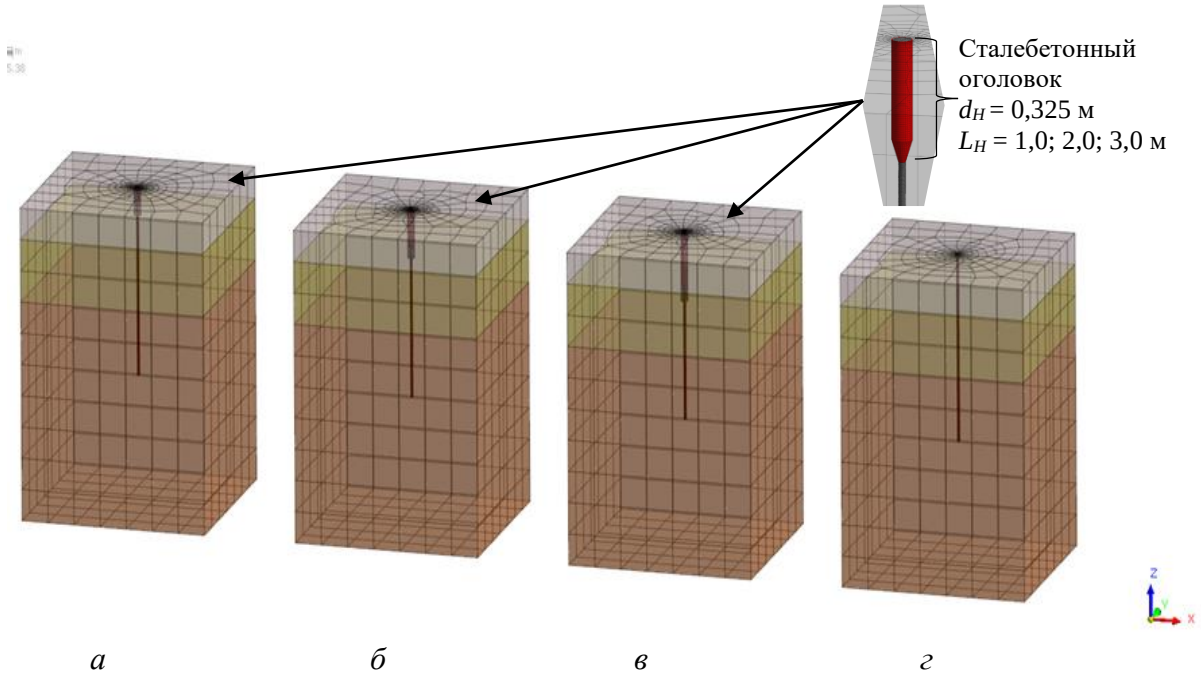


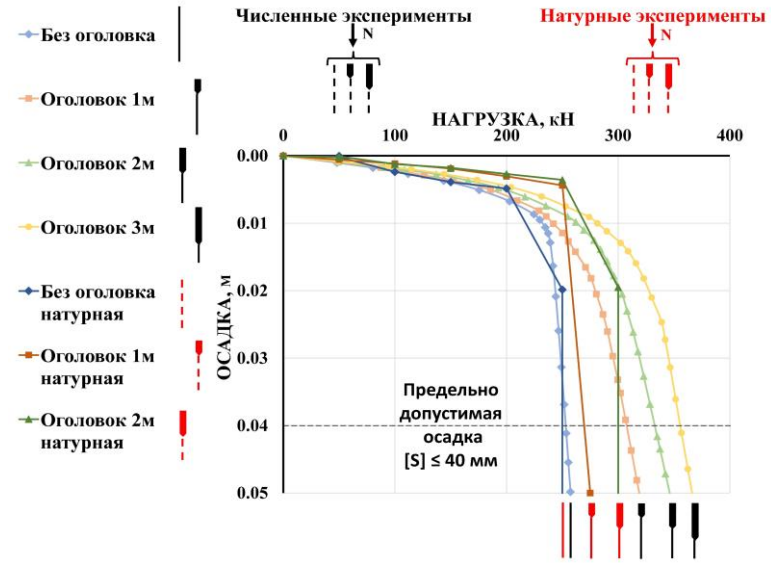
Рис. 7. Расчетные модели БИС с ТВШ с усиленными оголовками длиной:
а – 1 м; *б* – 2 м; *в* – 3 м; *г* – без оголовка

По результатам расчетов построен график зависимости «нагрузка–осадка» при действии вертикальной и горизонтальной силы, результаты сопоставлены с данными натурных экспериментов (рис. 8).

Проведённые численные и экспериментальные исследования подтвердили эффективность устройства сталебетонного оголовка для повышения сопротивления сваи горизонтальной и вертикальной нагрузке, также установлено влияние длины оголовка на итоговый результат, при этом получена хорошая сходимость качественных и количественных результатов.

Для оценки работы буроинъекционных свай при действии горизонтальной нагрузки разработан аналитический метод, основанный на рассмотрении предельного состояния грунта вокруг сваи и выполнении условий статического равновесия системы «свая–грунтовое основание». Метод предназначен для расчета свай как без уширенного оголовка, так и со сталебетонным оголовком различной длины.

а)



б)

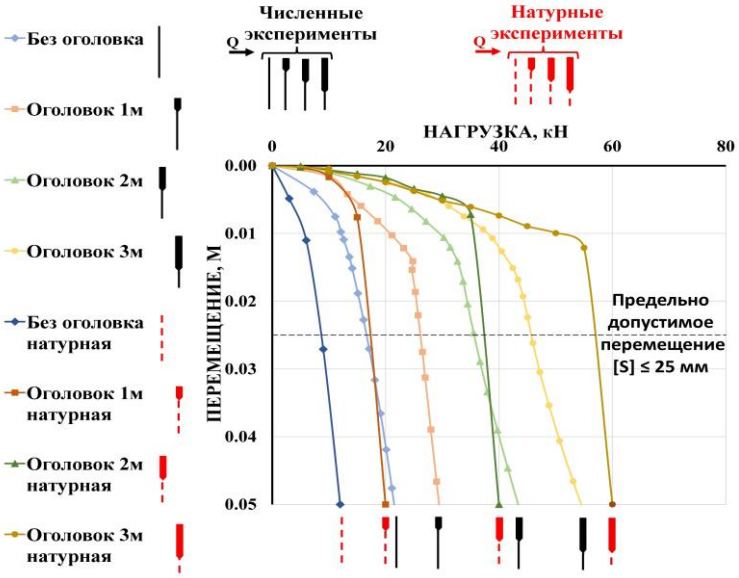


Рис. 8. Сопоставление результатов натурных испытаний с результатами численного моделирования:
а – при действии вертикальной вдавливающей нагрузки;
б – при действии горизонтальной нагрузки

В расчетной схеме свая рассматривается как абсолютно жесткий стержень, поворачивающийся относительно некоторой точки, расположенной в пределах ее длины. Горизонтальная нагрузка, приложенная к голове сваи, воспринимается за счет пассивного давления грунта, формирующегося на боковой поверхности ствола.

Распределение контактного давления грунта принимается линейным по глубине в соответствии с положениями механики грунтов (Н. А. Цытович, 1983). Пассивное давление на малых глубинах определяется выражением:

$$\sigma_y = \gamma z \xi, \qquad (1)$$

где σ_y − пассивное давление, кПа; γ − удельный вес грунта; кН/м^3, z – глубина расчётной точки от дневной поверхности площадки, м, а коэффициент бокового давления – ξ определяется по формуле:

$$\xi = \mathrm{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2), \quad (2)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.В рамках принятой модели предполагается, что нормальные контактные напряжения обращаются в нуль в трех характерных точках: у поверхности грунта, в точке поворота сваи и у ее нижнего конца. Такое допущение связано с локальным разрушением грунта в зонах концентрации напряжений и потерей сопротивления вследствие сдвига.

$$z = 0, \qquad \sigma_p = 0; \quad (3)$$

$$z = l_0, \qquad \sigma_P = 0; \quad (4)$$

$$z = L, \qquad \sigma_p = 0, \quad (5)$$

где L — глубина нижнего конца сваи; l_0 − глубина точки поворота C.

Эпюра контактных давлений по длине сваи принимается кусочно-линейной (рис. 9).

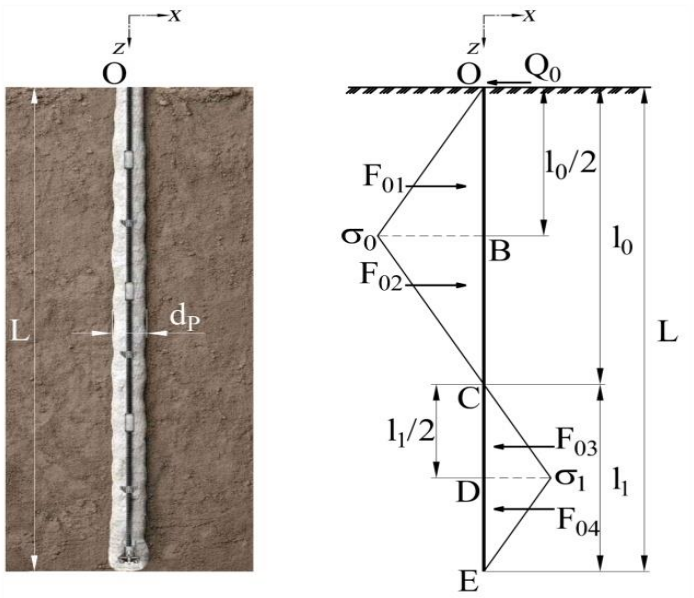


Рис. 9. Расчетная схема висячей сваи без оголовка для определения сопротивления при действии горизонтальной нагрузки

Максимальные значения давления формируются в средних частях участков *OC* и *CE*, расположенных выше и ниже точки поворота *C*. Наклон линейных участков эпюры определяется величиной $\gamma\xi$. Для участков сваи без оголовка контактные напряжения в точках *B* и *D* определяются по формулам:

$$\sigma_0 = \gamma\xi l_0/2, \quad (6)$$

$$\sigma_1 = \gamma\xi l_1/2, \quad (7)$$

где $l_1 = L - l_0$.

Для свай со сталебетонным оголовком дополнительно учитывается изменение контактного давления в пределах усиленной части конструкции. Интенсивность отпора грунта определяется с учетом геометрических параметров оголовка и ствола сваи (рис. 10).

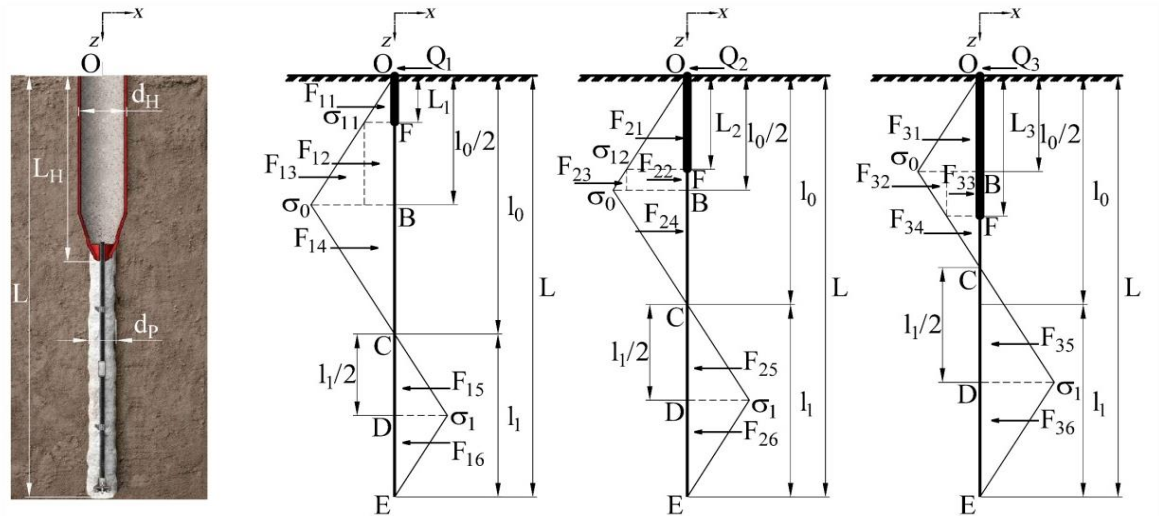


Рис. 10. Расчетная схема исследуемых БИС с ТВШ для определения сопротивления при действии горизонтальной нагрузки:

а – обозначения геометрических параметров сваи; *б, в* – расчетные схемы для свай с оголовками длиной L_H = 1,0 и 2,0 м; *г* – для L_H = 3,0 м

Предельная горизонтальная нагрузка определяется из системы уравнений статического равновесия:

$$\begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M_C = 0 \end{cases}, \tag{8}$$

где $\sum F$ — равенство горизонтальных сил, выраженных через реакции пассивного давления грунта, действующих на сваю, кН; $\sum M_C$ — равенство моментов горизонтальных сил относительно точки поворота *C*, кНм.

Реакции грунта F_i определяются по участкам эпюры контактного давления как произведение площади соответствующей геометрической фигуры на характерный поперечный размер элемента — диаметр ствола сваи d_P или оголовка d_H. Такой подход позволяет перейти от распределённого давления к эквивалентным сосредоточенным реакциям грунта.

При составлении уравнения моментов горизонтальных сил относительно точки поворота *C* реакции грунта, соответствующие простым геометрическим фигурам, умножаются на плечи сил, определяемые как расстояния от центров тяжести этих фигур до точки поворота оси сваи.

В зависимости от длины сталебетонного оголовка L_H рассматриваются различные расчетные схемы. Для свай без оголовка, а также для свай с различной длинной оголовков выражены системы уравнений, позволяющие определить предельную горизонтальную нагрузку и положение точки поворота:

– для сваи без оголовка:

$$\begin{cases} A_P\frac{l_0^2-l_1^2}{2}=Q \\ \frac{A_P}{4l_0}(l_0^3+l_1^3)=Q \end{cases}, \tag{9}$$

– для сваи с оголовком длиной $L_\text{Н} < 3{,}0$ м:

$$\begin{cases} (A_H-2A_P+1)L_H^2+l_0(A_P-1)L_H+\frac{1}{2}(l_0^2-l_1^2)=Q \\ \frac{1}{l_0}\left[(A_H-A_P)\left(l_0L_H^2-\frac{2}{3}L_H^3\right)+\frac{A_P}{4}(l_0^3+l_1^3)\right]=Q \end{cases}, \tag{10}$$

– для сваи с оголовком длиной $L_\text{Н} = 3{,}0$ м:

$$\begin{cases} A_H\left(3L_H^2-2l_0L_H+\frac{l_0^2}{2}\right)+A_P\left(l_0L_H-L_H^2-\frac{l_1^2}{2}\right)=Q \\ \frac{A_H}{6l_0}(2l_0^3-9l_0^2L_H+18l_0L_H^2-8L_H^3)+A_P\left(\frac{2L_H(l_0-L_H)^2}{3l_0}+\frac{l_1^3}{4l_0}\right)=Q \end{cases}. \tag{11}$$

Для упрощения записи вводятся множители $A_\text{Н}$ и $A_\text{Р}$, кН/м^2:

$$A_\text{Н}=\frac{\gamma\xi d_\text{Н}}{2}, \tag{12}$$

$$A_\text{Р}=\frac{\gamma\xi d_\text{Р}}{2}, \tag{13}$$

где $d_\text{Н}$ – диаметр сталебетонного оголовка; $d_\text{Р}$ – диаметр ствола сваи.

Решение задачи выполняется итерационным подбором положения точки поворота l_0 в системах уравнений (9)–(11). Расчет считается завершенным при выполнении условия равенства значений горизонтальной силы, полученных из уравнений равновесия (8).

Результаты исследований

Проведенные расчеты и испытания показали, что наличие сталебетонного оголовка существенно повышает сопротивление сваи горизонтальным нагрузкам. Для исследуемых конструкций свай с оголовками длиной от 1 до 3 м в рамках расчета по разработанному аналитическому методу увеличение сопротивления сваи при действии на нее горизонтальной силы составило от 1,2 до 4,5 раз соответственно по сравнению со сваями без оголовка.

Полученные результаты подтверждают эффективность применения сталебетонных оголовков для повышения сопротивления БИС с ТВШ горизонтальным нагрузками и могут быть использованы при проектировании фундаментов зданий и сооружений, испытывающих такие виды воздействий.

В результате проведенных натурных, экспериментальных и численных исследований предложена и запатентована новая конструкция сваи для использования при строительстве фундаментов зданий и сооружений на

площадках при доминирующем действии расчетных горизонтальных нагрузок, разработана технология устройства буроинъекционной сваи в слабых грунтах с соблюдением выполнения ее наиболее важных технических параметров, проведены натурные испытания исследуемых свай на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, установлено влияние длины оголовка на увеличение сопротивления сваи действующей горизонтальной нагрузке, разработан аналитический метод расчета предельной горизонтальной нагрузки на сваю с учетом устройства в ее верхней части сталебетонного оголовка.

Разработанные технические решения были внедрены в практику строительства при возведении здания в г. Сочи на площадке с высокой сейсмичностью в 9 баллов.

Обсуждение и выводы

Разработанная и внедренная конструкция буроинъекционной сваи со сталебетонным оголовком, предназначенная для работы в условиях доминирующего действия горизонтальных нагрузок, в том числе на слабых пылеватоглинистых грунтах и в сейсмических районах, получила достаточное расчетное и экспериментальное обоснование. Конструкция предусматривает устройство в верхней части сваи усиливающего оголовка из полой металлической трубы, что позволяет снизить изгибные деформации и повысить несущую способность сваи по двум группам предельных состояний. Экспериментальные исследования показали, что применение оголовка увеличивает сопротивление горизонтальной нагрузке в 2,5–4,5 раза, и вертикальной сжимающей нагрузке — на 20 % – 28 % (для исследованных длин свай), что обеспечивает возможность сокращения количества свай в свайном поле и повышения экономической эффективности строительства.

Проведенные численные и аналитические исследования подтвердили эффективность разработанного решения и выявили зависимость несущей способности сваи от длины сталебетонного оголовка. Установлено, что увеличение длины оголовка с 1 до 3 м приводит к росту сопротивления сваи при действии горизонтальной нагрузки на 50 % – 80 %, а результаты расчетов и натурных испытаний показали расхождение не более 15 %. Разработан аналитический метод расчета несущей способности буроинъекционной сваи со сталебетонным оголовком, позволяющий определять предельно допустимую горизонтальную нагрузку с учетом геометрических параметров конструкции.

Практическое внедрение разработанных свай подтвердило достоверность полученных результатов и высокую эффективность предложенных технических решений.

Список источников

1. Micropile Design and Construction Reference Manual for NHI Course 132078 / P. J. Sabatinia [et al.]; U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. – Washington, D.C., 2005. – 436 p. – (Publication No. FHWA NHI-05-039).

2. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов; ВНИИНТПИ. – 4-е издание, переработанное и дополненное. – М.: ВНИИНТПИ, 2000. – 318 с. – ISBN 5-93803-002-1. – EDN XWUYTJ.

3. Патент № 2761795 C9 Российская Федерация, МПК E02D 5/46. Способ возведения буронабивной сваи повышенной несущей способности для строительства в сейсмических районах: № 2021107589: заявл. 22.03.2021: опубл. 26.01.2022 / М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко [и др.]; заявитель ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина».

4. Патент № 2855305 C1 Российская Федерация, МПК E02D 5/46. Способ устройства анкерной сваи повышенной несущей способности для строительства фундаментов зданий в сейсмических районах: заявл. 04.02.2025: опубл. 30.01.2026 / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев, И. Г. Азов [и др.]; заявитель ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина».

5. Патент № 2256748 C2 Российская Федерация, МПК E02D 27/12, E02D 27/16. Свайный фундамент и способ возведения свайного фундамента: № 2003118775/03: заявл. 23.06.2003: опубл. 20.07.2005 / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев; заявитель ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина».

6. Патент № 2378454 C1 Российская Федерация, МПК E02D 27/14. Способ возведения свайно-плитного фундамента: № 2008133436/03: заявл. 14.08.2008: опубл. 10.01.2010 / К. Ш. Шадунц, М. Б. Мариничев; заявитель ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина».

7. СП 24.13330.2021 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 / АО «НИЦ «Строительство» – НИИОСП им. Н.М. Герсеванова – М., 2023. – 113 с.

8. Полищук, А. И. Основания и фундаменты, подземные сооружения / А. И. Полищук, М. Б. Мариничев. – 3-е издание, переработанное и дополненное. – М.: Издательство АСВ, 2023. – 558 с. – ISBN 978-5-4323-0372-1.

9. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. – 2-е изд., доп. и перераб. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 1040 с.

10. Мариничев, М. Б. Особенности расчета и конструирования свайных фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях / М. Б. Мариничев, П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко, И. Г. Ткачев // Свайные фундаменты: тенденции, проблемы и перспективы развития: Презентации и тезисы докладов II международной научно-практической конференции, Москва, 09–10 сентября 2020 года. – М.: Международная ассоциация фундаментостроителей, 2020. – С. 44-103.

© Азов И. Г., Мариничев М. Б.,
Ляшенко П. А., Денисенко В. В., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-112-120

МЕТОДЫ РАСЧЁТА КОЭФФИЦИЕНТОВ ПОСТЕЛИ: АНАЛИЗ И ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО ПОДХОДА

Е. С. Сербина

Индивидуальный предприниматель Сербина Екатерина Сергеевна,
г. Ростов-на-Дону, Россия

Аннотация. *Цель исследования – сравнение методов расчёта коэффициентов постели по их влиянию на внутренние усилия в плите (изгибающие моменты) и распределение осадок, для определения наиболее адекватной модели работы основания. В качестве эталона для сравнительного анализа приняты фундаментные плиты с геометрическими параметрами в плане 20×20 м, 30×60 м, толщиной t =150 мм с постоянной равномерно-распределенной нагрузкой по площади равной 20 т.*

Ключевые слова: *коэффициент постели, модуль Грунт, модель Пастернака, модель Винклера, программный комплекс Лира-САПР, коэффициент Пуассона*

METHODS FOR CALCULATING SUBGRADE REACTION COEFFICIENTS: ANALYSIS AND SELECTION OF THE OPTIMAL APPROACH

E. S. Serbina

Sole Proprietor Serbina Ekaterina Sergeevna, Rostov-on-Don, Russia

Annotation. *The aim of the study is to compare methods for calculating subgrade reaction coefficients in terms of their impact on the internal forces in the slab (bending moments) and the distribution of settlements, in order to determine the most adequate model for the behavior of the foundation. As a reference for comparative analysis, foundation slabs with the following geometric parameters are adopted: 20×20 m, 30×60 m in plan, thicknesses t = 150 mm, subjected to a constant uniformly distributed load of 20 tons over the area.*

Keywords: *subgrade coefficient, «Soil» module, LiRA-SAPR software, Winkler model, Pasternak model, Poisson's ratio*

При проектировании конструкций перед инженером возникает проблема выбора метода расчета коэффициентов постели, который наиболее точно отражал бы взаимную работу грунта и здания.

На данный момент используются три Метода [2]:

Метод 1 (модель Пастернака) — коэффициент постели C_1 зависит от усредненного модуля деформации (*формула, реализованная ПК «Лира-САПР»)*:

$$C_1 = \frac{E_0}{H_c \cdot (1-2 \cdot \upsilon_0^2)}, \quad (1)$$

где E_0 — усредненное значение модуля деформации; H_c — глубина сжимаемой толщи; υ_0 — коэффициент Пуассона.

Метод 2 (модель Винклера-Фусса) — коэффициент постели С1 зависит от среднего давления под подошвой и осадки:

$$C_1 = \frac{q}{S}, \quad (2)$$

где $q = \frac{P}{\eta \cdot b^2}$ — среднее давление под подошвой фундамента; b — размер меньшей стороны фундамента; η — отношение сторон фундамента; S — осадка основания.

Метод 3 (модифицированная модель Пастернака) — расчет коэффициента постели C_1 происходит с учетом нарастания модуля деформации по глубине грунта:

$$\mathrm{E_o} = \frac{\mathrm{H_c}}{\sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{u_i * E_i}}, \quad (3)$$

где u — поправочный коэффициент; H_c — глубина сжимаемой толщи; h_i — толщина i-го слоя грунта; E_i — модуля деформации i-го слоя грунта.

Надо отметить, что из трех наиболее популярных методов расчета, пользователи отдают предпочтения 1-му или 2-му, так как *метод 3* хоть и рассматривался авторами с разными подходами, но в нормы так и не вошел.

Так же для конечного пользователя важно выполнять все расчеты здания в одном доступном ПО и иметь четкое обоснование принятых решений, так как выбор Метода расчета коэффициента постели влияет на НДС конструктивных элементов здания [4, 5].

Поэтому в данном исследовании были выполнены вычисление коэффициентов постели по 1-му и 2-му методам с учётом разного типа моделирования основания (Лира-САПР, Модуль «Грунт») и полученные данные по осадке и глубине сжимаемой толщи сопоставлены с результатами ручного расчёта по схеме линейно-деформированного полупространства (ЛПП) согласно СП 22.13330.2016 [1].

В качестве эталона для сравнительного анализа проведены расчеты фундаментных плит с геометрическими параметрами:

– 20×20 метра, толщиной t = 150 мм;

– 30×60 метра, толщиной t = 150 мм;

Нагрузка для расчета принята постоянной равномерно-распределенной по площади, равной 20 тонн. Собственный вес плиты не учитывался.

В качестве грунта основания принят плотный гравелистый песок с характеристиками, представленными в табл. 1.

Залегание плиты — по рельефу, т. е., выемка грунта котлована отсутствует.

Расчет выполнялся в следующей последовательности:

1. Расчет C_1 по *методу 2* с учетом переменной сжимаемой толщи Нс.
2. Расчет C_1 по *методу 2* с учетом постоянной сжимаемой толщи Нс.
3. Расчет C_1, C_2 по *методу 1* с учетом переменной сжимаемой толщи Нс.

4. Расчет C_1, C_2 по *методу 1* с учетом постоянной сжимаемой толщи Нс.

5. Расчет C_1, C_2 по *методу 1* с учетом постоянной сжимаемой толщи Нс, при этом коэффициент C_1, C_2 считаем по площади плиты и C_1, C_2 — по контуру при помощи законтурных элементов (Двухузловые КЭ53, Одноузловые КЭ54) [3].

6. Расчет C_1, C_2 по *методу 1* с учетом постоянной сжимаемой толщи Нс, при этом также коэффициент C_1, C_2 считаем по площади плиты, и C_1, C_2 — по контуру при помощи четырехузловых КЭ41, КЭ44 [3].

7. Расчет по схеме ЛПП по СП 22.13330.2016.

Таблица 1

№ ИГИ	Наименование грунта	Модуль деформации, т/м^2	Коэф.фициентПуассона	Удельный вес грунта, т/м^3	Коэффициент по 2 модулю деформации	Природная влажность, доли	Коэффициент пористости	Удельное сцепление, т/м^2	Угол внутреннего трения, град	Предельное напряжение растяжения, т/м^2	Коэффициент Савинова, т/м^3
1	Плотный граве-листый песок	4000	0,27	2,05	5	0,05	0,55	0,4	38	0,39	1400

С учетом пункта 4.2 СП 22,13330,2016, минимальная сжимаемая толща для фундамента, размерами 20×20 м минимальная глубина сжимаемой толщи – 6 м, для фундамента 30×60 м – 7 м

Полученные результаты расчетов для плиты габаритами 20×20 приведены на рис. 4 и 5.

Расчет осадки по СП 22.13330.2016 проводился по формулам:

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} * h_i}{E_{e,i}}, \quad (4)$$

где $\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot p$ — вертикальное напряжение (центр плиты); $\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot p/4$ — вертикальное напряжение (угол плиты); h_i — толщина i-го слоя грунта; E_i — модуля деформации i-го слоя грунта; β — безмерный коэффициент, равный 0.8.

Для сравнительной оценки результаты для плиты размерами 20×20 м сведены в табл. 2.

Для сравнительной оценки результаты для плиты размерами 30×60 м сведены в табл. 3.

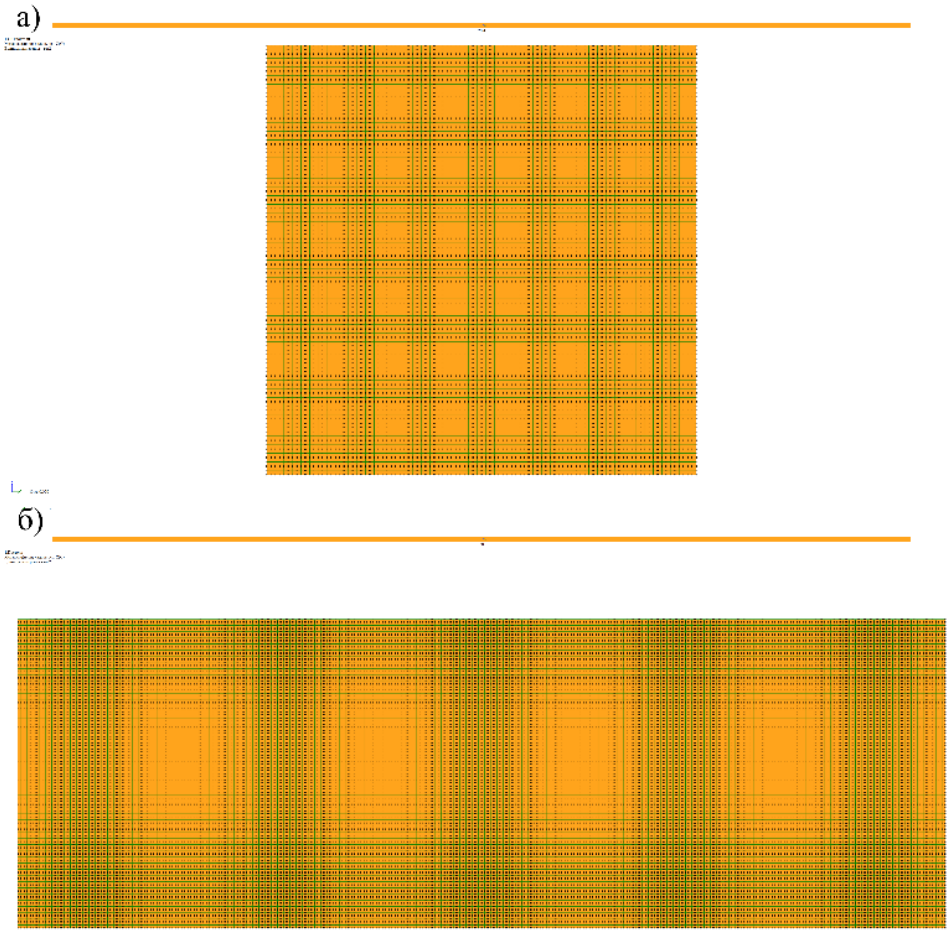


Рис. 1. Расчетная модель:
а – плита, размерами 20×20 м; *б* – плита, размерами 30×60 м

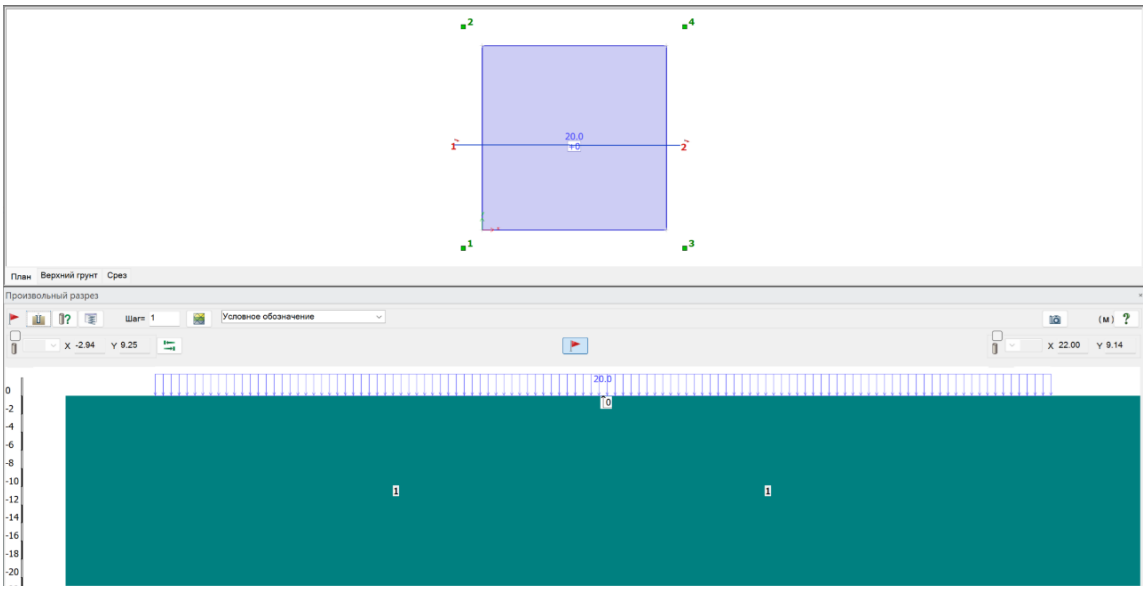


Рис. 2. Схема приложения нагрузки на грунтовое основание
Ограничение перемещений в направлениях *X* и *Y* обеспечены при помощи КЭ 56

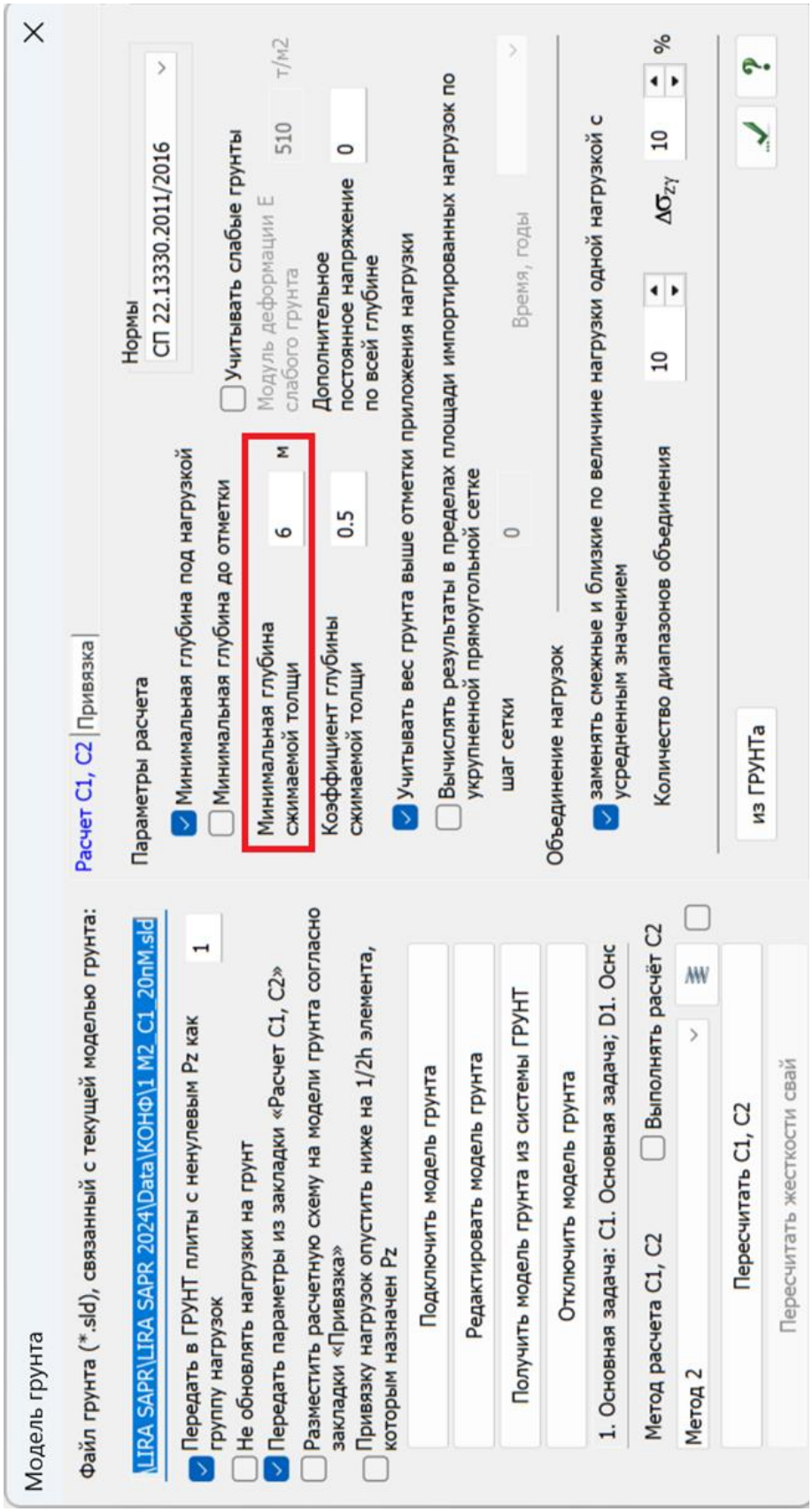


Рис. 3. Схема задания исходных данных для модели грунт

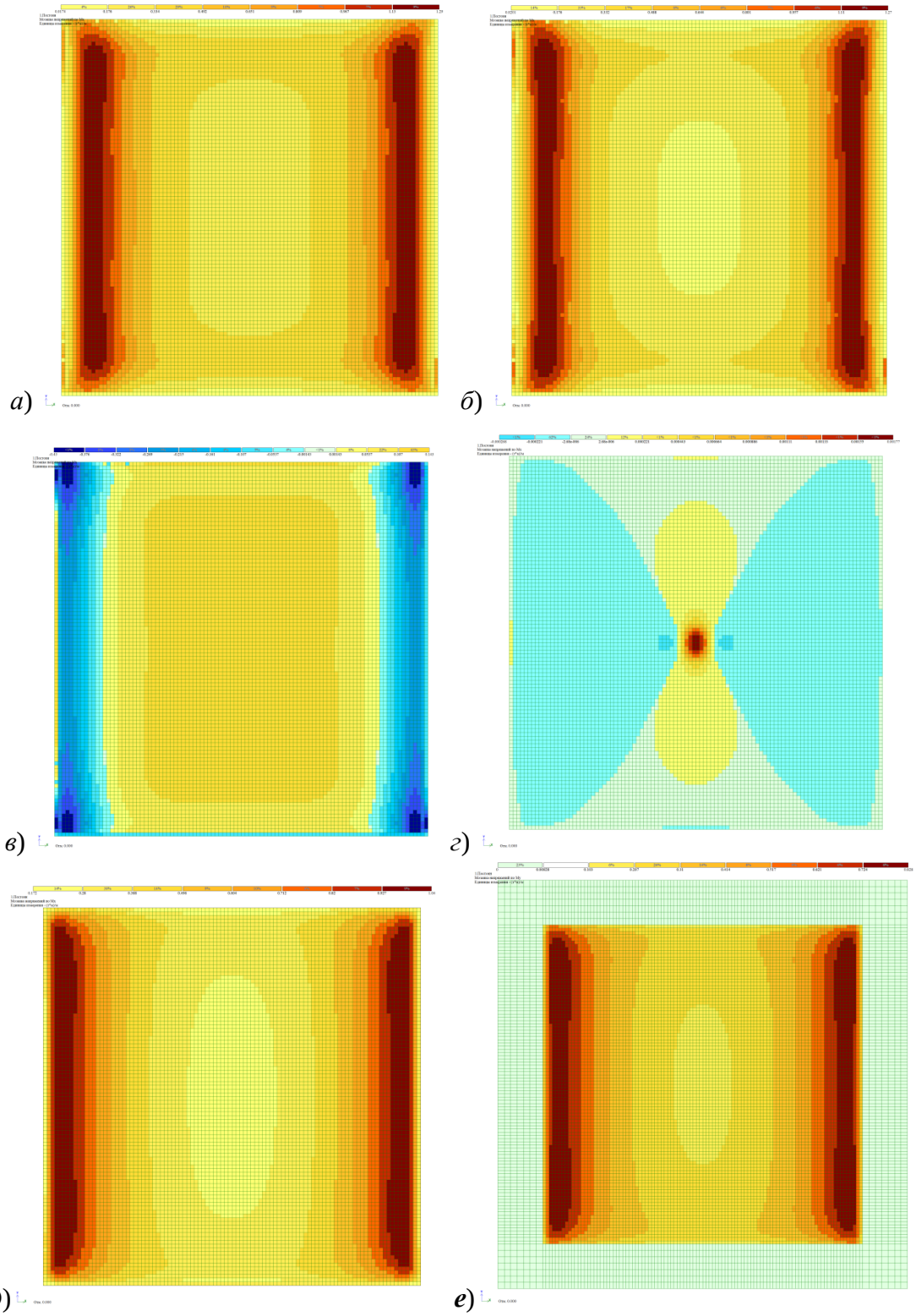


Рис. 4. Мозаика напряжений по Мх:
а – расчет по *методу 2*, минимальная H_c = 6 м (итерация 5); *б* – расчет по *методу 2*, минимальная H_c = 11,9 м (итерация 5); *в* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 6 м; *г* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 11,7 м; *д* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 11,9, вводятся КЭ53, 54; *е* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 11,9, вводятся КЭ44 с E = 0

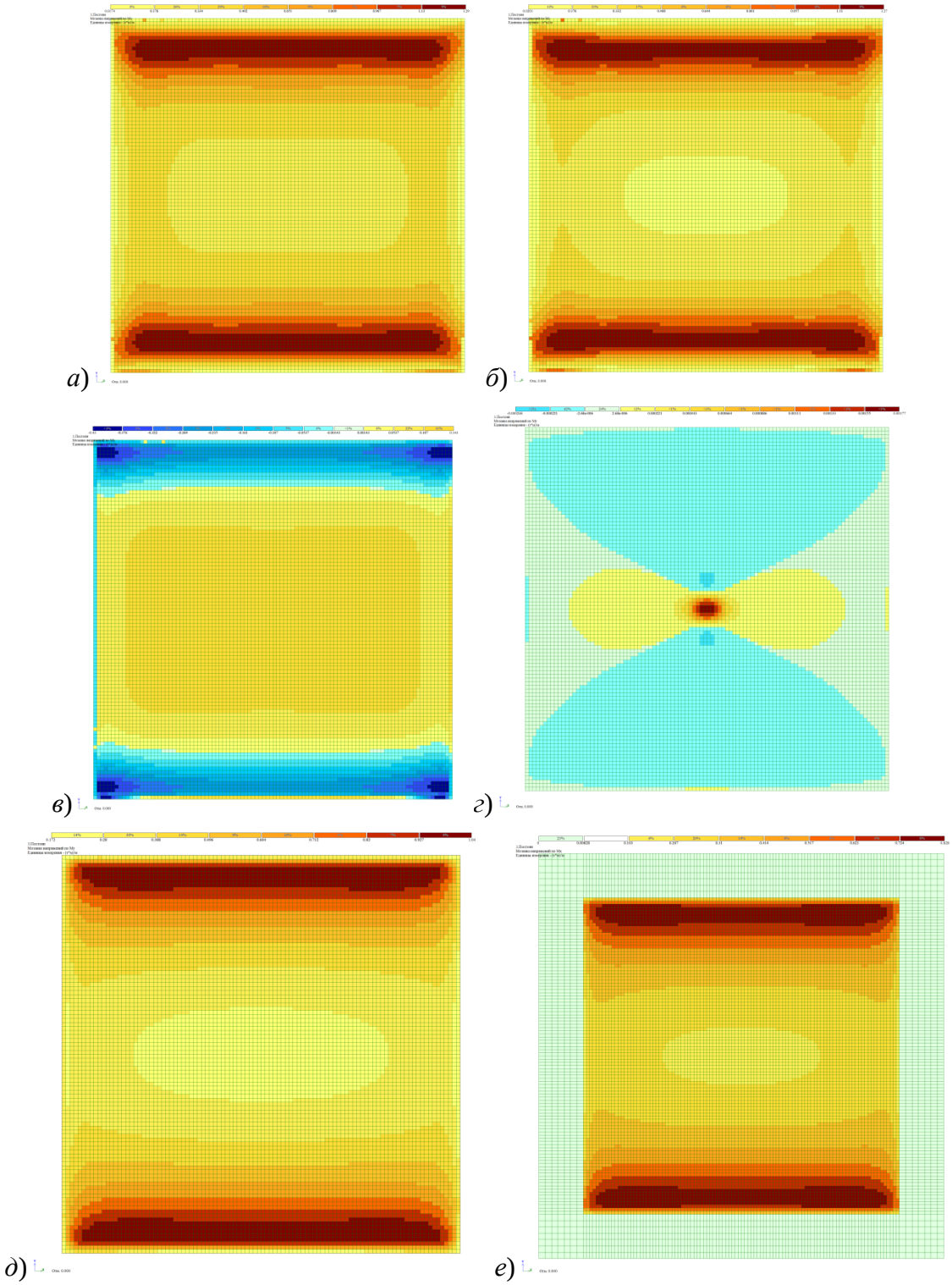


Рис. 5. Мозаика напряжений по My:
а – расчет по *методу 2*, минимальная H_c = 6 м (итерация 5); *б* – расчет по *методу 2*, минимальная H_c = 11,9 м (итерация 5); *в* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 6 м; *г* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 11,7 м; *д* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 11,9, вводятся КЭ53, 54; *е* – расчет по *методу 1*, минимальная H_c = 11,9, вводятся КЭ44 с E = 0

Таблица 2

№ п/п	Метод	Описание		Перемещение Z, мм		Глубина сжимаемой толщи Hc, м		Коэф.C_1, т/м^3		Коэф. C_2, т/м^3	
				Центр	Угол	Центр	Угол	Центр	Угол	Центр	Угол
1	Метод 2 (C_1)	Hc переменная	Итерация 1	41.1	7.15	11.9	6	485	2740	-	-
			Итерация 5	41	6.97	11.9	6	488	2790	-	-
2		Hc постоянная (11.9)	Итерация 1	41	13.7	11.9	11.9	488	1650	-	-
			Итерация 5	40.9	13.3	11.9	11.9	488	1817	-	-
3	Метод 1 (C_1/C_2)	Hc переменная		45.5	33.9	11.7	6	402	784	6160	3160
4		Hc постоянная		50.1	50	11.9	11.9	393	393	6250	6250
5		Hc постоянная + КЭ53, 54		43.7	12.6	11.9	11.9	393	393	6250	6250
6		C1 постоянная + КЭ41		45.1	19.9	11.9	11.9	393	393	6250	6250
7	СП22	Hc переменная		40.2	5.9	12	6	497.5	3389.8		
8	СП22	Hc постоянная		40.2	11.46	12	12	497.5	1745		

Таблица 3

№ п/п	Метод	Описание		Перемещение Z, мм		Глубина сжимаемой толщи Hc, м		Коэф. C_1, т/м^3		Коэф.C_2, т/м^3	
				Центр	Угол	Центр	Угол	Центр	Угол	Центр	Угол
1	Метод 2 (C_1)	Hc переменная	Итерация 1	48.5	8.42	13.6	7	413	2450	-	-
			Итерация 5	48.5	8.25	13.6	7	413	2677	-	-
2		Hc постоянная (13.6)	Итерация 1	48.5	15.5	13.6	13.6	413	1450	-	-
			Итерация 5	48.4	15	13.6	13.6	413	1574	-	-
3	Метод 1 (C_1/C_2)	Hc переменная		54	36.2	13.4	7	348	669	7047	3675
4		Hc постоянная		58.1	58.1	13.6	13.6	344	344	7139	7139
5		Hc постоянная + КЭ53, 54		51.7	14.5	13.6	13.6	344	344	7139	7139
6		C1 постоянная + КЭ41		58.2	47.3	13.6	13.6	344	344	7139	7139
7	СП22	Hc переменная		50.24	6.91	14	7	398	4040		
8	СП22	Hc постоянная		50.24	11.63	14	14	398	1720		

Заключение

Модель Винклера (*метод 2)* не учитывает взаимодействие соседних элементов грунта за пределами контура фундамента, что приводит к краевому эффекту – завышению значений перемещения на углах плиты.

Модель Пастернака (*метод 1*) предполагает усреднение характеристик грунта, что может отрицательно влиять на конечный результат особенно при наличии неоднородных грунтов.

При использовании *метода 1* рекомендуется вводить законтурные элементы КЭ53/54, которые обеспечивают затухание деформаций за пределами плиты, предотвращают появление пиков напряжений на краях, приближают работу взаимодействия плиты и грунта к более реальной.

Анализ показал, что расчет по *методу 2* с постоянным максимальным значением сжимаемой толщи под всей площадью фундамента дает аналогичные результаты расчету по *методу 1* с применением законтурных элементов КЭ53/54.

Список источников

1. СП22.13330-2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

2. Ромашкина, М. А. Программный комплекс Лира-САПР. Руководство пользователя / М. А. Ромашкина, В. П. Титок. – 2018.

3. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер // Издательство СКАД СОФТ. Издательство Ассоциации строительных вузов. Издательство ДМК Пресс. - Москва 2011 с.421-428

4. Трегуб, А. Ю. Сравнение методов расчета коэффициентов постели основания, используемых в расчетах плитных каркасных зданий / А. Ю. Трегуб, С. А. Егоров // Сборник статей «Эффективные строительные конструкции: теория и практика». – Пенза, 2021. – С. 107-109.

5. Оценка влияния неоднородности коэффициента постели грунтового основания на НДС конструктивных элементов здания (при расчете на конечную осадку) / В. С. Бабалич, Ю. С. Вильгельм, В. Н. Власов [и др.] // Инженерный вестник Дона. – № 1. – Волгоград, 2019.

© Сербина Е. С., 2026

УДК 624.154–4
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-121-125

АКТУАЛЬНОСТЬ НАПРАВЛЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО РАБОТЕ ЗАБИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ С ПАЗАМИ НА ИХ БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ

В. А. Демченко

Кубанский государственный аграрный университет им. И.Т. Трубилина, г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Представлены основные сведения об особенностях конструктивного решения свай сплошного квадратного сечения, имеющих продольные пазы на боковых гранях. Приведены результаты ранее выполненных лабораторных и полевых испытаний рассматриваемых свай с пазами на осевую вдавливающую нагрузку. Выявлено повышение несущей способности свай за счет устройства продольных пазов. В результате анализа разработанной аналитической модели установлено влияние размеров пазов, их формы и количества на несущую способность свай. Приводится обоснование актуальности результатов исследований.*

Ключевые слова: *свая, продольные пазы, оптимальная форма поперечного сечения, несущая способность, осевая вдавливающая нагрузка*

THE RELEVANCE OF THE RESEARCH DIRECTION ON THE BEHAVIOR OF DRIVEN REINFORCED CONCRETE PILES WITH GROOVES ON THEIR SIDE SURFACE

V. A. Demchenko

I. T. Trubilin Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

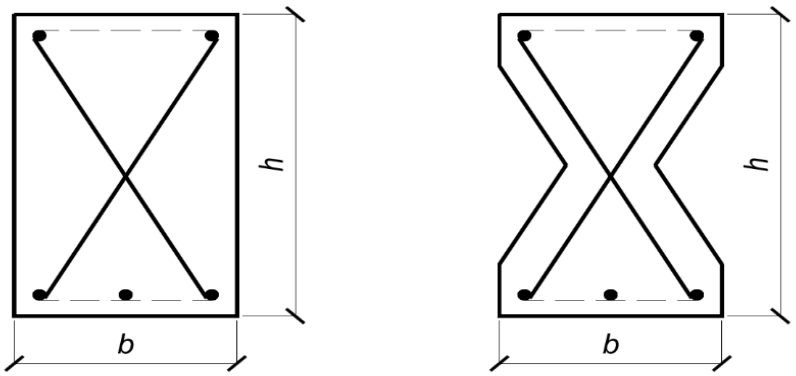
Annotation. *This paper presents information about the design features of solid square piles with longitudinal grooves on the side faces. The results of previously performed laboratory and field tests of the piles under consideration with grooves for an axial indentation load are presented. An increase in the bearing capacity of piles due to the presence of longitudinal grooves was revealed. As a result of the analysis of the developed analytical model, the influence of the size of the grooves, their shape and quantity on the bearing capacity of piles has been established. The substantiation of the relevance of the research results is given.*

Keywords: *pile, longitudinal grooves, optimal cross-sectional shape, bearing capacity, axial indentation load*

В Кубанском государственном аграрном университете под руководством д-ра техн. наук, профессора А. И. Полищука ведутся исследования оценки работы свайных фундаментов зданий и сооружений в глинистых грунтах, которые являются одними из основных и наиболее часто применяемых конструктивных решений в современном строительстве. Их популярность связана со схемой взаимодействия фундамента с грунтом основания, которая позволяет использовать сваи для зданий и сооружений в широком диапазоне нагрузок. Несмотря на простоту конструкции свай, все время

ведутся работы по повышению их несущей способности и снижения материалоемкости. Решение этих задач возможно в основном за счет изменения формы поперечного сечения свай и способов их устройства.

Одно из конструктивных решений, направленное на снижение материалоемкости стандартных железобетонных забивных свай сплошного квадратного сечения, было предложено в 1983 году сотрудниками Томского инженерно-строительного института А. М. Болдышевым, А. И. Мальгановым и А. И. Полищуком [1]. Основная идея заключалась в исключении части бетона на гранях забивной сваи квадратного сечения с образованием продольных углублений заданной формы и размеров. Такие углубления авторами были названы пазами. Устройство пазов оказалось возможным за счет специально разработанной схемы армирования сваи, заключающейся в установке плоских арматурных каркасов вдоль диагоналей ее поперечного сечения. Первоначально это решение применялось для сборных железобетонных балок заводского изготовления (рис. 1). Как отмечается авторами, данная схема армирования может сократить расход бетона до 25 % [2].



а *б*

Рис. 1. Поперечные сечения железобетонной балки, армированной плоскими диагональными каркасами:
а – сечение прямоугольной формы; *б* – сечение с пазами

Для оценки несущей способности свай с пазами по грунту А. И. Полищуком и др. (1983–1989 гг.) были проведены лабораторные и натурные испытания свай с пазами различной формы и размеров (рис. 2 и 3) [3, 4]. Полученные результаты показали, что для свай с пазами наблюдается повышение их несущей способности на 5 % – 10 %. Однако наблюдаемый прирост несущей способности объяснения сразу не получил, а сами исследования остались пока без внимания.

На сегодняшний день ввиду хорошо проработанной теоретической и технологической базы использование стандартных сборных железобетонных свай заводского изготовления остается конкурентоспособным в целом ряде случаев. Поэтому дальнейшие исследования работы свай с пазами, как более экономичных и имеющих повышенную несущую способность, являются актуальными.

Теоретическое обоснование повышения несущей способности свай с пазами было выполнено в работах [5, 6]. В рамках предположения о равенстве осредненных по периметру касательных напряжений, возникающих на боковой поверхности сваи внутри и вне паза, получена аналитическая формула несущей способности сваи с пазами. Эта формула в общем виде может быть представлена суммой:

$$F_0 = F_0' + \Delta F, \tag{1}$$

где F_0' — несущая способность аналогичной по размерам стандартной сваи без пазов; ΔF — приращение несущей способности за счет пазов, определяемое, например, для пазов клиновидной формы, по формуле

$$\Delta F^w = -n \cdot R_0 \cdot \tan(0{,}5\beta) \cdot \delta^2 + 2 \cdot n \cdot T \cdot \left(\frac{1-\sin(0.5\beta)}{\cos(0.5\beta)}\right) \cdot \delta. \tag{2}$$

Здесь n — количество пазов; R_0 и T — параметры прочности грунта под острием сваи и на ее боковой поверхности; β — угол в вершине клиновидного паза; δ — глубина клиновидного паза.

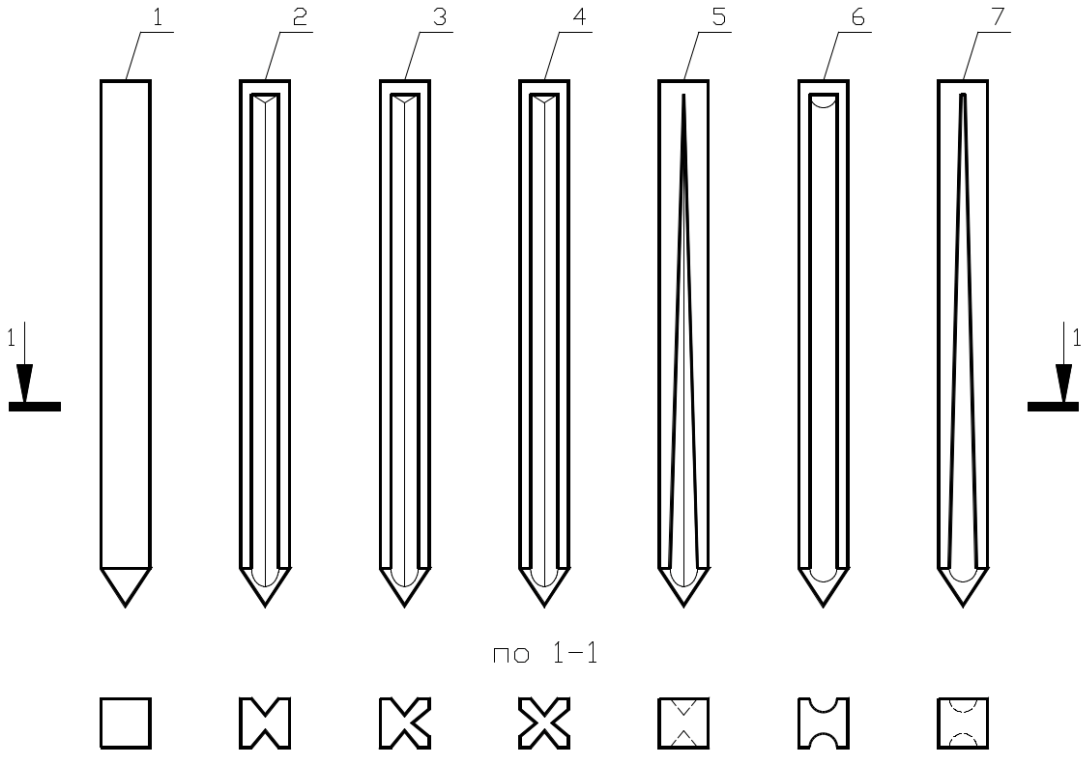


Рис. 2. Конструкции моделей свай, используемых в лабораторных экспериментах:
1 – сплошного квадратного сечения; 2 – с двумя клиновидными пазами постоянной глубины; 3 – с тремя клиновидными пазами постоянной глубины; 4 – с четырьмя клиновидными пазами постоянной глубины; 5 – с двумя клиновидными пазами переменной глубины; 6 – с двумя полукруглыми пазами постоянной глубины; 7 – с двумя полукруглыми пазами переменной глубины

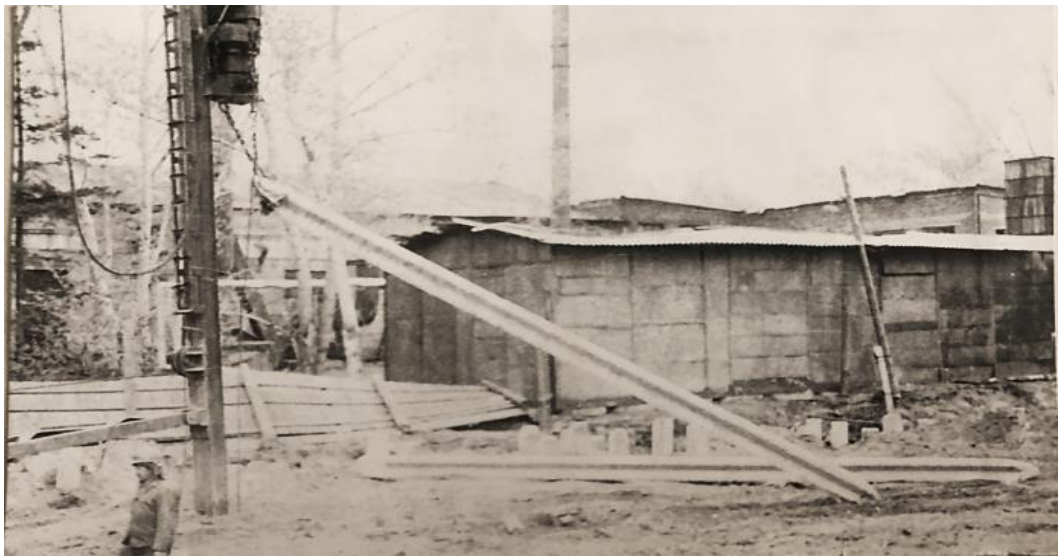


Рис. 3. Подготовка к натурным испытаниям железобетонных свай с пазами

Формула (1) показывает принципиальное влияние пазов на несущую способность сваи. В соответствии с формулой (2) приращение несущей способности за счет пазов зависит от их размеров квадратичным образом. Это значит, что при увеличении размера (глубины) паза δ приращение несущей способности ΔF возрастает и достигает максимального значения ΔF_{max}, оставаясь при этом положительным, а при дальнейшем увеличении δ приращение несущей способности ΔF снижается вплоть до нулевого или даже отрицательного значения.

Такое поведение ΔF относительно δ объясняется тем, что с одной стороны пазы увеличивают площадь боковой поверхности сваи, что повышает ее несущую способность по боковой поверхности, а с другой стороны уменьшают площадь поперечного сечения сваи, то есть снижают ее несущую способность по острию.

Кроме того, из формулы (2) следует, что увеличение количества пазов n в свае приводит к пропорциональному увеличению приращения ее несущей способности ΔF. Учитывая это, а также формулу (1), можно отметить, что каждый паз дает вклад в несущую способность отдельно и является самостоятельным конструктивным элементом сваи, участвующим в формировании ее несущей способности. Этот вывод справедлив для пазов любой формы.

Размер (глубина) пазов, при котором приращение несущей способности ΔF достигает максимального значения ΔF_{max} является оптимальным. В работе [6] получены формулы для оптимальных размеров пазов клиновидной и полукруглой формы. Они имеют вид:

$$\delta_{opt} = \left(\frac{1}{\sin(0.5\beta)} - 1\right) \cdot \frac{T}{R_0}, \quad (3)$$

$$\rho_{opt} = 0{,}363 \cdot \frac{T}{R_0}, \quad (4)$$

где δ_{opt} — оптимальная глубина клиновидного паза; ρ_{opt} — оптимальный радиус (глубина) полукруглого паза.

Формулы (3), (4) показывают, что оптимальные размеры пазов зависят от механических свойств грунтов под острием и по боковой поверхности сваи, длины сваи, а также угла в вершине для пазов клиновидной формы и не зависят от размеров поперечного сечения сваи. Также можно видеть, что для пазов оптимальных размеров приращение несущей способности $\Delta F_{\max}$ всегда является положительным.

Таким образом, выполненные исследования показали перспективность применения рассматриваемой конструкции свай в составе фундаментов промышленных и гражданских зданий.

Список источников

1. Исследование несущей способности свай различной формы / А. И. Полищук, А. И. Мальганов, Ю. А. Калачев, С. В. Петров // Строительство и транспорт: Молодые ученые и специалисты народному хозяйству: под ред. Г. Г. Шмидта. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1983. – С. 18.

2. Болдышев, А. М. Исследование железобетонных конструкций, армированных диагонально расположенным каркасами / А. М. Болдышев, А. И. Мальганов // Исследования по строительным конструкциям и строительной механике; под ред. А. М. Черняка, А. М. Болдышева. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1983. – С. 17-27.

3. Полищук, А. И. Экспериментальные исследования работы моделей свай различной геометрической формы в глинистых грунтах / А. И. Полищук, А. И. Мальганов // Проблемы гидрогеологии, инженерной геологии, оснований и фундаментов: сб. ст.; под ред. В. Е. Ольховатенко. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1988. – С. 18-27.

4. Экспериментальные исследования несущей способности забивных свай с пазами / А. И. Полищук, А. М. Болдышев, А. И. Мальганов, В. Ф. Ширяев // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям; под ред. А. М. Черняка. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1989. – 206 с. – С. 117-128.

5. Полищук, А. И. Обоснование оптимальных размеров клиновидных пазов на боковой поверхности железобетонных свай для повышения их несущей способности по грунту / А. И. Полищук, В. А. Демченко // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: Материалы науч.-техн. конференции, Новочеркасск, 28–30 сентября 2022 года. – Новочеркасск: Лик, 2022. – С. 161-168.

6. Полищук, А. И. Несущая способность забивных висячих свай с продольными пазами на их боковой поверхности / А. И. Полищук, В. А. Демченко // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14. № 1. – С. 43-58. – DOI 10.15593/2224-9826/2023.1.04.

© Демченко, В. А., 2026

УДК 624.154
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-126-130

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ С УШИРЕНИЕМ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

В. С. Глухов, М. В. Панкина

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза, Россия

Аннотация. *Рассматривается методика оценки несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением (СПСУ) по результатам динамического контроля «отказа» на этапе формирования уширения. Авторами предложено определять несущую способность уплотненного грунта под уширением с использованием модернизированной формулы Н. М. Герсеванова, учитывающей энергию удара трамбовки, массу системы и свойства грунта. Установлены зависимости несущей способности уширения от величины «отказа» для различных типов грунтов, представленные в виде графиков и таблиц. Рекомендовано выполнять динамический контроль для каждой сваи с корректировкой объема щебня, что позволяет обеспечить требуемую несущую способность на разных участках строительной площадки. Результаты апробированы при строительстве ряда объектов в Нижнем Новгороде и Тольятти.*

Ключевые слова: *сваи в пробитых скважинах с уширением, несущая способность, динамические испытания, динамический контроль*

BEARING CAPACITY OF PILE IN PUNCHED HOLE WITH BROADENING BASED ON DYNAMIC TEST RESULTS

V. S. Glukhov, M. V. Pankina

Penza State University of Architecture and Construction, Penza, Russia

Annotation. *The article discusses a method for assessing the bearing capacity of pile in punched hole with broadening (PPB) based on dynamic control of the «refusal» at the stage of base formation. The authors propose determining the bearing capacity of compacted soil beneath the enlarged base using a modified N.M. Gersevanov formula that accounts for the rammer impact energy, system mass, and soil properties. Relationships between the bearing capacity of the enlarged base and the refusal value are established for various soil types, presented in graphs and tables. Dynamic control is recommended for each pile with adjustment of the crushed stone volume, ensuring the required bearing capacity across different construction site areas. The results have been validated during the construction of several facilities in Nizhny Novgorod and Tolyatti.*

Keywords: *pile in punched hole with broadening, bearing capacity, dynamic tests, dynamic control*

Введение

При проектировании свайных фундаментов по мере назначения длины сваи с учетом характера напластования грунтов площадки строительства наиболее важным вопросом считается определение несущей способности свай и подтверждение последней в процессе устройства свайного поля.

В современной практике существует четыре метода определения несущей способности свай: расчетный, по результатам статических или динамических испытаний, по результатам статического зондирования.

В настоящее время принято считать, что расчетный метод оценки несущей способности сваи носит предварительный характер [1, 2]. Последняя в обязательном порядке должна уточняться по результатам полевых испытаний, вид которых назначается в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства. Наиболее достоверным методом испытаний свай является статические, которые практически моделирует работу сваи в качестве фундамента объекта.

Авторы настоящей работы считают, что весьма существенным в обеспечении надежности свай в пробитых скважин с уширением (СПСУ) является оценка несущей способности уширения на завершающем этапе формирования последнего. Предлагается в ряде грунтовых условий несущую способность указанных свай определять по результатам динамического контроля «отказа» уширения проектного объема.

Основная часть

В целом технология устройства СПСУ включает пробивку скважины и втрамбовывание в забой порциями щебня для формирования уширения проектного объема. Технология сопровождается процессом вытеснения грунта, что обуславливает образование вокруг сваи уплотненной зоны грунтового основания с улучшенными строительными характеристиками по аналогии с принудительно погружаемыми сваями заводского изготовления. Однако, в отличие от сваи заводского изготовления несущая способность СПСУ на 80 % – 90 % определяется сопротивлением уплотненного грунта под уширением сваи [3].

Целью исследования является оценка несущей способности уплотненного под уширением грунта на этапе завершения формирования уширения. Предлагается оценивать указанную несущую способность по результатам динамического контроля «отказа» по методике динамических испытаний свай, погружаемых забивкой [4]. Динамический контроль заключается в сбрасывании трамбовки с заданной высоты порядка 1,0–1,5 м пять раз с фиксацией по вертикали начального и конечного положения трамбовки. Полученное среднее значение «отказа» S_a является определяющим параметром для оценки несущей способности Fu уплотненного грунта под уширением сваи. Несущую способность сваи в целом предлагается определять по формуле

$$F_d = F_u + F_f, \quad (1)$$

где F_f — несущая способность грунтового основания вдоль боковой поверхности сваи, которая определяется расчетом или по результатам статического зондирования согласно СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты».

Несущую способность уширения F_u при динамическом контроле предлагается определять из уравнения работы сбрасывания трамбовки. При падении трамбовки с некоторой высоты энергия расходуется на упругие деформации системы «уширение-грунт». При динамических испытаниях для определения F_u используется модернизированная формула Н.М. Герсеванова из СП 24.13330.2021:

$$F_u = \frac{\eta AM}{2}\sqrt{\frac{4E_d K_m}{\eta A S_a}}, \quad (2)$$

где η — эмпирический коэффициент, принимаемый равным 1000 кН/м^2; A — площадь сечения в уровне острия трамбовки, в данном примере 0,2 м^2; M — коэффициент, принимаемый по табл. 1 в зависимости от вида грунта под уширением с учетом процесса уплотнения при формировании последнего; E_d — расчетная энергия удара трамбовки (кН·м), определяемая из выражения

$$GH = 50 \cdot 1{,}5 = 75 \text{ кН·м},$$

где G = 50 кН — вес трамбовки; H = 1,5 м — высота сбрасывания; S_a — фактический остаточный «отказ»; K_m — коэффициент

$$K_m = \frac{m_1 + \varepsilon^2 m_2}{m_1 + m_2}, \quad (3)$$

здесь m_1 — масса трамбовки, в примере 5,0 т; m_2 — масса уширения из щебня, в примере 2,0 т; ε — коэффициент восстановления удара, ε^2 = 0,2 по СП 24.13330.2021.

Тогда

$$K_m = \frac{5{,}0 + 0{,}2 \cdot 2{,}0}{5{,}0 + 2{,}0} = 0{,}8.$$

Таблица 1. Значение коэффициента М

Уплотненный грунт под уширением	Коэффициент М
1. Пески мелкие средней плотности и супеси твердые	1,5
2. Пески пылеватые средней плотности и супеси тугопластичные, суглинки и глины твердые	1,4
3. Супеси пластичные, суглинки и глины полутвердые	1,3
4. Суглинки и глины тугопалстичные	1,2

Исходя из формулы (1) найдено выражение для определения «отказа» S_a с учетом расчетной несущей способности F_u сваи и некоторых упрощений формулы (2)

$$S_a = \frac{E_d K_m \eta A M^2}{F_u^2}. \quad (4)$$

С учетом формул (2) и (4) выполнены расчеты для различных грунтов под уширением сваи при значениях коэффициентов M = 1,2, M = 1,3 и M = 1,4. Построены графики зависимости $F_u = f(S_a)$ (рис. 1), согласно которым следует определять требуемую величину «отказа» S_a при заданной несущей способности сваи, учитывая при этом вклад сопротивления грунта вдоль боковой поверхности сваи. Расчеты сведены в табл. 2.

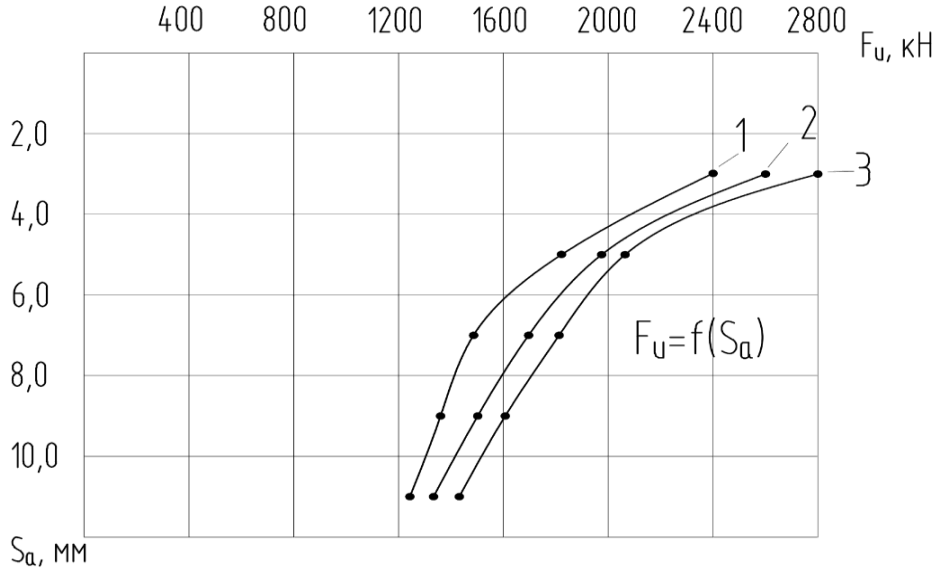


Рис. 1. Зависимость несущей способности сваи Fu от величины отказа S_a:
1 – при М = 1,2; *2* – М = 1,3; *3* – М = 1,4

Таблица 2. Несущая способность СПСУ по результатам динамического контроля

Значение коэффициента М	М = 1,2					М = 1,3					М = 1,4				
«Отказ» S_a	3,0	5,0	7,0	9,0	11,0	3,0	5,0	7,0	9,0	11,0	3,0	5,0	7,0	9,0	11,0
Несущая способность уширения F_u	2400	1860	1572	1380	1252	2600	1950	1703	1501	1357	2800	2170	1833	1616	1462

Заключение

Для обеспечения требуемой несущей способности рекомендуется динамический контроль выполнять для каждой СПСУ. По результатам контроля — корректировать объем щебня при формировании уширения. Указанное позволяет привести все сваи к практически к одинаковым значениям несущей способности для различных участков площадки строительства.

Возможные погрешности обусловлены некоторым различием несущих способностей по боковой поверхности сваи, доля которых в общей несущей способности, как отмечается выше, в пределах 20 %.

Указанный подход к оценке грунтов площадки апробирован при строительстве ряда объектов. При строительстве ТРЦ «Фантастика» в г. Нижний Новгород для обеспечения требуемой несущей способности для некоторых участков площадки строительства увеличивался объем щебня в 1,3–1,4 раза в ходе устройства СПСУ по сравнению с проектными значениям. На объектах в Автозаводском районе г. Тольятти грунты имеют достаточно близкую сходимость и отличие составляет в пределах 5 % – 10 %, что компенсируется увеличением объема щебня по результатам динамического контроля.

Список источников

1. Несущая способность свай при погружении вдавливанием / В. С. Глухов, О. В. Хрянина, Ю. Р. Янгуразов, К. О. Волков // Региональная архитектура и строительство. – 2024. – № 3 (60). – С. 66-73.

2. Глухов, В. С. Сравнение методов определения несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением по результатам статических испытаний / В. С. Глухов, П. К. Гаврилов // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14. - № 1. – С. 5-18.

3. Глухов, В. С. Нелинейные деформации уплотненного грунтового основания под уширением свай в пробитых скважинах / В. С. Глухов, М. В. Панкина // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14. – № 1. – С. 19-28.

4. Глухов, В. С. Контролируемая надежность свайного фундамента при реконструкции дымовой трубы / В. С. Глухов, М. В. Глухова // Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура. – 2021. – № 1 (16). – С. 9-18.

© Глухов В. С., Панкина М. В., 2026

УДК 624.131.6:518.8
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-131-140

ВЫБОР ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ МЕТОДОМ АНАЛИТИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

В. С. Маций

Кубанский государственный аграрный университет им. И. Т Трубилина, г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Предложено использовать метод аналитических сетей (ANP) для решения геотехнических задач, которые не решаются или решаются со значительными трудностями (выбор противооползневых мероприятий). Показаны преимущества метода ANP перед иерархическими методами, особенно учёт взаимозависимостей между элементами системы (что отражает реальную сложность геотехнических объектов). Решена задача выбора оптимального варианта укрепления глубокой выемки грунта при прокладке автомобильной магистрали «Таврида» с использованием ANP и доказана эффективность комбинированных конструкций (свайно-анкерных и плитно-анкерных).*

Ключевые слова: *откосы, устойчивость, аналитические сети, выбор мероприятий*

SELECTION OF LANDSLIDE MITIGATION MEASURES USING THE ANALYTIC NETWORK PROCESS

V. S. Matsiy

I. T. Trubilina Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

Annotation. *It is proposed to use the Analytic Network Process (ANP) to solve geotechnical problems that are otherwise unsolvable or present significant difficulties (such as the selection of landslide mitigation measures). The advantages of the ANP method over hierarchical methods are demonstrated, particularly its ability to account for interdependencies between system elements, which reflects the actual complexity of geotechnical objects. The problem of selecting the optimal stabilization method for a deep excavation during the construction of the «Tavrida» highway was solved using ANP, proving the effectiveness of combined structures (pile-anchor and slab-anchor systems).*

Keywords: *slopes, stability, analytic networks process, selection of countermeasures*

Введение

В геотехнике есть очень широкий круг задач, которые не решаются или решаются со значительными трудностями, как например, выбор противооползневых мероприятий. Поэтому необходимо применение многокритериальных методов анализа (*МКА*), которые способны помочь там, где обычные средства не дают результата. В большом семействе *МКА* созданный *Томасом Саати* [1, 2] метод *АНР* (аналитических иерархий) занимает особое место. И не зря по количеству публикаций, в т. ч. в геотехнике, занимает первое место многие годы [3–6]. Так, в исследовании, проведенном в Бан-

гладеш [7], выполнено сопоставление методов *AHP* и *ANP* для идентификации приоритетных зон оползневой опасности. Это позволило выявить зоны высокого риска, требующие применения мер защиты.

Метод *ANP* (аналитических сетей) — это развитие метода *AHP* для работы со сложными системами, где элементы взаимозависимы. Основная цель *ANP* — определить глобальные приоритеты альтернатив в условиях взаимозависимости критериев и альтернатив. Для геотехнических задач инженерной защиты этом метод очень подходит, т. к. геотехническая система — это сеть, где все влияет на все. *ANP* позволяет строить модели со сложными зависимостями и обратными связями.

Для n элементов (критериев или альтернатив) строится квадратная матрица парных сравнений A размера $n \times n$:

$$A = [a_{ij}]_{n\times n} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \cdots & a_{nn} \end{pmatrix}, \quad (1)$$

где a_{ij} — оценка превосходства элемента i над элементом j по шкале *Саати* (табл. 1).

Таблица 1. Шкала Саати

Интенсивность	Определение	Пояснение
1	Равная важность	Оба фактора вносят одинаковый вклад
3	Умеренное превосходство	Опыт и суждения дают легкое предпочтение одному фактору
5	Существенное превосходство	Опыт и суждения дают сильное предпочтение
7	Значительное превосходство	Одному фактору отдается настолько сильное предпочтение, что оно становится практически значимым
9	Абсолютное превосходство	Очевидность превосходства одного фактора над другим подтверждается наиболее сильно
2, 4, 6, 8	Промежуточные значения	Применяются в компромиссных случаях

Для практической геотехники *ANP* — это не замена численному моделированию (*Plaxis, GeoStudio*). Это надстройка. *Plaxis* дает нам F_S и картину напряженно-деформированного состояния. *ANP* позволяет взять эти данные, добавить к ним стоимость, логистику, мнения заинтересованных сторон (заказчик, подрядчик) и экологические ограничения, и выдать интегральное, математически обоснованное решение там, где раньше полагались только на интуицию и опыт. Это мощный инструмент для системного

геотехнического анализа, особенно на стадии *ТЭО* и при выборе стратегии защиты от оползневых процессов. Варианты инженерных решений явно влияют друг на друга через общие ограничения (стоимость, надежность, время), а критерии также взаимосвязаны. Вместо иерархии (как в *AHP*) строится сеть. Модель состоит из двух основных кластеров: *критерии* (цели) и *альтернативы* (варианты решений).

Сначала выполняются попарные сравнения критериев по отношению к цели. Затем выполняются попарные сравнения для определения влияния между критериями. Здесь мы оцениваем, насколько один критерий влияет на другой. Затем делаются попарные сравнения *альтернатив* по отношению к каждому *критерию*.

Завершается расчет построением суперматрицы: нормализованные матрицы суждений объединяются в одну большую матрицу — невзвешенную суперматрицу; затем она преобразуется во взвешенную суперматрицу, где сумма элементов в каждом столбце равна 1; взвешенная суперматрица возводится в степень до тех пор, пока ее значения не стабилизируются. Получается предельная суперматрица. Столбцы в этой предельной матрице идентичны. Веса из строки, соответствующей кластеру *Альтернативы*, и будут итоговыми приоритетами вариантов.

Построение суперматрицы —– это главное в концепции *ANP*:

$$W = \begin{bmatrix} W_{11} & W_{12} & \cdots & W_{1N} \\ W_{21} & W_{22} & \cdots & W_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ W_{N1} & W_{N2} & \cdots & W_{NN} \end{bmatrix}, \quad (2)$$

где W_{ij} — матрица, показывающая влияние кластера j на кластер i.

Для учета важности кластеров строится взвешенная суперматрица:

$$\hat{W} = [w_{ij} \cdot W_{ij}], \quad (3)$$

где w_{ij} —– вес влияния кластера j на кластер i.

Для нахождения глобальных приоритетов взвешенная суперматрица возводится в степень до сходимости для получения предельной суперматрицы:

$$W_{limit} = \lim_{k \to \infty} \hat{W}^k. \quad (4)$$

Преимущества метода *ANP* для геотехнических задач по сравнению с *GRA* (серый реляционный анализ) [8]: учет нелинейных связей (метод *ANP* явно моделирует, как, например, рост требований к надежности влияет на стоимость и сроки, и как это, в свою очередь, меняет предпочтения между *альтернативами*); структурированный подход к экспертным оценкам приводит к тому, что процесс попарных сравнений естественнее и точнее для

человека, чем прямое назначение весов; проверка согласованности в *ANP* позволяет рассчитать индекс согласованности, который показывает, насколько непротиворечивы были суждения эксперта. В *GRA* такой проверки нет; сетевая модель очень наглядно представляет сложность задачи.

Хотя метод *ANP* требует больше вычислительных усилий и времени на сбор экспертных оценок, он дает гораздо более обоснованный и надежный результат, так как отражает реальную сложность и взаимосвязь факторов в проектировании ответственных сооружений.

Выбор варианта укрепления склона методом аналитических сетей (*ANP*)

Метод *ANP* особенно эффективен для сложных инженерных проблем с множеством взаимосвязанных критериев и альтернатив. Многие геотехнические задачи именно такие. Рассмотрим решение конкретной задачи поиска оптимального варианта укрепления глубокой выемки грунта при прокладке автомобильной магистрали «*Таврида*». Задача уже решалась нами серым реляционным анализом (*GRA*) [8].

Основными *критериями* оценки являются: *ЭЭ, НС, Д, ТС, ЭК, Сейсм.*

Кластер «*Альтернативы*»: *УО, МБС, ГАБ, СПС, САС, ПАК, КК.*

Далее определяем связи в сети, задавая ключевой вопрос *ANP*: «Какие критерии влияют друг на друга?» В *ANP* мы не строим простую иерархию. Мы строим сеть с зависимостями. Устанавливаем степень влияния внутри кластера *Критерии* (внутренняя зависимость):

– *Стоимость ЭЭ* зависит от: *НС* (чем выше требуемая несущая способность, тем дороже решение); *Д* (как правило, более долговечные конструкции требуют больших первоначальных вложений); *ТС* (высокая технологическая сложность обычно увеличивает стоимость); *Сейсм* (обеспечение стойкости к динамическим нагрузкам существенно повышает стоимость).

– *Несущая способность НС* зависит от: *ЭЭ* (бюджетные ограничения напрямую влияют на предельную несущую способность; *ТС* (сложные технологии позволяют достичь более высокой несущей способности).

– *Долговечность Д* зависит от: *ЭЭ.* (долговечные материалы и конструкции дороже; *НС* (конструкция, рассчитанная на высокие нагрузки, часто имеет и больший запас долговечности).

– *Технологическая сложность ТС* зависит от: *НС* (сложные задачи по обеспечению несущей способности требуют сложных технологий); *Сейсм* (противосейсмические мероприятия значительно усложняют конструкцию и монтаж).

– *Экологичность ЭК* зависит от: *ТС* (зеленые технологии могут быть более сложными в реализации; *ЭЭ* (экологичные решения (например, биологическая устойчивость габионов) могут иметь разную стоимость).

– *Стойкость к динамическим нагрузкам Сейсм* зависит от: *ЭЭ* (сейсмостойкость — дорогое дополнение); *НС* (является основой для сейсмостойкости; *ТС* (сильно зависит от сложности инженерных решений (демпферы, анкеровка и т. д.)).

Визуально сеть выглядит как два кластера с множеством двунаправленных стрелок внутри кластера *Критерии*. Также есть стрелки от кластера *Критерии* к кластеру *Альтернативы* (оценка альтернатив по критериям).

Далее определяется влияние альтернатив на критерии (обратная связь). Это является ключевым отличием метода *ANP* от *AHP*. Выбор альтернативы меняет значимость критериев. Если мы рассматриваем *Уположение*, критерий *ЭК* становится очень важным (минимальное вмешательство), а *ТС* —– низким (простота). Если мы рассматриваем *САС* или *ПАК*, резко возрастает значимость критерия *Сейсм* (анкера чувствительны к динамике) и *Д* (коррозия анкеров).

На следующем этапе выполняются попарные сравнения и построение суперматрицы. Для краткости дадим итоговые обобщенные векторы приоритетов, основанные на экспертной оценке (логике инженера-геотехника) для заданных условий. Мы не можем сразу определить, что важнее. Поэтому должны учесть влияние, которое критерии оказывают друг на друга (табл. 2).

Таблица 2 – Результат синтеза (веса критериев)

Критерий	Вес (приоритет)	Обоснование для выемки грунта глубиной 37 м
НС (Несущая способность)	0,31	Безопасность превыше всего. При такой глубине нагрузка на конструкцию колоссальна. Это доминирующий фактор
Сейсм (Сейсмостойкость)	0,22	Если район сейсмичный, для высоких жестких стен это критично. Ставим вторым по важности
Д (Долговечность)	0,18	Дорога строится на десятилетия. Требует высокой надежности на весь срок службы
ЭЭ (Экономика)	0,15	Важно, но не ценой безопасности. Удешевление на 10 % не оправдывает риск обрушения
ТС (Тех. сложность)	0,08	При глубине 37 м любые технологии сложны. Фактор становится вторичным, если подрядчик компетентен
ЭК (Экология)	0,06	В выемке, вдали от жилья, экология минимальна (шумы, пыль). Незначимый фактор

Далее оцениваем, насколько каждая альтернатива хороша с точки зрения отдельного критерия:

– *НС*: *МБС* (гравитационная стена) абсолютно надежна, но требует прочного основания. Свайные и свайно-анкерные системы также высоконадежны. *УО* (если позволяет место) снижает нагрузку до нуля — безопасно, но по критерию несущая способность стены, она пассивна.

– *Сейсм*: Свайно-анкерные и комбинированные системы (анкера могут быть демпферами) часто предпочтительнее жесткой массивной стены, которая может опрокинуться или треснуть.

– *ЭЭ* и *ТС*: Уположение — это выбор бедняка, если есть земля под отвод. Габионы просты, но для *Н*=37м потребуют огромной массы и ширины. *МБС* – очень дорого и сложно в бетонировании.

– *ЭК*: Габионы и уположение эстетичны и экологичны, бетон — нет.

Далее определяем влияние альтернатив на критерии (сеть). Мы должны ответить на вопрос: «Если мы выберем альтернативу *X*, как это изменит важность критериев?» Для альтернативы *Свайно-анкерные сооружения* (*САС*), коррозионная стойкость (*Д*) и качество натяжения (*ТС*) становятся важнее, чем для массивной стены. Для *Уположения откосов* (*УО*), фактор *Экологии* (*ЭК*) становится самым важным, а *Технологическая сложность* (*ТС*) — не важна вообще. Строим матрицы вида «Сравнение критериев относительно *Альтернативы*».

Для высоты 10–15 м свайно-анкерная стена (*САС*) — это просто ряд свай с анкерами. Для высоты 37 м *САС* – это уже высотное сооружение. Арматурный каркас 40-метровой сваи (весом несколько тонн) нужно собрать и опустить в скважину. Момент на забое сваи колоссальный. Анкера становятся длиннее 40 м, с двумя-тремя ярусами. В таких условиях *САС* сталкивается с проблемами технологического предела и деформативности.

В *ANP* важно учитывать контекст кластера «*Системные эффекты высоты 37 м*», как влияющий на связи между критериями и альтернативами.

– Альтернатива *Свайно-анкерные сооружения (САС)* имеет сильную обратную связь с критерием *Технологическая сложность (ТС)*. Для *Н* = 37 м эта сложность становится не 0,09, а значительно выше.

– Альтернатива *Плитно-анкерные конструкции (ПАК)* при высоте 37 м — это уже не просто плита, а, по сути, тонкая анкеруемая стена. Это снижает ее технологическую сложность по сравнению со свайным полем огромного диаметра.

– Вводим супер-альтернативу: *Комбинированные конструкции (КК)*. Для высоты 37 м это должно быть: нижний ярус (0–20 м) — свайно-анкерная конструкция; верхний ярус (20–37 м) — плитно-анкерная.

В результате мы получаем веса критериев альтернатив (табл. 3).

Таблица 3. Матрица приоритетов альтернатив

Альтернатива	*НС* (0,31)	*Сейсм* (0,22)	*Д* (0,18)	*ЭЭ* (0,15)	*ТС* (0,08)	*ЭК* (0,06)
УО (Уположение)	0,02	0,05	0,03	0,25	0,35	0,40
МБС (Массивный бетон)	0,30	0,10	0,35	0,05	0,06	0,08
ГАБ (Габионы)	0,05	0,08	0,04	0,15	0,20	0,25
СПС (Свайные)	0,18	0,15	0,18	0,12	0,10	0,07
САС (Свайно-анкерные)	0,22	0,24	0,18	0,14	0,10	0,06
ПАК (Плитно-анкерные)	0,15	0,20	0,14	0,17	0,14	0,08
КК (Комбинированные)	0,25	0,24	0,22	0,18	0,15	0,10

Для наполнения модели экспертными оценками необходимы мнения экспертов-геотехников и проектировщиков. Сначала сравним важность критериев по отношению к главной цели (*Выбор оптимального метода защиты*). Вопрос: «Насколько критерий *Несущая способность* (*НС*) важнее критерия *Экономическая эффективность* (*ЭЭ*) для обеспечения безопасности выемки глубиной до 37 метров?». Вариант ответа гипотетического эксперта: «Для такой глубокой выемки безопасность критична, поэтому *НС* существенно важнее *ЭЭ*». Оценка 6.

Проведем попарные сравнения для определения взаимовлияния критериев. Оценим, насколько один критерий влияет на другой. Сравнения *Альтернатив* по отношению к каждому *Критерию* – это объективная часть, где можно опираться на расчетные и статистические данные. После построения взвешенной суперматрицы по (3), возведения ее в степень до сходимости (4), получаем предельные приоритеты (табл. 4).

Таблица 4 – Итоговый рейтинг альтернатив

Ранг	Альтернатива	Вес	Интерпретация
1	Комбинированные конструкции (*КК*)	0,284	Абсолютный лидер. Сочетает достоинства: свайно-анкерной (обеспечивает *НС* и *Д*), и плитно-анкерной (снижает нагрузку, стоимость и повышает экологичность верха откоса. Лучший ответ на вызовы большой высоты
2	Свайно-анкерные сооружения (*САС*)	0,211	Мощное решение, но требует высочайшего качества исполнения анкеров и многоярусной системы, что делает его чуть менее технологичным и более чувствительным к качеству работ, чем *КК*
3	Плитно-анкерные конструкции (*ПАК*)	0,193	Очень сильный конкурент. «*Стена в грунте*» с анкерами – это разновидность *КК*
4	Свайные противооползневые сооружения (*СПС*)	0,148	Чисто консольная схема для 37 м потребует свай такого диаметра и армирования, что это становится техническим гигантизмом. Экономически нецелесообразно

Ранг	Альтернатива	Вес	Интерпретация
5	Массивная бетонная стена (*МБС*)	0,141	Классика. Требует идеального основания и создания дренажа. При глубокой выемке объем бетона колоссален, плюс высокая сейсмоопасность жесткой системы. Оправдана только при особых архитектурных требованиях
6	Уположение откосов (*УО*)	0,081	Идеально инженерно, но ужасно с экономически (изъятие огромных территорий, объемы выемки растут в разы). В стесненных условиях – нереализуемо
7	Габионные конструкции (*ГАБ*)	0,056	Категорически не применимы для высоты 37 м. Применимы для локального укрепления или в комбинации

Таким образом интуиция блестяще подтверждена математикой *ANP* при корректной настройке модели. Комбинированные конструкции (*КК*) побеждают в расчете, потому что при глубине 37 м мы имеем дело с двумя разными зонами напряженно-деформированного состояния. В нижней зоне (максимальных нагрузок) нужно мощное, жесткое, заложение (сваи с анкерами). В верхней зона давление грунта за конструкцией уже частично передано вниз, поэтому конструкцию можно облегчать. Это решение: надежно (сваи держат низ); экономично (мы не бетонируем 37-метровую стену от поверхности); технологично (работает поэтапно); долговечно (нижняя часть защищена от промерзания/выветривания).

ANP позволяет не просто выбрать «*самый прочный*» или «*самый дешевый*» вариант, а найти решение, которое является наиболее сбалансированным с учетом всех сложных взаимосвязей между критериями. Для такой ответственной задачи, как укрепление выемки глубиной 37 метров, этот метод предоставляет строгое математическое обоснование для принятия итогового проектного решения. Комбинированные конструкции являются лучшим вариантом, что идеально иллюстрирует силу метода *ANP*, т. к. не просто складываются баллы, а учитывается синергия и компенсаторные эффекты. Комбинированные конструкции (например, сваи + анкеры + плиты) демонстрируют свои ключевые преимущества именно там, где есть сильные взаимовлияния критериев.

В результате детального проектирования предусмотрены следующие мероприятия инженерной защиты (рис. 1):

– Возведение двухрядного свайного сооружения протяженностью 175 м из буронабивных свай, объединенных железобетонным ростверком; три яруса анкеров типа *Titan* 73/53 с монолитными плитами.

– Плитно-анкерное укрепление откоса – из монолитных железобетонных плит в семь ярусов. Крепление к откосу анкерными сваями типа *Titan* 73/53. Ширина берм – 6,0 м.

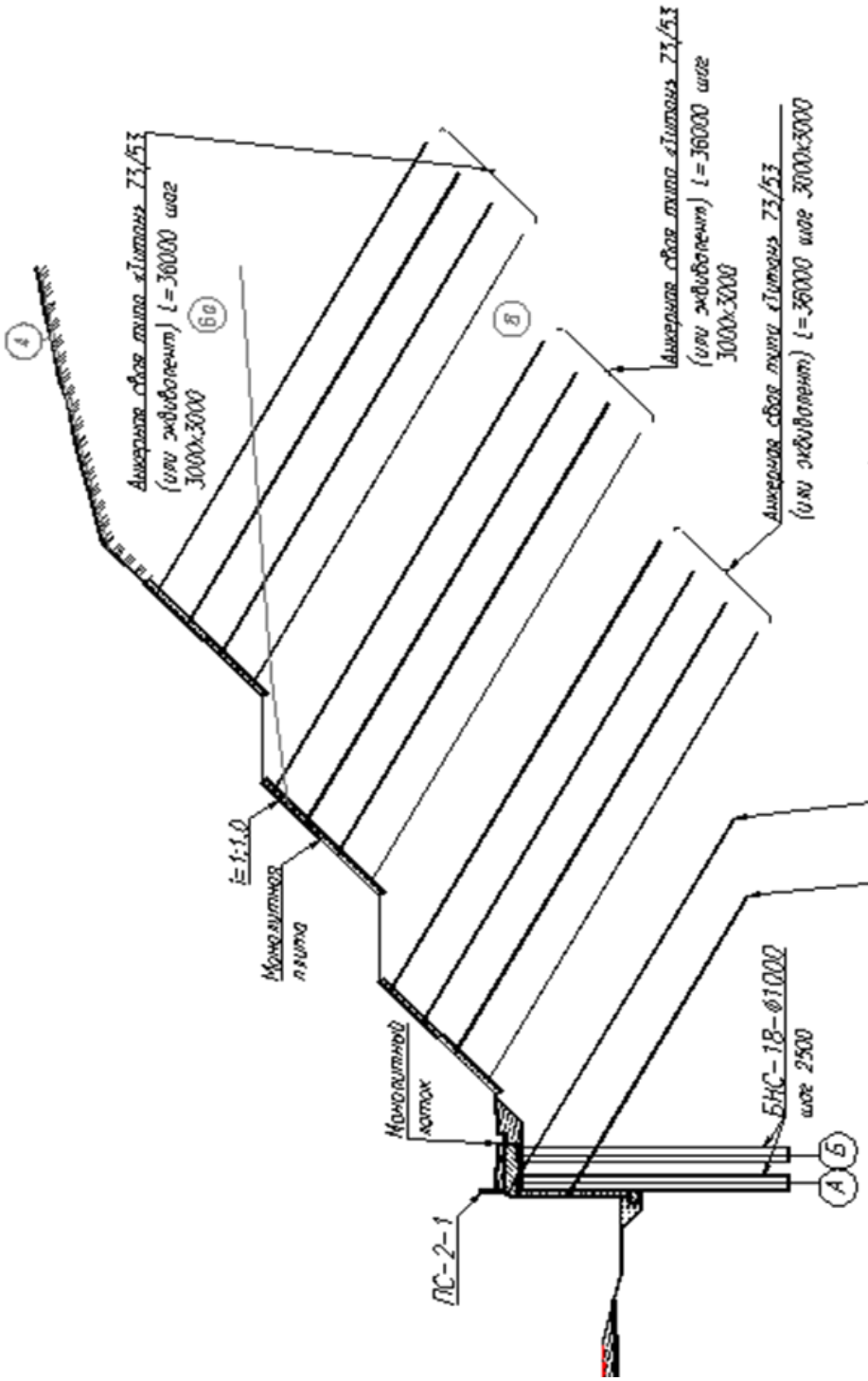


Рис. 1. Защита откосов на участке ПК52+22,01 – ПК53+95,32 трассы «*Таврида*»

Заключение

Показано, что метод *ANP* имеет принципиальные преимущества перед иерархическими методами: учёт взаимозависимостей между элементами системы (что отражает реальную сложность геотехнических объектов); гибкость моделирования произвольных сетевых структур; математическую проверку согласованности экспертных суждений; возможность визуализации сложных взаимосвязей. Доказано, что *ANP* наиболее эффективен для задач с множеством взаимосвязанных критериев и альтернатив. Метод *ANP* рекомендован к применению в геотехнике для выбора типа защитных сооружений с возможностью математически строгого сравнения альтернатив по единому набору критериев (эффективность, долговечность, стоимость, экология), что исключает субъективизм при обосновании решений перед заказчиком. На примере задачи выбора оптимального варианта укрепления глубокой выемки грунта при прокладке автомобильной магистрали «*Таврида*» с использованием *ANP* доказана эффективность комбинированных конструкций (свайно-анкерных и плитно-анкерных). Результаты верифицированы альтернативным методом серого реляционного анализа (*GRA*), что подтверждает робастность полученного решения.

Список источников

1. Saaty, T. L. Decision Making with Dependence and Feedback: The Analytic Network Process [Text] / T. L. Saaty. – Pittsburgh: RWS Publications, 1996. – 370 p.

2. Saaty, T. L. The Analytic Hierarchy Process: Planning, Priority Setting, Resource Allocation [Text] / T. L. Saaty. – New York: McGraw-Hill, 1980. – 287 p.

3. Bai, M. Risk assessment of gently inclined mudstone bedding slope incorporating monitoring information [Text] / M. Bai, L. Yang, L. Liu, W. Long, Y. Xiang // Geomatics, Natural Hazards and Risk. – 2025. – Vol. 16, № 1. – P. 2452349. – DOI: 10.1080/19475705.2025.2452349.

4. Ren, C. Stability evaluation and reinforcement of ultra-high fill embankment slope of GRS [Text] / C. Ren, C. Song, L. Wu, H. Fan, Q. Zhang, P. Li, Z. Han, J. Yang // Frontiers in Earth Science. – 2025. – Vol. 13. – P. 1587121. – DOI: 10.3389/feart.2025.1587121.

5. Tuskan, Y. Evaluation of Sustainable Slope Stability with Anti-Slide Piles Using an Integrated AHP-VIKOR Methodology [Text] / Y. Tuskan, E. Basari // Sustainability. – 2023. – Vol. 15, № 15. – P. 12075. – DOI: 10.3390/su151512075.

6. Wu, G. Stability Grade Evaluation of Slope with Soft Rock Formation in Open-Pit Mine Based on Modified Cloud Model [Text] / G. Wu, X. Nie, X. Zhang, M. Yang, G. Shi // Sustainability. – 2024. – Vol. 16, № 11. – P. 4706. – DOI: 10.3390/su16114706.

7. Rahman, Md. M. Comparative multi–criteria decision-making approaches for landslide susceptibility mapping in Khagrachhari district of southeastern Bangladesh [Text] / Md. M. Rahman, Md. F. R. Joy, A. Ahmed, A. Tabassum, Md. S. Sarker, T. K. Barman // Research Square. – 2025. – Preprint. – DOI: 10.21203/rs.3.rs-7362869/v1.

8. Deng, J. L. Control problems of grey systems [Text] / J. L. Deng // Systems & Control Letters. – 1982. – Vol. 1, № 5. – P. 288–294. – DOI: 10.1016/S0167-6911(82)80025-X.

9. Маций, В. С. Выбор метода укрепления оползнеопасного склона серым реляционным анализом / В. С. Маций // Транспортные сооружения. – 2026. – Т 13. – № 1. – URL: https://t-s.today/PDF/05SATS126.pdf. – DOI: 10.15862/05SATS126. (дата обращения: 28.04.2026).

© Маций В. С., 2026

УДК 624.152.634
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-141-157

РАСЧЕТ ПОДПОРНОЙ ШПУНТОВОЙ СТЕНКИ ДЛЯ НЕОДНОРОДНОГО ОСНОВАНИЯ С НЕИЗВЕСТНОЙ ТОЧКОЙ ВРАЩЕНИЯ

В. П. Дыба, С. Г. Чутченко, М. П. Матвиенко

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Приведен расчет подпорной шпунтовой стенки для неоднородного основания с неизвестной точкой вращения. Этот расчет применялся при реконструкции путепровода под железнодорожными путями по ул. Чайковского в городе Курске. Нормативный расчет ведется с рядом допущений, которые снижают его точность и увеличивают запас. Для увеличения точности расчета и уменьшения запаса за счет отказа от некоторых допущений разработан метод расчета, ведущийся относительно неизвестной точки вращения шпунтовой стенки. В нормативных документах принимается допущение, что эта точка является нижней точкой шпунтового ограждения. Отказ от данного допущения приводит к необходимости решения двух нелинейных уравнений с двумя неизвестными, что значительно усложняет расчет, но позволяет более точно отразить реальные условия работы шпунтовой стенки, снизить запас, повысив тем самым экономический эффект.*

Ключевые слова: *подпорная шпунтовая стенка, неизвестная точка вращения, неоднородное основание, максимальный изгибающий момент*

CALCULATION OF A RETAINING SHEET PILE WALL FOR A NON-UNIFORM BASE WITH AN UNKNOWN ROTATION POINT

V. P. Dyba, S. G. Chutchenko, M. P. Matvienko

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *This paper presents the calculation of a retaining sheet pile wall for a non-uniform base with an unknown rotation point. This calculation was used during the reconstruction of an overpass under the railway tracks on Tchaikovsky Street in Kursk. The standard calculation is based on a number of assumptions that reduce its accuracy and increase the safety margin. To improve the accuracy of the calculation and reduce the safety margin by eliminating certain assumptions, a calculation method was developed based on the unknown pivot point of the sheet pile wall. Standard documents assume that this point is the lowest point of the sheet pile enclosure. Discarding this assumption necessitates solving two nonlinear equations with two unknowns, which significantly complicates the calculation but allows for a more accurate reflection of the actual operating conditions of the sheet pile wall, reduces the safety margin, and thereby improves the economic efficiency.*

Keywords: *retaining sheet pile wall, unknown rotation point, non-uniform base, maximum bending moment*

Введение

Для увеличения пропускной способности существующего тоннеля возникла необходимость в строительстве путепровода под железной дорогой по ул. Чайковского в г. Курске. В процессе строительства возникла необходимость укрепления откосов котлована подпорными стенами, т. к. железнодорожные пути, по которым ходили составы поездов, проходили очень близко от кромки котлована и была опасность обрушения.

Для этого необходимо было запроектировать и рассчитать подпорную стену. Был предложен новый метод расчета подпорной шпунтовой стены с неизвестной точкой вращения. Который позволяет более точно отразить реальные условия работы шпунтовой стенки, снизить запас, повысив тем самым экономический эффект.

Выбор вида и конструкции подпорных стен надлежит производить на основании технико-экономического сравнения вариантов, с учетом конструктивных решений и методов производства работ.

При проектировании подпорных стен следует рассматривать целесообразность использования пригрузки на поверхность обратной засыпки и нагрузок строительного периода для уплотнения засыпки и основания, упора в соседнее сооружение, конструкции стен с обратным уклоном основания, подсыпки из крупнозернистого грунта для уменьшения высоты стен, разгрузочных и экранирующих устройств (каменные призмы, свайные экраны и др.), различных способов укрепления грунта основания или его частичной замены, дополнительных конструктивных элементов, повышающих устойчивость (анкеровка в обратную засыпку, устройство зубьев, упоров, армирование грунта обратной засыпки и т. п.). Конструкции подпорных стен и основания следует рассчитывать по методу предельных состояний. Расчеты должны производиться по двум группам предельных состояний:

– по первой группе (полная непригодность сооружений, их конструкций и оснований к эксплуатации) — расчеты общей прочности и устойчивости системы сооружение-основание;

– по второй группе (непригодность к нормальной эксплуатации) — расчеты оснований на местную прочность, расчеты по ограничению перемещений и деформаций; по образованию или раскрытию трещин.

При расчете следует учитывать совместную работу сооружения с грунтом основания и засыпкой. Боковое давление грунта засыпки при этом необходимо определять с учетом прочностных и деформационных характеристик грунта и ограждающей конструкции, условий на контакте грунта и сооружения, последовательности и характера нагружения системы сооружение-основание, изменений уровней воды, изменений температуры окружающей среды, влияния соседних сооружений.

Как правило, следует учитывать нелинейность и неоднозначность связи между напряжениями и деформациями в грунте, а для особо ответственных сооружений — зависимость этой связи от последовательности и характера нагружения и необратимости деформаций.

Расчет системы сооружение-основание допускается производить приближенными методами, в которых боковое давление грунта определяют, как сумму основного и дополнительного (реактивного) давлений, действующих на расчетную плоскость сооружения или засыпки.

При расчетах тонкостенных конструкций (шпунтовых и др.) боковое давление грунта допускается определять, принимая грунт в состоянии предельного равновесия (на тыловую грань — активное, на лицевую — пассивное).

Влияние деформаций и других факторов учитывается путем введения (к расчетным значениям давления грунта или изгибающих моментов, анкерных реакций и заглубления шпунта) коэффициентов условий работы, устанавливаемых по нормам проектирования отдельных конструкций.

Боковое давление грунта в состоянии предельного равновесия, соответствующее стадии образования поверхности обрушения (активное давление) или поверхности выпора (пассивное давление), следует, как правило, определять с учетом трения по расчетной плоскости.

При этом необходимо рассматривать возможность образования поверхности обрушения и выпора по профилю откоса котлована или другой возможной ослабленной поверхности.

На стоимость шпунтового ограждения в значительной мере влияют его сечение и глубина заложения. Многочисленные исследования проводятся в области совершенствования расчетов и конструктивных решений шпунтовых ограждений для уменьшения их стоимости среди которых следует отметить работы Р. А. Мангушева [1–3], А. И. Полищука [4], В. В. Знаменского [5], М. Г. Зарецкого [6], В. В. Конюшкова [7] и В. В. Тютерева [8].

Расчет шпунтовой стенки для неоднородного основания с фиксированной точкой вращения

Физико-механические свойства грунтов

По результатам выполненных инженерно-геологических изысканий толща грунтов оснований проектируемого сооружения до разведанной глубины 5,0 м является неоднородной, в её пределах 2 инженерно-геологических элемента.

ИГЭ-1 Насыпной грунт — суглинок, песок, кварциты, уголь, обломки кирпича.

ИГЭ-2 Песок средней крупности, средней плотности, водонасыщенный.

Расчетные значения характеристик грунтов приведены в табл. 1.

Таблица 1. Физико-механические свойства грунтов

№	Вид грунта	Мощность слоя, м	Плотность, г/см^3			n, %	e	Влажность			J_p	J_L	S_r	E, МПа	c, кПа	φ, град
			ρ	ρ_s	ρ_d			W	W_L	W_p						
ИГЭ-1	Насыпной грунт – суглинок, песок, кварциты, обломки кирпича, уголь	1,6-3	1,95	2,66	1,71	35,69	0,555	0,14	0,21	0,15	0,06	-0,17		2,1	7	22
ИГЭ-2	Песок средней крупности, средней плотности, водонасыщенный	2-3,4	1,92	2,65	1,62	38,76	0,633	0,16					0,670	25	1	32

Подземные воды, встречены в скважинах на глубине 2,0–2,20 м, что соответствует, абсолютным отметкам 160,10–161,30 м. Подземные воды имеют гидравлическую связь с водами р. Тускарь и неагрессивны по всем показателям. Водовмещающими грунтами являются пески средней крупности (ИГЭ-2). Водоупор до глубины 5,0 м не вскрыт. В осенне-зимний период, а также в период обильных продолжительных дождей возможно повышение уровня грунтовых вод на 1,5–2,0 м.

Нормативная глубина промерзания грунтов 1,2 м.

Расчет нагрузки от подвижного состава железных дорог

Согласно п. 5.10 справочного пособия «Проектирование подпорных стен и стен подвалов» к СНиП 2.09.03-85[3] интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки q, расположенной на поверхности призмы обрушения, следует определять по формулам:

– при сплошном и фиксированном расположении нагрузки (рис. 1, *а*)

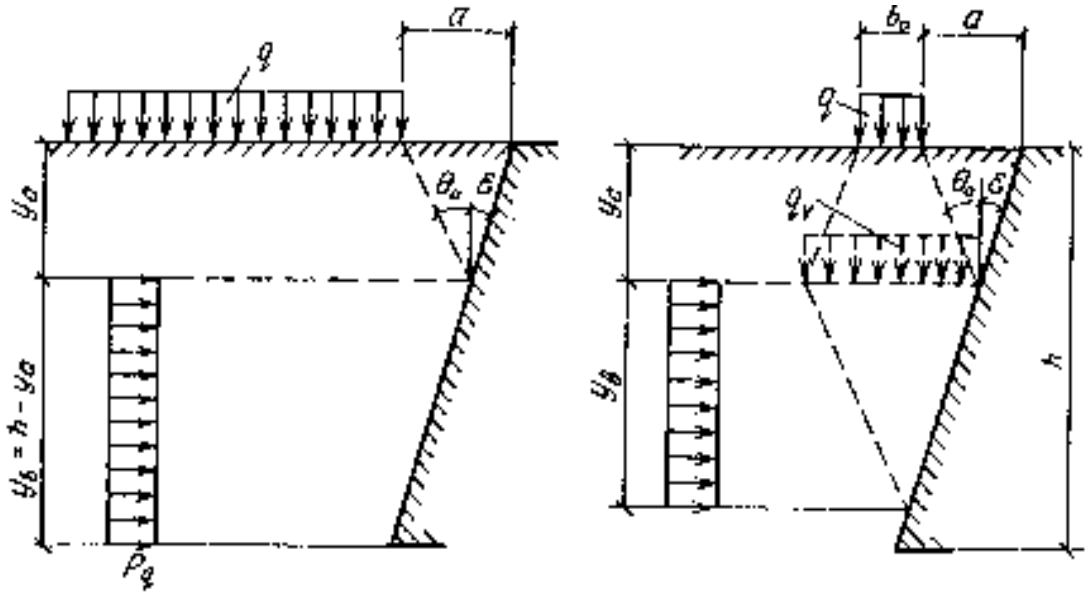
$$P_q = q\,\gamma_f\lambda;$$

– при полосовом расположении нагрузки (рис. 1, *б*)

$$P_q = q\,\gamma_f\lambda/(\,1 + 2\,\mathrm{tg}\,\theta_0 y_a/b_0),$$

где ε — угол наклона расчетной плоскости к вертикали, ε = 0; θ_0 — угол наклона плоскости скольжения к вертикали, $\theta_0 = 45^o–\varphi/2$; λ — коэффициент горизонтального давления грунта, $\lambda = g^2\theta_0$; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, для подвижного состава железных дорог $\gamma_f = 1{,}2$.

Расстояние от поверхности грунта засыпки до начала эпюры интенсивности давления грунта от нагрузки y_a, определяется выражением $y_a = a/(\mathrm{tg}\,\theta_0 + \mathrm{tg}\,\varepsilon)$.



а *б*

Рис. 1. Схема давления грунта:
а – от фиксированной нагрузки; *б* – от полосовой нагрузки

Протяженность эпюры интенсивности давления грунта по высоте y_b при фиксированной нагрузке (см. рис. 1, *а*) принимается равной $y_b = h - y_a$.

При полосовой нагрузке (см. рис. 1, *б*) протяженность эпюры давления по высоте $y_b = (b_0 + 2\mathrm{tg}\theta_0 y_a) / (\mathrm{tg}\varepsilon + \mathrm{tg}\theta_0)$, но принимается не более величины $y_b \le h - y_a$.

Вычисление величины глубины забивки шпунта

Результирующая активного давления грунта на шпунтовую стенку определяется по формуле:

$$E_a = \frac{\gamma_1 \cdot (H+h)^2}{2} \cdot \xi_a ;$$

где γ_1 — плотность грунта ИГЭ-1; H — высота подпора грунта; h — глубина забивки шпунта; ξ_a — коэффициент активного давления грунта, $\xi_a = tg^2(45^o - \varphi/2)$.

Плечо момента активного давления грунта:

$$r_a = \frac{H+h}{3}.$$

Результирующая пассивного давления грунта на шпунтовую стенку определяется по формуле:

$$E_n = \frac{\gamma_2 \cdot h^2}{2} \cdot \xi_n ;$$

где γ_2 — плотность грунта ИГЭ-2; ξ_n — коэффициент пассивного давления грунта, $\xi_n = tg^2(45^o + \varphi/2)$.

Плечо момента пассивного давления грунта:

$$r_n = \frac{h}{3}.$$

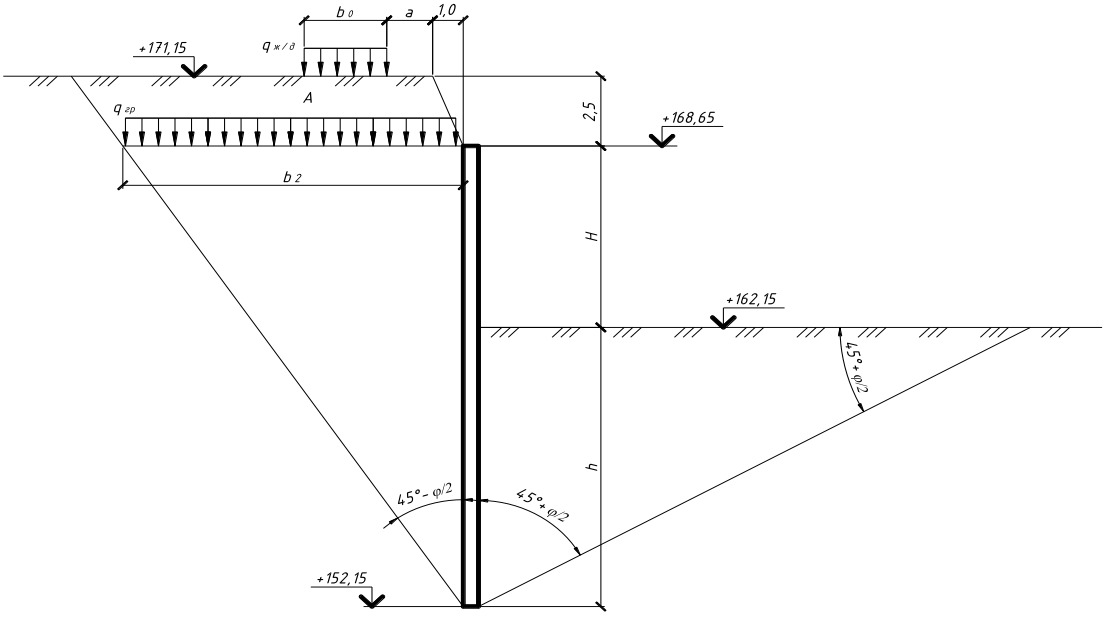


Рис. 2. Расчетная схема шпунтовой подпорной стены

Приложение активного и пассивного давлений грунта показаны на рис. 3.

Результирующая приведенной нагрузка от веса грунта области А:

$$P_{гр} = q_{гр} \cdot \xi_a \cdot y_{b1},$$

где $q_{гр} = \frac{S \cdot \gamma_1}{b_2}$ — распределенная нагрузка от веса грунта на отм. +168,65;

S – площадь области А.

$$y_{b1} = H + h.$$

Плечо момента от приведенной нагрузки от веса грунта области А:

$$r_{гр} = \frac{H + h}{2}.$$

Результирующая приведенной нагрузка для подвижного состава железных дорог:

$$P_{ж/д} = \frac{q_{ж/д} \cdot \gamma_1 \cdot \xi_a}{1 + 2 \cdot tg\theta_o \cdot y_a / b_0},$$

где $q_{ж/д} = \frac{Q + G}{l \cdot b} = \frac{100}{13 \cdot 2{,}7} = 28{,}5\ кН/м^2$ — распределенная нагрузка от грузового состава на уровне низа шпал; G — максимальный вес платформы грузового вагона; Q — максимальный вес груза; l — длина вагона; b — длина шпал.

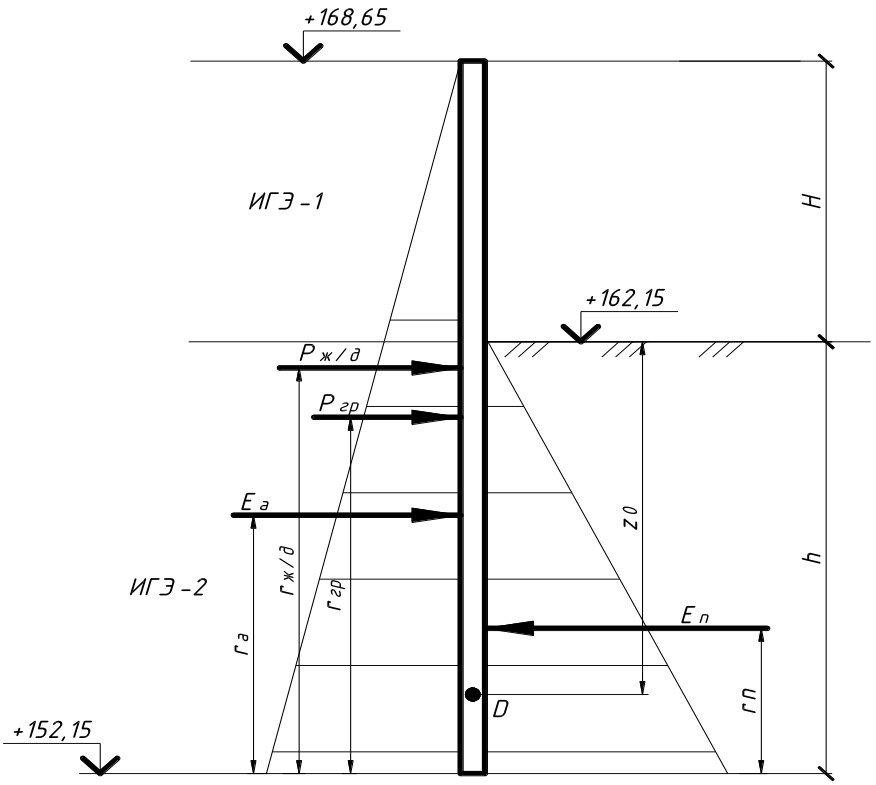


Рис. 3. Схема распределения активного и пассивного давлений на шпунт

$$y_{b2} = \frac{b_o + 2 \cdot tg\theta_o \cdot y_{a2}}{tg\theta_o} \prec y_{b1},$$

где $y_{a2} = \dfrac{a}{tg\theta_o}$.

Плечо момента от приведенной нагрузки подвижного состава железных дорог:

$$r_{ж/д} = H + h + 2{,}5 - y_{a2} - \frac{y_{b2}}{2}.$$

Из уравнения моментов относительно точки А находим требуемую глубину забивки шпунтовой стенки:

$$\sum M_A = 0; \quad E_a \cdot r_a - E_n \cdot r_n + P_{гр} \cdot y_{b1} \cdot r_{гр} + P_{ж/д} \cdot y_{b2} \cdot r_{ж/д} = 0;$$

Вычисление максимального изгибающего момента

Вычисление точки с наибольшим изгибающим моментом ведется по формуле:

$$z_0 = \frac{p}{m} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{m \cdot H}{p}}\right);$$

где $p = \gamma \cdot H \cdot tg\theta_0$;

$$m = \gamma \cdot (tg^2(45^0 + \varphi/2) - tg^2(45^0 - \varphi/2)).$$

Максимальный изгибающий момент в точки D:

$$M_{\max} = E_a^{z_0} \cdot r_a^{z_0} - E_n^{z_0} \cdot r_n^{z_0} + P_{гр} \cdot (y_{b1} - z_0) \cdot r_{гр}^{z_0} + P_{ж/д} \cdot (y_{b2} - z_0) \cdot r_{ж/д}^{z_0}$$

$$\text{где } E_a^{z_0} = \frac{\gamma_1 \cdot (H + h - z_0)^2}{2} \cdot \xi_a;$$

$$E_n^{z_0} = \frac{\gamma_2 \cdot (h - z_0)^2}{2} \cdot \xi_n;$$

$$r_a = \frac{H + h - z_0}{3};$$

$$r_n = \frac{h - z_0}{3}$$

$$y_{b1} = H + h - z_0;$$

$$r_{гр} = \frac{H + h - z_0}{2};$$

$$r_{ж/д} = H + h + 2{,}5 - y_{a2} - \frac{y_{b2}}{2} - z_0.$$

Расчет шпунтовой стенки для неоднородного грунта с фиксированной точкой вращения

Результирующая активного давления грунта на шпунтовую стенку определяется по формуле:

$$E_a = \frac{\gamma_1 \cdot (H + h)^2}{2} \cdot \xi_a = \frac{19{,}5 \cdot (10 + 6{,}5)^2}{2} \cdot 0{,}455 = 1208\ кН,$$

где $\gamma_1 = 19{,}5\ кН/м^3$ — плотность грунта ИГЭ-1; H = 6,5 м — высота подпора грунта; h = 10 м — глубина забивки шпунта; ξ_a — коэффициент активного давления грунта,

$$\xi_a = tg^2(45^o - \varphi/2) = tg^2 34^o = 0{,}455.$$

Плечо момента активного давления грунта:

$$r_a = \frac{H + h}{3} = 5{,}5\ м.$$

Результирующая пассивного давления грунта на шпунтовую стенку определяется по формуле:

$$E_n = \frac{\gamma_2 \cdot h^2}{2} \cdot \xi_n = \frac{19{,}2 \cdot 10^2}{2} \cdot 3{,}255 = 3124\ кН,$$

где $\gamma_2 = 19{,}2\ кН$ — плотность грунта ИГЭ-2; ξ_n — коэффициент пассивного давления грунта:

$$\xi_n = tg^2(45^o + \varphi/2) = tg^2 61^o = 3{,}255.$$

Плечо момента пассивного давления грунта:

$$r_n = \frac{h}{3} = \frac{10}{3} = 3{,}33\ м\,.$$

Результирующая приведенной нагрузка от веса грунта области А:

$$P_{гр} = q_{гр} \cdot \xi_a \cdot y_{b1} = 50{,}6 \cdot 0{,}45 \cdot 16{,}5 = 377{,}21\ кН\,,$$

где $q_{гр} = \frac{S \cdot \gamma_2}{b_2} = \frac{28{,}68 \cdot 19{,}2}{10{,}9} = 50{,}6$ — распределенная нагрузка от веса грунта 2 на отм. +168,65; $S = 28{,}68\ м^2$ — площадь области А.

$$y_{b1} = H + h = 10 + 6{,}5 = 16{,}5\ м;$$

Плечо момента от приведенной нагрузки от веса грунта области А:

$$r_{гр} = \frac{H + h}{2} = \frac{10 + 6{,}5}{2} = 8{,}25\ м\,.$$

Результирующая приведенной нагрузка для подвижного состава железных дорог:

$$P_{ж/д} = \frac{q_{ж/д} \cdot \gamma_1 \cdot \xi_a}{1 + 2 \cdot tg\theta_o \cdot y_a / b_0}\,,$$

где $q_{ж/д} = \frac{Q + G}{l \cdot b} = \frac{750 + 250}{13 \cdot 2{,}7} = 28{,}5\ кН/м^2$ — распределенная нагрузка от грузового состава на уровне низа шпал; $G = 250\ кН$ — максимальный вес платформы грузового вагона, $Q = 750\ кН$ — максимальный вес груза; l — длина вагона; $b = 2{,}7\ м$ — длина шпал.

$$y_{b2} = \frac{b_o + 2 \cdot tg\theta_o \cdot y_{a2}}{tg\theta_o} = \frac{2{,}7 + 2 \cdot tg34^o \cdot 3{,}71}{tg34^o} = 11{,}42\ м \prec y_{b1} = 16{,}5\ м\,,$$

где $y_{a2} = \frac{a}{tg\theta_o} = \frac{2{,}5}{tg34} = 3{,}71\ м\,.$

Плечо момента от приведенной нагрузки подвижного состава железных дорог:

$$r_{ж/д} = H + h + 2{,}5 - y_{a2} - \frac{y_{b2}}{2} = 6{,}5 + 10 + 2{,}5 - 3{,}71 - \frac{16{,}5}{2} = 9{,}59\ м\,.$$

Из уравнения моментов относительно точки А находим требуемую глубину забивки шпунтовой стенки:

$$\sum M_A = 0; \quad 1208 \cdot 5{,}5 - 3124 \cdot 3{,}33 + 22{,}86 \cdot 16{,}5 \cdot 8{,}25 + 5{,}46 \cdot 11{,}42 \cdot 9{,}59 = 0;$$

Вычисление максимального изгибающего момента

Вычисление точки с наибольшим изгибающим моментом ведется по формуле:

$$z_0 = \frac{p}{m}\cdot\left(1+\sqrt{1+\frac{m\cdot H}{p}}\right) = \frac{p}{m}\cdot\left(1+\sqrt{1+\frac{m\cdot H}{p}}\right) = 3{,}88\ м,$$

где $p = \gamma_1 \cdot H \cdot \xi_a = 19{,}5\cdot 6{,}5\cdot tg^2 34^o = 57{,}66\ кН/м^2$;

$m = \gamma_1\cdot(tg^2(45^0+\varphi/2) - tg^2(45^0-\varphi/2)) = 19{,}5\cdot(tg^2 34^o - tg^2 61^o) = 54{,}59\ кН/м^3$.

Максимальный изгибающий момент в точки D:

$$M_{\max} = E_a^{z_0}\cdot r_a^{z_0} - E_n^{z_0}\cdot r_n^{z_0} + P_{гр}\cdot(y_{b1}-z_0)\cdot r_{гр}^{z_0} + P_{ж/д}\cdot(y_{b2}-z_0)\cdot r_{ж/д}^{z_0},$$

где $E_a^{z_0} = \frac{\gamma_1\cdot(H+h-z_0)^2}{2}\cdot\xi_a = \frac{19{,}5\cdot(6{,}5+10-3{,}88)^2}{2}\cdot 0{,}455 = 706{,}31\ кН$;

$$E_n^{z_0} = \frac{\gamma_2\cdot(h-z_0)^2}{2}\cdot\xi_n = \frac{19{,}2\cdot(10-3{,}88)^2}{2}\cdot 3{,}255 = 1170\ кН;$$

$$r_a = \frac{H+h-z_0}{3} = \frac{6{,}5+10-3{,}88}{3} = 4{,}21\ м;$$

$$r_n = \frac{h-z_0}{3} = \frac{10-3{,}88}{3} = 2{,}04\ м;$$

$$r_{гр} = \frac{H+h-z_0}{2} = \frac{6{,}5+10-3{,}88}{2} = 6{,}31\ м;$$

$$r_{ж/д} = H+h+2{,}5-y_{a2}-\frac{y_{b2}}{2}-z_0 = 6{,}5+10+2{,}5-3{,}71-\frac{11{,}42}{2}-3{,}88 = 5{,}71\ м;$$

$$M_{\max} = 706{,}31\cdot 4{,}21 - 1170\cdot 2{,}04 + 22{,}86\cdot 12{,}62\cdot 6{,}31 + 5{,}46\cdot 7{,}54\cdot 5{,}71 = 2{,}640\times 10^3\ кНм.$$

Подбор сечения

Подбор сечения ведется по моменту сопротивления *W*o.

Наибольший изгибающий момент *M* = 2,640×10^{3}кНм

Подбираем ПШС 80/150-8300, сталь С345, R_y=345 МПа с характеристиками, представленными в табл. 2.

Необходимый момент сопротивления:

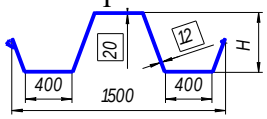
$$W_o = \frac{M\cdot 1000}{0.95\cdot R_y};\qquad W_o = \frac{2640\cdot 1000}{0.95\cdot R_y} = 8055\ см^3.$$

Момент сопротивления ПШС 80/150-8300 W_o = 8300 > 8055 см^3.

Сечение удовлетворяет условию. Запас 3 %.

Принимаем сечение ПШС 80/150-8300. Общая длина шпунта 17 м.

Таблица 2 Характеристики ПШС 80/150-8300

Сечение профиля	Обозначение панели по ТУ 5264-006-01393674 - 01	Высота профиля *H*, мм	Площадь торца, см^2	Характеристика шпунтовой стены **длиной 1м**				Расчётный периметр, см
				Удельный расход стали *m*, кг/м^2	Момент инерции J_0, см^4	Момент сопротивления W_0, см^3	Коэффициент использования стали, W_0 / m	
Вариант 1 	80/150–8300	800	547	283,7	332000	8300	29,256	725

Расчет шпунтовой стенки для неоднородного основания с неизвестной точкой вращения

Методика расчета

Расчет, представленный в п. 2. ведется с рядом допущений, которые снижают его точность и увеличивают запас. Следовательно, возможно увеличение точности расчета и уменьшение запаса за счет отказа от некоторых допущений и, тем самым, уточнения расчета.

В данном случае расчет ведется при неизвестной точке Z_0 (рис. 4) вращения шпунтовой стенки (по нормативам данная точка принимается самой нижней точкой сваи).

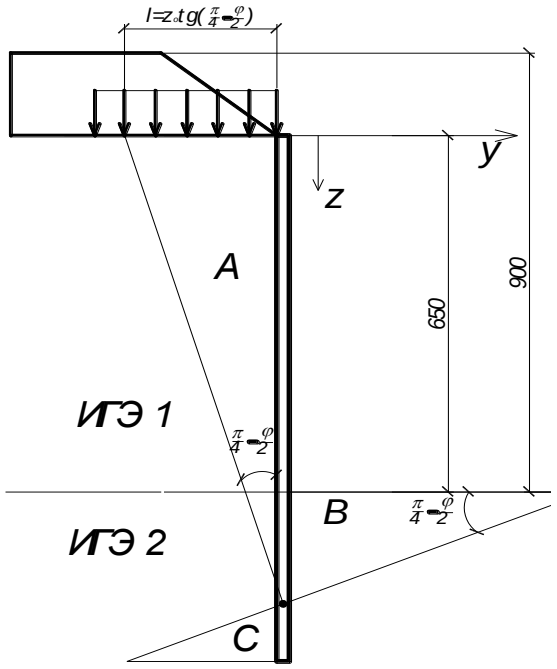


Рис. 4. Расчетная схема шпунтовой стенки с неизвестной точкой вращения

Отказ от данного допущения приводит к необходимости решения двух нелинейных уравнений с двумя неизвестными, что значительно усложняет расчет, но позволяет более точно отразить реальные условия работы шпунтовой стенки, снизить запас, повысив тем самым экономический эффект.

Зона А является зоной активного давления грунта, т.е. зоной, в которой свая идет от грунта. Зоны В и С – зоны пассивного давления, где свая двигается на грунт (рис. 4).

Определим напряжения в зонах.

– в зоне А активного давления грунта:

$$\sigma_3 = \sigma_z = \gamma \cdot z + q;$$

$$\sigma_1 = \sigma_y = \frac{\gamma \cdot z + q}{A};$$

– в зоне В пассивного давление грунта:

$$\sigma_3 = \sigma_y = A\gamma(z - H);$$

$$\sigma_1 = \sigma_z = \gamma(z - H);$$

– в зоне С пассивного давления грунта:

$$\sigma_3 = \sigma_y = A\gamma \cdot z;$$

$$\sigma_1 = \sigma_z = \gamma \cdot z.$$

Эпюры давлений грунта на шпунтовую стенку показаны на ри. 5.

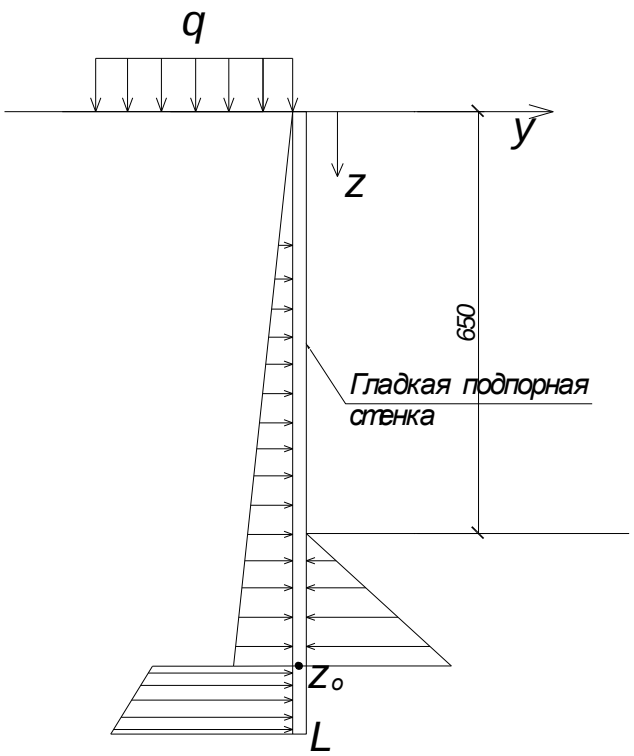


Рис. 5. Эпюры давлений грунта на шпунтовую стенку

Неизвестные z_o и L определяются из системы двух уравнений:

а) Равенство проекций на ось y запишется в следующем виде:

$$\sigma_y^A(z_o)=\frac{\gamma\cdot z_o+q}{A};\quad \sigma_y^C(z_o)=A\gamma\cdot zo;\quad \sigma_y^C(L)=A\gamma\cdot L;$$

$$\sigma_y^B(zo)=A\gamma(zo-H);\qquad \sigma_y^A(0)=\frac{q}{A}.$$

$$\frac{\sigma_y^A(0)+\sigma_y^A(z_o)}{2}\cdot z_o+\frac{\sigma_y^C(z_o)+\sigma_y^C(L)}{2}\cdot(L-z_o)=\frac{\sigma_y^B(z_o)\cdot(z_o-H)}{2}$$

или $$(\frac{\gamma\cdot z_o+q}{A}+\frac{q}{A})\cdot z_o+(A\gamma\cdot z_o+A\gamma L)(L-z_o)=A\gamma(z_o-H)^2$$

или $$\frac{1}{A}\cdot(\gamma\cdot z_o+2q)z_o+A\gamma(L^2-{z_o}^2)=A\gamma(z_o-H)^2$$

б) Равенство суммы моментов относительно точки x_o нулю:

$$M_A=\frac{1}{A}(\frac{\gamma\cdot {z_o}^3}{6}+\frac{q{z_o}^2}{2});$$

$$M_B=A\gamma(\frac{{z_o}^3}{6}-\frac{H\cdot {z_o}^2}{2}+\frac{H^2\cdot z_o}{2}-\frac{H^3}{6});$$

$$Mc=A\gamma(\frac{L^3}{3}-\frac{z_o\cdot L^2}{2}+\frac{\cdot {z_o}^3}{6}).$$

Уравнение моментов относительно точки z_o вращения шпунтовой стенки:

$$M_A = M_B + M_C$$

или

$$\frac{1}{A}(\frac{\gamma\cdot {z_o}^3}{6}+\frac{q{z_o}^2}{2})=A\gamma(\frac{{z_o}^3}{6}-\frac{H\cdot {z_o}^2}{2}+\frac{H^2\cdot z_o}{2}-\frac{H^3}{6})+A\gamma(\frac{L^3}{3}-\frac{z_o\cdot L^2}{2}+\frac{\cdot {z_o}^3}{6}).$$

Учет напластования грунтов:

Принимаем в областях В и С угол внутреннего трения φ = 32°.

В верхней части области А φ = 22°, в нижней части области А φ=32°.

а) Равенство проекций на ось *y* запишется в следующем виде:

$$\frac{\sigma_y^A(0)+\sigma_y^A(H)}{2}\cdot H+\frac{\sigma_y^A(H)+\sigma_y^A(z_o)}{2}\cdot(z_o-H)=\frac{\frac{q}{A1}+\frac{\gamma H+q}{A1}}{2}\cdot H+\frac{\frac{\gamma H+q}{A1}+\frac{\gamma\cdot z_o+q}{A1}}{2}\cdot(z_o-H),$$

тогда уравнение сил будет выглядеть так:

$$(\frac{q}{A1}+\frac{\gamma H+q}{A1})H+(\frac{\gamma H+q}{A1}+\frac{\gamma\cdot z_o+q}{A})\cdot(z_o-H)+A\gamma(L^2-z_o^2)=A\gamma(z_o-H)^2;$$

б) Равенство суммы моментов относительно точки x_o нулю.

$M_A = M_1 + M_2$

$$M_1 = \int_{Zo}^{H} \frac{\gamma \cdot z + q}{A1}(z - z_o)dz = \frac{1}{A1}\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right);$$

$$M2 = \int_{H}^{z_o} \frac{\gamma \cdot z + q}{A}(z_o - z)dz = \frac{1}{A}\left(\frac{\gamma z_o^3}{6} + \frac{qz_o^2}{2}\right) - \frac{1}{A}\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right);$$

$$M_A = \frac{1}{A}\left(\frac{\gamma z_o^3}{6} + \frac{qz_o^2}{2}\right) + \left(\frac{1}{A1} - \frac{1}{A}\right)\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right);$$

$$M_B = \int_{H}^{z_o} \sigma_y^B (z_o - z)dz = \int_{H}^{z_o} A\gamma(z - H)(z_o - z)dz = A\gamma \int_{H}^{z_o} (zz_o - z^2 - Hz_0 + Hz)dz = A\gamma\left(z_o\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3}\right) -$$

$$-Hz_o z + H\frac{z^2}{2}\Big)\Big/_{H}^{z_0} = A\gamma\left(\frac{z^3}{6} - H\frac{z_o^2}{2} + \frac{H^2 z_o}{2} - \frac{H^3}{6}\right)$$

$$M_C = \int_{z_o}^{L} \sigma_y^C (z_o - z)dz = \int_{z_o}^{L} A\gamma z(z - z_o)dz = A\gamma \int_{z_o}^{L} (z^2 - zz_o)dz = A\gamma\left(\frac{z^3}{3} - z_o\frac{z^2}{2}\right)\Big/_{z_o}^{L} = A\gamma\left(\frac{L^3}{3} - z_o\frac{L^2}{2} + \frac{z_o^3}{6}\right).$$

Тогда уравнение моментов будет выглядеть так:

$$\frac{1}{A}\left(\frac{\gamma z_o^3}{6} + \frac{qz_o^2}{2}\right) + \left(\frac{1}{A1} - \frac{1}{A}\right)\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right) = A\gamma\left(\frac{z_o^3}{6} - \frac{H \cdot z_o^2}{2} + \frac{H^2 \cdot z_o}{2} - \frac{H^3}{6}\right) +$$

$$A\gamma\left(\frac{L^3}{3} - \frac{z_o \cdot L^2}{2} + \frac{\cdot z_o^3}{6}\right).$$

Расчет шпунтовой стенки для неоднородного основания с неизвестной точкой вращения

Исходные данные аналогичны с п. 2 — расчетом шпунтовой стенки для неоднородного основания с фиксированной точкой вращения.

Определяем прочностные характеристики грунта определяются в соответствии с условием прочности Кулона-Мора:

$$A = \frac{1 + \mathrm{Sin}\,\phi}{1 - \mathrm{Sin}\,\phi} = 3,255 \qquad A1 = \frac{1 + \mathrm{Sin}\,\phi}{1 - \mathrm{Sin}\,\phi} = 2,198.$$

Начальное приближение:

$$L = 15 \text{ м}, z_o = 13 \text{ м}.$$

Решаем систему уравнений:

$$\left(\frac{q}{A1} + \frac{\gamma H + q}{A1}\right)H + \left(\frac{\gamma H + q}{A1} + \frac{\gamma \cdot z_0 + q}{A}\right) \cdot (z_0 - H) + A\gamma(L^2 - z_0^2) = A\gamma(z_0 - H)^2;$$

$$\frac{1}{A}\left(\frac{\gamma z_o^3}{6}+\frac{q z_o^2}{2}\right)+\left(\frac{1}{A1}-\frac{1}{A}\right)\left(\frac{\gamma H^3}{6}+\frac{qH^2}{2}\right)=A\gamma\left(\frac{z_o^3}{6}-\frac{H\cdot z_o^2}{2}+\frac{H^2\cdot z_o}{2}-\frac{H^3}{6}\right)+$$

$$A\gamma\left(\frac{L^3}{3}-\frac{z_o\cdot L^2}{2}+\frac{\cdot z_o^3}{6}\right);$$

$$z_o > H.$$

Корни системы уравнений: (z_o, H) = (13.804, 14.583).

Из уравнения прочности шпунта определяем Z:

$$\left(\frac{\gamma}{2A}-\frac{A\gamma}{2}\right)\cdot Z^2+\left(\frac{q}{A}+A\gamma\cdot H\right)\cdot Z-\frac{A\gamma\cdot H^2}{2}=0;$$

$$Z > H.$$

Z = 10,418 м — сечение с наибольшим изгибающим моментом.

Наибольший изгибающий момент при z_o=10,418 м:

$$\frac{1}{A}\left(\frac{\gamma\cdot z_o^3}{6}+\frac{q z_o^2}{2}\right)+\left(\frac{1}{A1}-\frac{1}{A}\right)\left(\frac{\gamma\cdot H^3}{6}+\frac{qH^2}{2}\right)-A\gamma\left(\frac{z_o^3}{6}-\frac{H\cdot z_o^2}{2}+\frac{H^2\cdot z_o}{2}-\frac{H^3}{6}\right),$$

$M = 1{,}626\times10^3$ кНм — наибольший изгибающий момент.

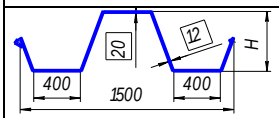
Подбор сечения

Подбор сечения ведется по моменту сопротивления *W*o.

Наибольший изгибающий момент $M = 1.626\times10^3$ кНм

Подбираем ПШС 80/150-6075, сталь С345, R_y = 345 Мпа с характеристиками, представленными в табл. 3.

Таблица 3. Характеристики ПШС 80/150-6075

Сечение профиля	Обозначение панели по ТУ 5264-006-01393674-01	Высота профиля *H*, мм	Площадь торца, см^2	Характеристика шпунтовой стены длиной 1м				Расчётный периметр, см
				Удельный расход стали *m*, кг/м^2	Момент инерции J_0, см^4	Момент сопротивления W_0, см^3	Коэффициент использования стали, W_0 / m	
	80/150–6075	800	455,0	235,4	243100	6075	25,807	730

Необходимый момент сопротивления сечения:

$$Wo = \frac{M\cdot1000}{0.95\cdot R_y}; \qquad Wo = \frac{1626\cdot1000}{0.95\cdot R_y} = 4961 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления ПШС 80/150-6075 *W*o = 6075 см^3 > 4961 см^3.

Сечение удовлетворяет условию. Запас 22 %.

Принимаем сечение ПШС 80/150-6075. Общая длина сваи 16 м.

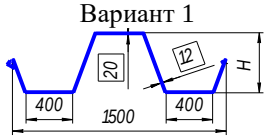
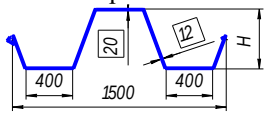
Заключение

По расчету, приведенному в пункте 2 было подобрано сечение ПШС 80/150-8300 с общей длинной сваи 17 м. Расчет, представленный в п.2 ведется с рядом допущений, которые снижают его точность и увеличивают запас. Следовательно, возможно увеличение точности расчета и уменьшение запаса за счет отказа от некоторых допущений и, тем самым, уточнения расчета.

В данном случае расчет ведется при неизвестной точке Zo вращения шпунтовой стенки (по нормативам данная точка принимается самой нижней точкой сваи). Отказ от данного допущения приводит к необходимости решения двух нелинейных уравнений с двумя неизвестными, что значительно усложняет расчет, но позволяет более точно отразить реальные условия работы шпунтовой стенки, снизить запас, повысив тем самым экономический эффект.

По расчету, приведенному в п. 3 было подобранно сечение ПШС 80/150-6075. Ниже приведем сравнительные характеристики обоих вариантов (табл. 4).

Таблица 4. Сравнение характеристик шпунта обоих вариантов

Сечение профиля	Обозначение панели по ТУ 5264-006-01393674-01	Высота профиля *H*, мм	Площадь торца, см^2	Характеристика шпунтовой стены длиной 1 м				Расчётный периметр, см
				Удельный расход стали *m*, кг/м^2	Момент инерции J_0, см^4	Момент сопротив-ления W_0, см^3	Коэффициент использо-вания стали, W_0 / m	
Вариант 1 	80/150–8300	800	547	283,7	332000	8300	29,256	725
Вариант 2 	80/150–6075	800	455,0	235,4	243100	6075	25,807	730

Вариант 1. Общий расход стали для сечения ПШС 80/150-8300, длина шпунта 17 м:

$$S_1 = 283{,}7 \times 17 \times 60 = 289 \text{ т.}$$

Вариант 2. Общий расход стали для сечения ПШС 80/150-6075, длина шпунта 16 м:

$$S_1 = 235{,}4 \times 16 \times 60 = 226 \text{ т.}$$

Разница в расходе стали составляет 63 т, или, приблизительно 5 355 000 руб. Следовательно, выбираем вариант 2 — ПШС 80/150-6075, длина шпунта 16 м, запас 22 %.

Несмотря на увеличение трудоемкости расчета шпунтового ограждения с неизвестной точкой вращения в сравнении с нормативным расчетом, несомненна его экономическая целесообразность.

Список источников

1. Мангушев, Р. А. Учет расчетных параметров шпунтовых стен профиля «Ларсен» при проектировании ограждений котлованов / Р. А. Мангушев, А.Б. Фадеев // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2017. – Выпуск 13. – Т. 4. – С. 114-120. DOI:10.22337/2587-9618-2017-13-4-114-120.

2. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах / Р. А. Мангушев, Н. С. Никифорова, В. В. Конюшков [и др.]. – М.: АСВ, 2013. – 256 с.

3. Мангушев, Р. А. Опыт сохранения соседних зданий при устройстве котлованов больших объемов в условиях плотной застройки / Р. А. Мангушев, Л. В. Гарнык, А. И. Осокин // Основания. фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 5. – С. 10-13.

4. Полищук, А. И. Оценка работы разделительных ограждений в слабых глинистых грунтах, устраиваемых для защиты существующих зданий и влияния нового строительства / А. И. Полищук, А. С. Межаков // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7. – № 2. – С. 124-131.

5. Знаменский, В. В. Устройство ограждающих систем котлованов в стесненных городских условиях / В. В. Знаменский, Д. Ю. Чунюк, Е. Б. Морозов // Жилищное строительство. – 2012. – № 9. – С. 60-62.

6. Зерцалов, М. Г. Влияние распорной системы ограждения котлована на противодействие прогрессирующему обрушению / М. Г. Зерцалов, А. В. Исаев // Промышленное и гражданское строительство. – 2025. – № 6. – С. 65-69. DOI: 10.33622/0869-7019.2025.06.65-69.

7. Конюшков, В. В. Сравнительный анализ методов расчетов ограждающих конструкций котлованов / В. В. Конюшков // Вестник гражданских инженеров. – 2021. – № 3. – С. 92-99. DOI: 10.23968/1999-5571-2021-18-3-92-99.

8. Тютерев, В. В. Шпунт корытного типа с повышенными инерционными характеристиками / В. В. Тютерев, В. Ю. Рубцов // Строительство и реконструкция. – 2021. – № 4. – С.16-22. https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-16-22.

9. Проектирование подпорных стен и стен подвалов. Справочное пособие к СНиП 2.09.03-85. – М.: Стройиздат, 1990. – 104 с.

© Дыба В. П. Чутченко С. Г., Матвиенко М. П., 2026

Секция 2
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

УДК 624.154.53; 624.154.8
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-158-167

СРАВНЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ВЫТЕСНЕНИЯ, ИЗГОТОВЛЕННЫХ ПО РАЗНЫМ ТЕХНОЛОГИЯМ

А. В. Савинов[1], В. Э. Фролов[2], А. В. Бондаревский[2], Ю. Н. Бровиков[2], А. С. Сбиритов[2], А. Ю. Колесников[3], Е. В. Бойков[3]

[1]ООО НППП «ГЕОТЕХНИКА-СПИ», г. Саратов, Россия,
[2]ЗАО «Геотехника-С», г. Саратов, Россия,
[3]Саратовский государственный технический университет имени Ю. А. Гагарина, г. Саратов, Россия

Аннотация. *Рассмотрены существующие технологии изготовления свай вытеснения. Отмечена и изучена развивающаяся технология образования свай вытеснения Геотехника-С (СВГС). Целью экспериментальных исследований было проведение сопоставительного анализа параметров процесса изготовления свай по технологии СВГС со сваями, изготовленными по классической технологии «Фундекс», а также сравнение результатов определения несущей способности свай СВГС и свай «Фундекс» по СП 24.13330.2021. Экспериментальные исследования проводились на объекте, расположенном г. Энгельсе Саратовской области, для чего было выполнено четыре сваи. После «отдыха» пробных свай не менее 28 суток, до устройства рядовых свай, проведены статические испытания по ГОСТ 5686-2020. Проведено сопоставление результатов натурных испытаний свай «Фундекс» и СВГС с расчетными значениями их несущей способности. Сделаны выводы о том, что сваи СВГС позволяют добиться 100% использования прочности материала сваи, так как их несущая способность по грунту превышает прочность по материалу сваи на сжатие. Таким образом, выполненные по технологии ЗАО «Геотехника-С» сваи СВГС имеют большие перспективы для их широкого применения и требуют дальнейших исследований.*

Ключевые слова: *свайный фундамент, несущая способность, свая вытеснения, винтовой шнек, теряемый наконечник, разуплотненный грунт*

COMPARISON OF THE BEARING CAPACITY OF DISPLACEMENT PILES MANUFACTURED USING DIFFERENT TECHNOLOGIES

A. V. Savinov[1], V. E. Frolov[2], A. V. Bondarevsky[2], Yu. N. Brovikov[2], A. S. Sbiritov[2], A. Y. Kolesnikov[3], E. V. Boykov[3]

[1]OOO NPPP «GEOTEKHNIKA-SPI», Saratov, Russia,
[2]ZAO «Geotekhnika-S», Saratov, Russia,
[3]Yuri Gagarin State Technical University of Saratov, Saratov, Russia

Annotation. *The article examines existing displacement pile manufacturing technologies. The developing technology for the formation of Geotechnica-S displacement piles (SVGS) is highlighted and studied. The objective of the experimental studies was to conduct a comparative analysis of the pile manufacturing process parameters using the SVGS technology with piles manufactured using the classic Fundex technology, as well as to compare the results of determining the bearing capacity of SVGS and Fundex piles according to SP 24.13330.2021.*

The experimental studies were conducted at a site located in Engels, Saratov Region, for which four piles were produced. After a "rest" of at least 28 days, static tests were conducted in accordance with GOST 5686-2020 before the installation of ordinary piles. The results of full-scale tests of Fundex and SVGS piles are compared with the calculated bearing values. It was concluded that SVGS piles allow for 100% utilization of the pile material's strength, as their soil-bearing capacity exceeds the pile material's compressive strength. Therefore, SVGS piles manufactured using Geotekhnika-S's technology hold great promise for widespread use and require further research.

Keywords: *pile foundation, bearing capacity, displacement pile, screw auger, lost tip, loose soil*

Введение

Набивные сваи вытеснения получают все большее распространение в строительстве на территории Российской Федерации, особенно в слабых и водонасыщенных грунтах. На практике встречаются различные технологии устройства набивных свай, обусловленных конструкцией бурового оборудования и инструмента:

– сваи, изготавливаемые с использованием спиралевидных снарядов (DDP) [1];

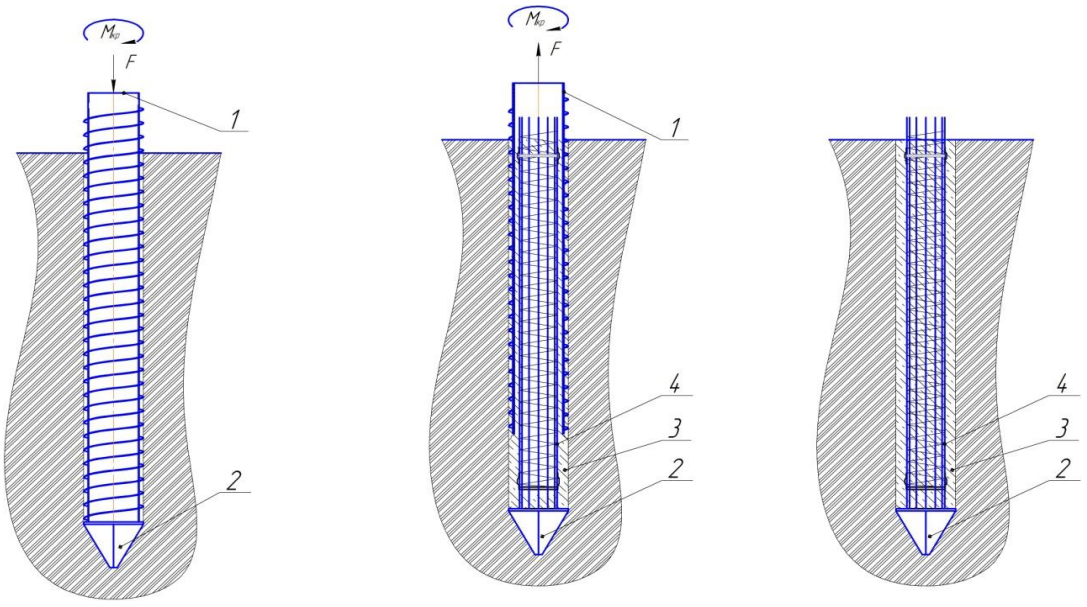
– сваи «Атлас», изготавливаемые с помощью режущего наконечника, нижний конец которого закрыт оставляемым в грунте башмаком [1];

– сваи «Фундекс», изготавливаемые завинчиванием с одновременным вдавливанием в грунт полой гладкой обсадной трубы с теряемым башмаком [1];

– сваи вытеснения Геотехника-С (СВГС), изготавливаемые по технологии, запатентованной ЗАО «Геотехника-С», г. Саратов [2, 3].

При устройстве СВГС в процессе образования скважины и вдавливания с вращением обсадной трубы с наконечником происходит вытеснение и уплотнение грунта в радиальном направлении. В результате образуется скважина диаметром, соответствующим диаметру основания теряемого башмака. После прохождения основания конуса наконечника происходит незначительное уменьшение диаметра скважины, разгрузка и частичное разуплотнение ранее уплотненного грунта на контакте «стенка скважины – обсадная труба». Образовавшийся разуплотненный водонасыщенный грунт вдоль внешней поверхности трубы транспортируется из скважины плоскими лопастями винтового шнека при его извлечении. Технологическая последовательность операций по устройству свай СВГС показана на рис. 1.

Таким образом, в результате применения обсадной трубы, имеющей винтовой шнек с лопастями плоской формы и заданными размерами, можно возводить сваи с диаметром, равным диаметру винтового шнека. При этом сваи СВГС имеют более высокую несущую способность за счет уплотнения стенок скважины, извлечения разуплотненного водонасыщенного грунта и заполнения образованной полости бетонной смесью.



а *б* *в*

Рис. 1. Технологическая последовательность устройства сваи СВГС:
а – погружение обсадной трубы с винтовым шнеком и башмаком до проектной отметки; *б* – установка каркаса и извлечение обсадной трубы с винтовым шнеком с удалением разуплотненного грунта вдоль его боковой поверхности и одновременным бетонированием ствола сваи; *в* – готовая свая; *1* – обсадная полая труба со спиральной навивкой (винтовой шнек); *2* – теряемый наконечник (башмак); *3* – бетонная смесь; *4* – арматурный каркас

Формирование скважины может быть осуществлено в любых грунтовых условиях. После формирования скважины в нее опускают арматурный каркас и бетонируют с извлечением обсадной трубы (рис. 1).

Цель экспериментальных исследований — проведение сопоставительного анализа параметров процесса изготовления свай по технологии СВГС со сваями, изготовленными по классической технологии «Фундекс», а также сравнение результатов определения несущей способности свай СВГС и свай «Фундекс» по СП [4] с их фактической несущей способностью, полученной по данным контрольных полевых испытаний грунтов сваями статической нагрузкой.

Изготовление свай

Экспериментальные исследования проводились на объекте, расположенном по адресу: ул. Трудовая, д. 12 в г. Энгельсе Саратовской области. Для строительства 25-этажного здания проектом было предусмотрено изготовление свай «Фундекс» диаметром 450 мм, длиной 12,0 м с использованием теряемого наконечника диаметром 545 мм (марка 6Е) с проектной нагрузкой на сваю $N = 110$ т. В качестве несущего слоя служил мелкий песок средней плотности (ИГЭ № 3). Общее количество свай по проекту — 264 шт. Расстояния между центрами свай — 1,6 м. Бетон свай — В25, W6, П4. План свайного поля приведен на рис. 2.

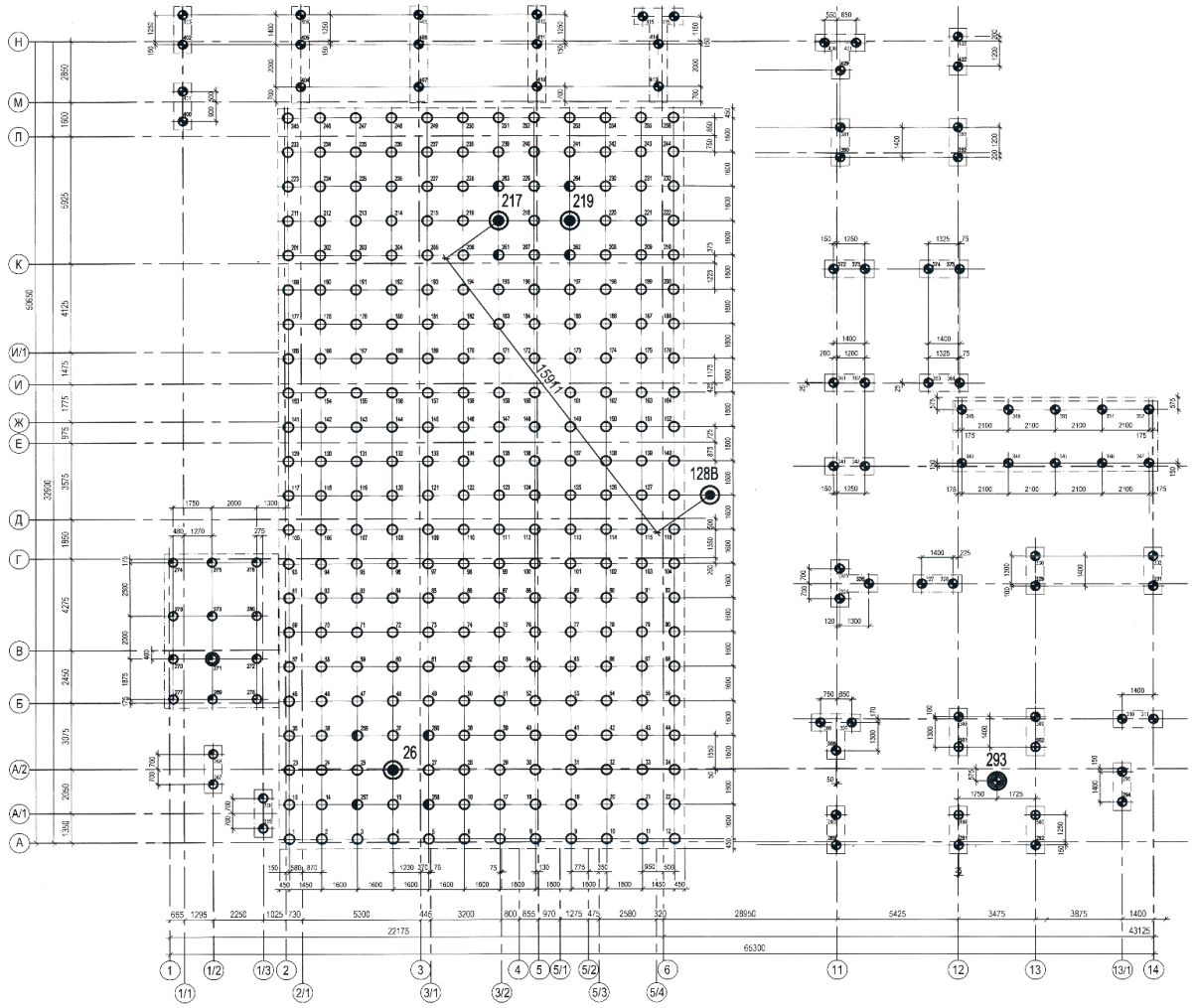


Рис. 2. Расположение испытуемых свай на плане свайного поля

В процессе реализации данного проекта в 2022 г. при устройстве пробных свай «Фундекс» не удалось выполнить испытуемую сваю № 219 проектной длиной 12,0 м, т. к. в ходе производства работ установлено следующее:

– при прохождении мелких песков средней плотности ниже отметки минус 10,0 м от дна котлована резко упала скорость погружения обсадной трубы;

– на глубине 11,5 м от дна котлована проходка остановилась. При работе буровой установки в течение двух часов погружение трубы составило 10 см. Произошел «отказ»;

– было принято решение об армировании и бетонировании сваи при фактически полученной длине 11,6 м, вместо проектных 11,9 м (от дна котлована);

– при этом ранее изготовленные анкерные сваи (тоже типа «Фундекс»), расположенные друг от друга на расстоянии удвоенного шага, были успешно выполнены проектной длины (до отметки минус 11,9 м от дна котлована);

– сложности с устройством свай проектной длины, описанные выше, свидетельствуют, очевидно, об уплотнении массива грунта при устройстве анкерных свай «Фундекс»;

– перед началом бетонирования сваи пришлось ждать остывания трубы до температуры $t \approx 20$ °С – 30 ºС в течение часа;

– общее время изготовления сваи составило 4 часа;

– расход бетона на сваю составил 105 % от геометрического объема сваи;

– у одной из анкерных свай наблюдалось «гейзерение» после бетонирования.

Стоит отметить, что возникшие проблемы уже встречались при устройстве свай «Фундекс» и были описаны у других авторов [3, 5–9]. На основе полученных результатов ЗАО «Геотехника-С» предложило применить вместо свай «Фундекс» сваи СВГС [2, 10] аналогичного диаметра и длины.

Были выполнены пробные сваи СВГС диаметром 450 мм с использованием теряемого наконечника диаметром 465 мм (марка 4Е). Для получения реальной картины изменения несущей способности свай с разной глубиной погружения в несущий слой, длины изготовленных свай варьировались (рис. 2 и 3):

– свая № 26 длиной 11,0 м с отм. низа ростверка 17,22 м;

– свая № 217 длиной 12,0 м с отм. низа ростверка 17,22 м;

– свая № 293 длиной 13,0 м с отм. поверхности планировки 20,55 м.

Грунтовые условия на площадке однородные. Характеристики слоев грунта представлены в табл. 1.

Таблица 1. Общая характеристика слоев грунта основания

Номер слоя	Характеристика грунта
1	Насыпной грунт – техногенно перемещенные грунты, представляющие собой смесь глины, строительного мусора, щебня и почвы. Мощность слоя от 2,8 до 3,0 м
2	Песок серовато-желтого цвета, мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения, с прослойками песка пылеватого мощностью слоя до 0,1 м Мощность слоя от 3,6 до 4,4 м
3	Песок серовато-желтого цвета, мелкий, средней плотности, водонасыщенный, с прослойками песка пылеватого мощностью слоя до 0,1 м. Мощность слоя от 6,8 до 9,0 м

В качестве несущего слоя свай СВГС служил мелкий песок средней плотности (ИГЭ № 3) (рис. 3).

В процессе изготовления свай СВГС наблюдалось следующее:

– скорость проходки скважины существенно возросла по сравнению со сваями «Фундекс» и составила в среднем 1,0 м/мин. Бурение одной сваи занимало 11–12 мин;

– все сваи доходили до проектных отметок;

– нагрев трубы выше 30 ºС не наблюдался;

– затекание подземной воды в трубу не зафиксировано;

– общее время изготовление сваи, включая проходку скважины, армирование, бетонирование, переезд установки составило в среднем 25–30 мин.

– ни одна свая за время изготовления всего свайного поля не «гейзерила».

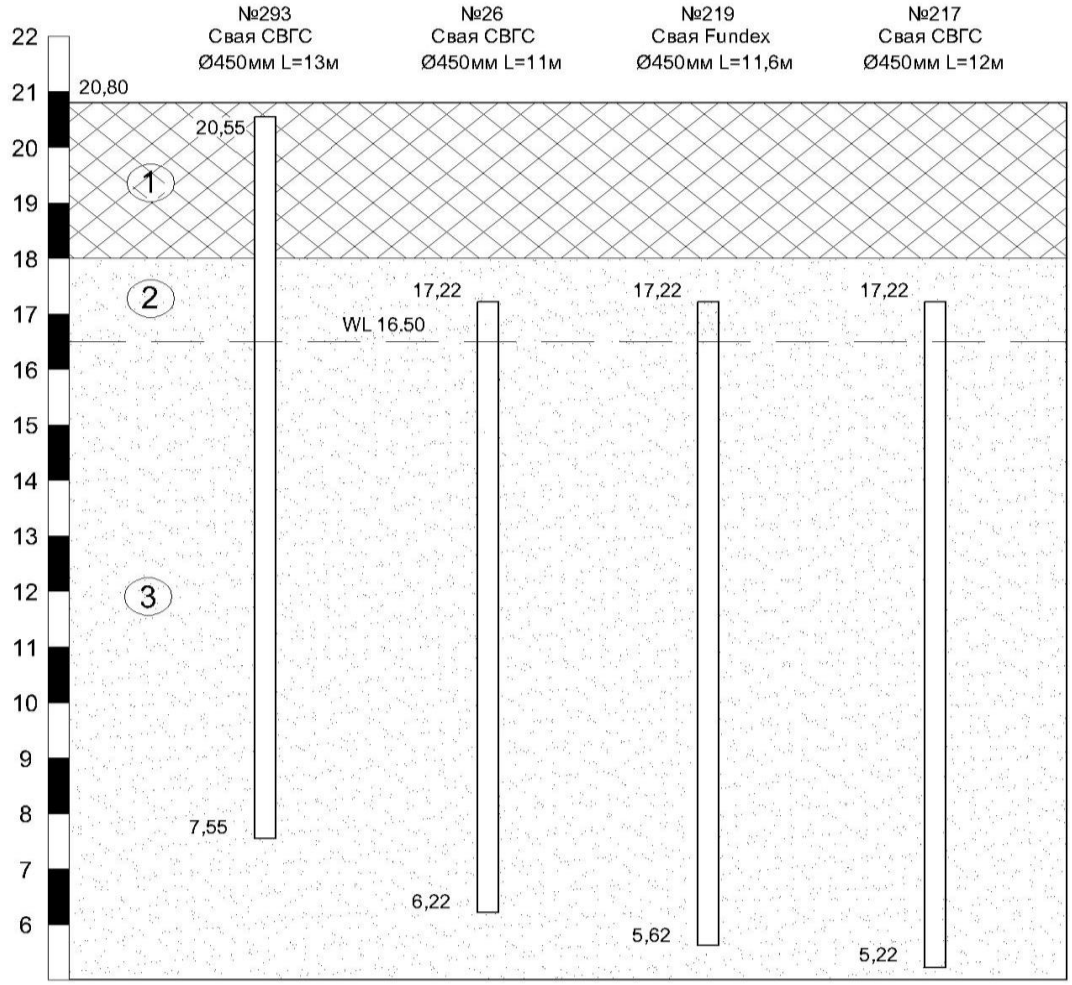


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез площадки с привязкой экспериментальных свай

Контрольные испытания свай

После «отдыха» пробных свай не менее 28 суток, до устройства рядовых свай, проведены статические испытания четырех свай №№ 217, 219, 26, 293 по ГОСТ [11]. Для более точного определения осадки и предельного сопротивления свай на вдавливание в Программе испытаний ступени нагружения приняты равными 8,25 т (1/20 от N_{max} = 165 т). Максимальная нагрузка на сваю при испытании N_{max} была назначена 1,5 от N проектной плюс одна ступень. Графики зависимости осадки свай S от нагрузки P представлены на рис. 4.

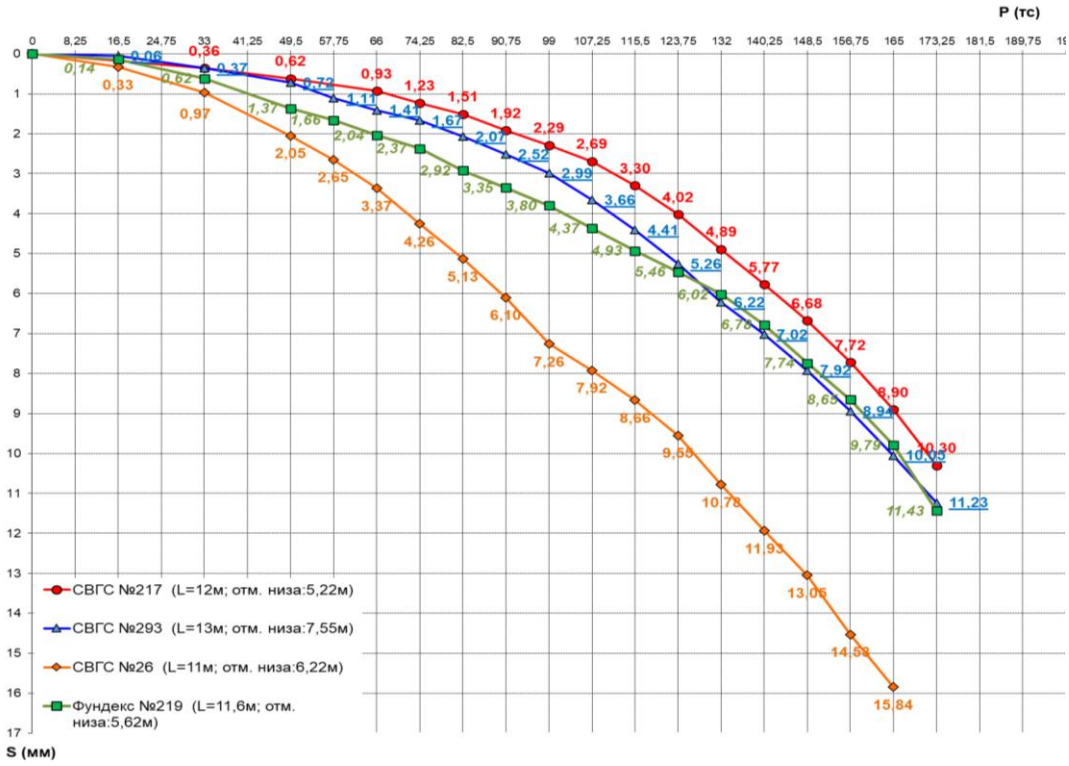


Рис. 4. Графики зависимости осадки свай от нагрузки

Как и следовало ожидать, с возрастанием длины сваи ее осадка уменьшается, а увеличение диаметра теряемого наконечника свай «Фундекс» на несущую способность сваи в представленном диапазоне нагрузок не влияет. По-видимому, сваи «Фундекс» и СВГС были испытаны только до значений, близких к исчерпанию несущей способности по боковой поверхности. Об этом косвенно свидетельствует время стабилизации сваи на последнем этапе нагружения, не превышающее 2,5 часа для всех свай (табл. 2). Поэтому разницы в значениях несущей способности у испытанных свай практически нет, хотя увеличенный диаметр наконечника сваи «Фундекс» должен был добавить к лобовому сопротивлению минимум 27,2%. У сваи № 26 при нагрузке 165 т треснул оголовник и испытание было остановлено.

Таблица 2 – Время стабилизации свай на последней ступени нагружения

Номер сваи	Тип сваи	Длина, м	Нагрузка P, т	Время стабилизации, ч
	СВГС			
	СВГС			
	«Фундекс»			
	СВГС			

Ни одну сваю не удалось «сорвать» или довести до осадки $0{,}2 \cdot S_{пр} = 2$ см, поэтому судить о реальном значении предельного сопротивления свай вдавливающей нагрузке F_u по результатам испытаний невозможно.

В качестве предельного сопротивления свай вдавливающей нагрузке F_u при испытаниях приняли максимально достигнутую нагрузку:

– свая № 219 «Фундекс» — P = 173,25 т при осадке S = 11,45 мм;

– свая № 217 СВГС — P = 173,25 т при осадке S = 10,30 мм;

– свая № 293 СВГС — P = 173,25 т при осадке S = 11,23 мм;

– свая № 26 СВГС — P = 156,75 т при осадке S = 14,53 мм; треснул оголовник.

Соответственно, значения несущей способности свай $F_d^э$ (экспериментальные) по результатам испытаний вдавливающей нагрузкой по формуле 7.20 СП [4] составили:

– свая № 219 «Фундекс» — $F_d^э$ = 173,25 т;

– свая № 217 СВГС — $F_d^э$ = 173,25 т;

– свая № 293 СВГС — $F_d^э$ = 173,25 т;

– свая № 26 СВГС — $F_d^э$ = 156,75 т.

Расчет несущей способности свай по СП **[4]**

Несущая способность $F_d^р$ (расчетная) этих свай как свай вытеснения (п. 6.4, *а*) СП [4] по грунту определена по формуле 7.9 СП [4]. При этом значение расчетного сопротивления грунта под нижним концом сваи R принято по табл. 7.2 СП [4], а расчетное сопротивление грунта основания на боковой поверхности сваи f – по таблице 7.3 СП [4].

Полученные в ходе испытаний и расчетные значения несущей способности свай приведены в табл. 3.

Таблица 3 – Сравнение несущей способности свай по расчету $F_d^р$ и по испытаниям $F_d^э$

Номер сваи	Отметка		Длина, м	Марка и диаметр башмака, мм		Диаметр сваи, мм	$F_d^р$ по формуле 7.9 СП [4], т	$F_d^э$ по испытаниям, т	Расхождение, %
	верха, м	низа, м							
217	17,22	5,22	12,0	4Е	465	450	130,8	173,25	32,5
219	17,22	5,62	11,6	6Е	545	450	127,4	173,25	36,0
26	17,22	6,22	11,0	4Е	465	450	122,4	156,75	28,1
293	20,55	7,55	13,0	4Е	465	450	115,3	173,25	50,2

Выводы

1. Классические сваи «Фундекс» имеют технологические особенности и, в этой связи, некоторые недостатки:

– малая скорость проходки в плотных грунтах и, как следствие, низкая производительность;

– сильное нагревание обсадной трубы;

– риск недопогружения теряемого башмака до проектной отметки;

– большая стоимость теряемых башмаков диаметром 545 мм;

– необходимость в оборудовании с большим вертикальным усилием вдавливания (на 25 % больше, чем для свай СВГС);

– эффект «плачущих свай» [5] или процесс «гейзерения»;

– образование слоя разуплотненного грунта по боковой поверхности свай [5, 9, 12].

2. Сваи по технологии СВГС показали отличные производственные характеристики и высокую экономичность по сравнению со сваями «Фундекс» из-за меньшей стоимости теряемых башмаков (4Е, вместо башмака 6Е у технологии «Фундекс») и более высокой производительности работ.

3. Различие в несущей способности свай по грунту между сваями «Фундекс» и СВГС в диапазоне нагрузок, не превышающих прочность материала сваи, отсутствует при меньших габаритах свай СВГС.

4. Сваи по технологии СВГС показывают очень высокую несущую способность F_d по результатам испытаний, большую, чем расчетная по СП [4]. Например, увеличение несущей способности F_d сваи № 217 по результатам статических испытаний (таблица 3) составило 32 %.

5. Для предварительного расчета свай, изготовленных по технологии СВГС, можно с запасом использовать методику СП [4], как для свай вытеснения по (п. 6.4, *а*) СП [4].

6. Сваи СВГС позволяют добиться 100% использования прочности материала сваи, так как их несущая способность по грунту превышает прочность по материалу сваи на сжатие.

7. Таким образом, выполненные по технологии ЗАО «Геотехника-С» сваи СВГС имеют большие перспективы для их широкого применения и требуют дальнейших исследований.

Финансирование. *Исследование не имело спонсорской поддержки.*
Конфликт интересов. *Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.*
Вклад авторов. *Все авторы сделали равный вклад в подготовку публикации.*

Список источников

1. Мангушев, Р. А. Современные свайные технологии: учеб. пособие / Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 240 с.

2. Внедрение новых технологий изготовления свай вытеснения / Е. В.Бойков, В. Э. Фролов, А. В. Бондаревский [и др.] // Современное строительство и архитектура. – 2024. – № 11(54). – С. 1-4. – DOI 10.60797/mca.2024.54.3.

3. СВГС как дальнейшее развитие технологии изготовления набивных свай / Е. В. Бойков, В. Э. Фролов, А. В. Бондаревский [и др.] // Фундаменты. – 2026. – № 1 (23). – С. 38-41.

4. СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты» – М.: ОАО «ЦПП», 2021. – 113 с.

5. Мангушев, Р. А. Границы практического применения свай «Фундекс» в условиях слабых грунтов / Р. А. Мангушев, И. П. Дьяконов, Л. Н. Кондратьева // Жилищное строительство. – 2017. – № 9. – С. 3-8.

6. Мангушев, Р. А. Анализ практического применения завинчиваемых набивных свай / Р. А. Мангушев, В. В. Конюшков, И. П. Дьяконов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 5. – С. 11-16.

7. Экспериментальные исследования несущей способности свай Fundex после длительного «отдыха» в глинистых грунтах статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками / А. В. Савинов, В. Э. Фролов, Ю. Н. Бровиков, М. П. Кожинский // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 10. – № 4. – С. 13-29. – DOI: 10.15593/2224-9826/2019.4.02.

8. Савинов, А. В. Оценка несущей способности свай «Фундекс» по прочностным и деформационным характеристикам глинистых грунтов / А. В.Савинов, В. Э. Фролов // Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении: материалы научно-технической конференции с иностранным участием, Воронеж, 06–08 ноября 2019 года. – Воронеж: Воронежский государственный технический университет, 2019. – С. 135-139.

9. Экспериментальные исследования основания свай Fundex после длительного «отдыха» в глинистых грунтах нагрузками / А. В. Савинов, В. Э. Фролов, Ю. Н. Бровиков, М. П. Кожинский // Construction and Geotechnics. – 2020. – Т. 11. – № 1. – С. 5-19. – DOI: 10.15593/2224-9826/2020.1.01.

10. Патент 2804651 C1 Российская Федерация, МПК E02D 5/38, E02D 5/56. Способ возведения набивной сваи в грунте: № 2023101517: заявл. 24.01.2023: опубл. 03.10.2023 / Фролов В. Э. [и др.]; заявитель ЗАО «Геотехника–С». – 9 стр.

11. ГОСТ 5686–2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями». – М.: Стандартинформ, 2020. – 51 с.

12. Дьяконов, И. П. Теоретические предпосылки оценки величины трения по боковой поверхности свай «Фундекс» / Д И. Пьяконов, А. А. Веселов, Л Н. Кондратьева // Жилищное строительство. – 2017. – № 11. – С. 30-33.

© Савинов А. В., Фролов В. Э., Бондаревский А. В, Бровиков Ю. Н., Сбиритов А. С., Колесников А. Ю., Бойков Е.В., 2026

УДК 624.131.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-168-174

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПУАССОНА И БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ В ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ ПОД КРУГЛЫМ ШТАМПОМ ДЛЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СТВОРА

В. В. Ревенко, В. Н. Моргунов

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Описывается методика и анализируются результаты экспериментального определения коэффициентов Пуассона и бокового давления в песчаном основании при его нагружении круглым штампом с использованием измеренных всех компонент тензора деформаций по горизонтальному створу.*

Ключевые слова: *экспериментальные исследования, коэффициент Пуассона, коэффициент бокового давления, деформированное состояние основания*

EXPERIMENTAL DETERMINATION OF POISSON'S COEFFICIENTS AND LATERAL PRESSURE IN A SANDY FOUNDATION UNDER A CIRCULAR STAMP FOR A HORIZONTAL SECTION

V. V. Revenko, V. N. Morgunov

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *The technique is described and the results of experimental determination of Poisson's coefficients and lateral pressure in a sandy foundation under its loading by a circular stamp using measured all components of the strain tensor along a horizontal section are analyzed.*

Keywords: *experimental studies, Poisson's ratio, lateral pressure coefficient, deformed state of the foundation*

Введение

К числу основных параметров, характеризующих НДС оснований, относятся коэффициент Пуассона и сопряженный с ним коэффициент бокового давления [1]. Эти параметры могут считаться универсальными, то есть отражать косвенным образом и другие свойства грунтовых оснований, при условии знания их конкретных значений для различных точек основания при разных ступенях нагружения. Такое их определение возможно лишь при комплексных экспериментальных исследованиях НДС оснований, включающих в себя получение всех компонент напряжений и деформаций в процессе нагружения основания.

Для их последующего определения и были проведены соответствующие эксперименты.

Методика и результаты экспериментов

Опыты проводились на автоматизированном испытательном комплексе в лотке 3×3×2,2 м (глубина) с песком начальной плотности 17,5 кН/м^3. Штамп - металлический диск диаметром D = 280 мм с шероховатой контактной поверхностью и заглублением H: D = 0,5. Нагрузка на штамп прикладывалась центрально, через сферический шарнир домкрата, ступенями вплоть до предельной P_{lim} = 67,65 кН, предельная осадка составила S_{lim} = 23,7 мм.

В процессе проведения опытов измерялись значения всех компонент напряжений и деформаций в фиксированных точках основания на каждой ступени нагружения.

Измерения всех компонент относительных деформаций ε_z, ε_r, ε_θ, γ_{zr} выполнялись с помощью осевых деформометров [2] и сдвиговых деформометров [3]. «Точками» измерений являлись узлы координатной сетки, кратной размеру диаметра штампа.

Для последующих вычислений были использованы значения измеренных относительных деформаций без поправок. Ранее был выполнен частичный анализ точности измерений [4].

Главные относительные деформации вычислялись по известной формуле:

$$\varepsilon_{1,2} = (\varepsilon_z + \varepsilon_r)/2 \pm \sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2 + 4(\gamma_{zr}/2)^2}/2. \quad (1)$$

Коэффициент Пуассона вычислялся по формуле [5]:

$$\nu = -\frac{(\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{2}/\varepsilon_z, \quad (2)$$

где ε_x, ε_y — боковые осевые относительные деформации, ε_z- вертикальная осевая относительная деформация.

Формулы для вычислений коэффициентов бокового давления $\xi_2 = \sigma_2/\sigma_1$ и $\xi_3 = \sigma_3/\sigma_1$ были получены М. В. Малышевым, исходя из закона Гука, и применимы для грунтов с нелинейной деформируемостью [6]:

$$\xi_2 = [\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} + \frac{\nu}{1-\nu}(1 + \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1})]/[1 + \frac{\nu}{1-\nu}(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} + \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1})];$$

$$\xi_3 = [\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} + \frac{\nu}{1-\nu}(1 + \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1})]/[1 + \frac{\nu}{1-\nu}(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} + \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1})]. \quad (3)$$

По приведенным выше формулам, исходя из исходных измеренных относительных деформаций при начальной нагрузке $P = 0{,}2P_{\text{lim}}$ (рис. 1) и были вычислены соответствующие параметры для точек горизонтального створа $z = 0{,}5D$.

Для точки 0.1:

$\varepsilon_z = 2{,}63 \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_1 = 2{,}63 \cdot 10^{-3}$	$\nu = 0{,}449$
$\varepsilon_r = -1{,}18 \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_2 = -1{,}18 \cdot 10^{-3}$	$\xi_2 = \xi_3 = 0{,}938$
$\varepsilon_\theta = -1{,}18 \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_3 = -1{,}18 \cdot 10^{-3}$	

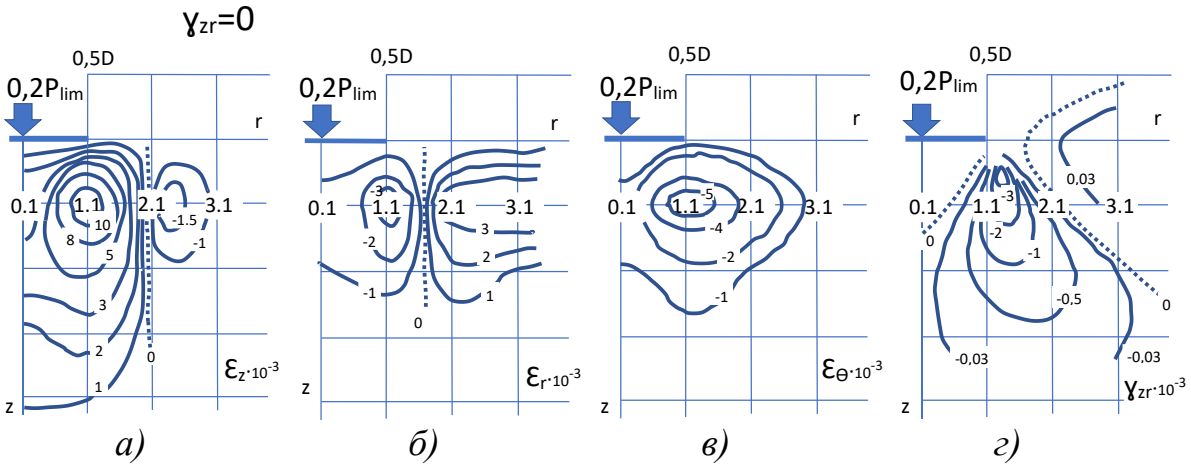


Рис. 1. Изолинии измеренных относительных деформаций при нагрузке $P = 0{,}2P_{lim}$ и точки 0.1; 1.1; 2.1; 3.1:
а – $\varepsilon_z(\times 10^{-3})$; *б* – $\varepsilon_r(\times 10^{-3})$; *в* – $\varepsilon_\Theta(\times 10^{-3})$; *г* – $\gamma_{zr}(\times 10^{-3})$

Соответствующее этой точке деформированное состояние показано на рис. 2.

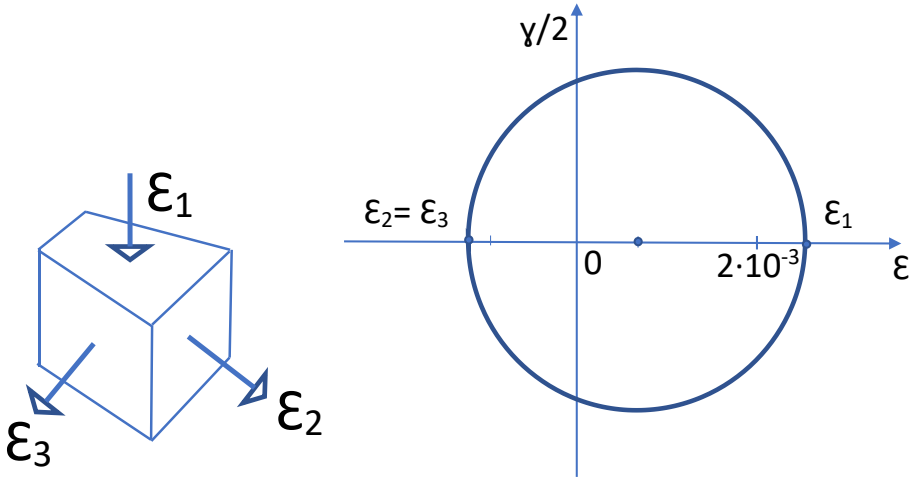


Рис. 2. Деформированное состояние при $P = 0{,}2P_{lim}$ в точке 0.1

Для точки 1,1:

$\varepsilon_z=11{,}22\cdot10^{-3}$ $\quad$ $\varepsilon_1=11{,}23\cdot10^{-3}$ $\quad$ $\nu=-\frac{(\varepsilon_2+\varepsilon_3)}{2}/\varepsilon_1=0{,}481$

$\varepsilon_r=-5{,}4\cdot10^{-3}$ $\quad$ $\varepsilon_2=-5{,}4\cdot10^{-3}$ $\quad$ $\xi_2=\xi_3=0{,}979$

$\varepsilon_\Theta=-5{,}4\cdot10^{-3}$ $\quad$ $\varepsilon_3=-5{,}4\cdot10^{-3}$

$\gamma_{zr}=-1\cdot10^{-3}$

Здесь принято $\varepsilon_r = \varepsilon_\Theta$.

Соответствующее этой точке деформированное состояние показано на рис. 3.

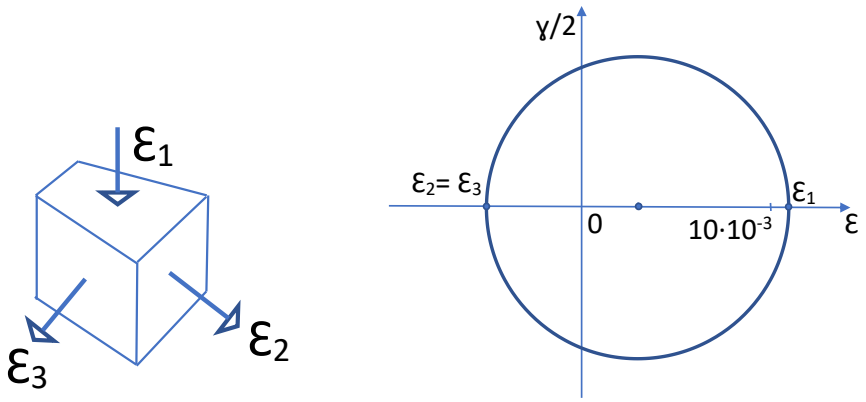


Рис. 3. Деформированное состояние при $P = 0{,}2P_{lim}$ в точке 1.1

Для точки 2.1:

ε_z=-1,68·10^{-3} ε_1=3,63·10^{-3} $\nu = -\frac{(\varepsilon_2+\varepsilon_3)}{2}$ /

ε_r=3,63·10^{-3} ε_2=-1,68·10^{-3} ε_1=0,658

ε_Θ=-3,1·10^{-3} ε_3=-3,1·10^{-3} ξ_2=1,14

γ_{zr}=-0,03·10^{-3} ξ_3=1,04

Соответствующее этой точке деформированное состояние показано на рис. 4.

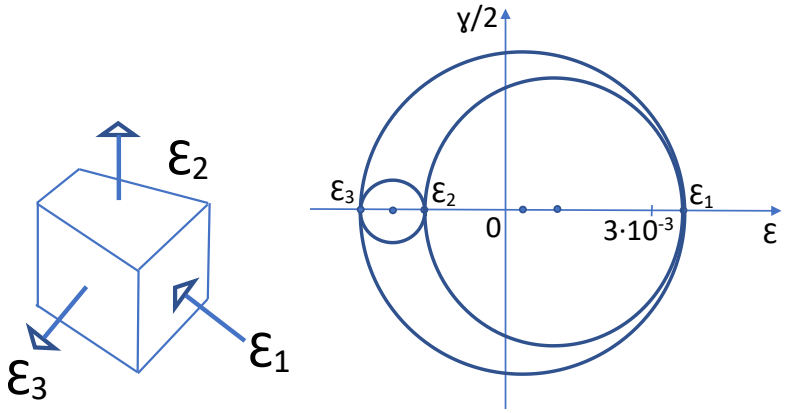


Рис.4. Деформированное состояние при $P = 0{,}2P_{lim}$ в точке 2.1

Для точки 3.1:

ε_z=-0,95·10^{-3} ε_1=4·10^{-3} $\nu = -\frac{(\varepsilon_2+\varepsilon_3)}{2}$ /

ε_r=4·10^{-3} ε_2=-0,95·10^{-3} ε_1=0,237

ε_Θ=-0,95·10^{-3} ε_3=-0,95·10^{-3} $\xi_2=\xi_3$=0,541

γ_{zr}=-0,08·10^{-3}

Здесь принято $\varepsilon_z = \varepsilon_\Theta$.

Соответствующее этой точке деформированное состояние показано на рис. 5.

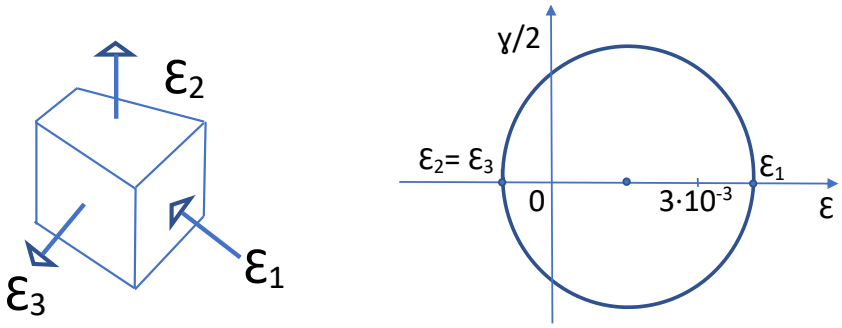


Рис. 5. Деформированное состояние при $P = 0{,}2P_{lim}$ в точке 3.1

По полученным значениям главных относительных деформаций в рассмотренных точках построены соответствующие эпюры (рис.6).

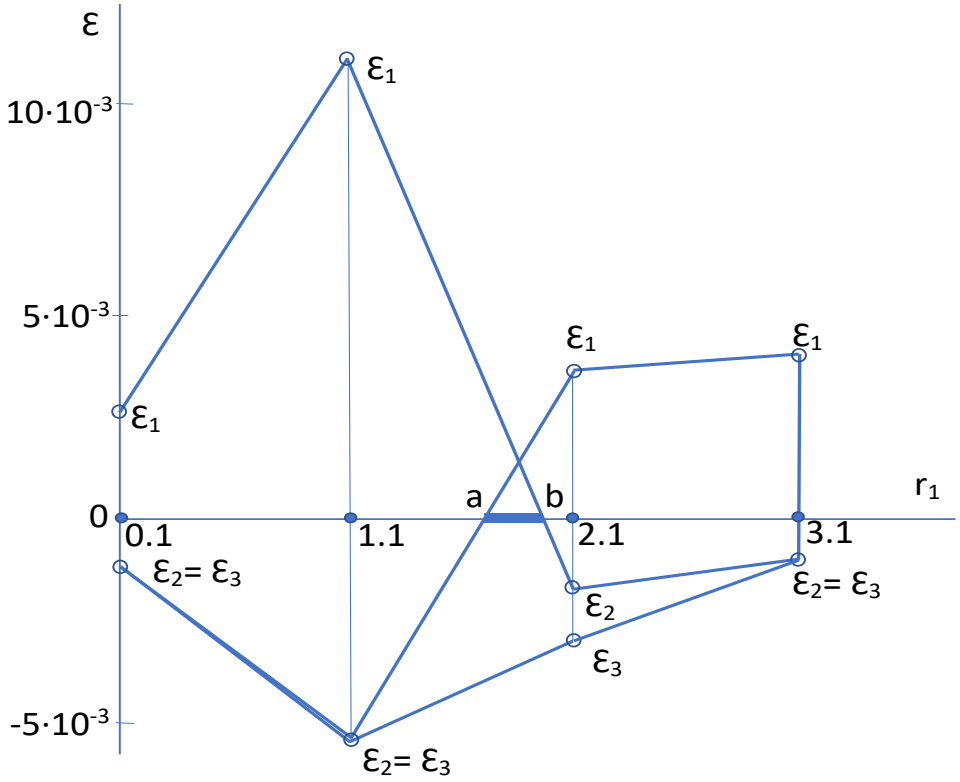


Рис.6. Эпюры главных относительных деформаций при нагрузке $P = 0{,}2P_{lim}$ по горизонтальному створу $z = 0{,}5D$

Между точками 1.1 и 2.1, согласно распределению ε_z и ε_r (см. рис. 1) имеет место в общем случае поверхность, где $\varepsilon_z=\varepsilon_r=0$, а след этой поверхности на горизонтальном створе — особая точка (О.Т.). При этом $\varepsilon_\Theta \neq 0$ и $\gamma_{zr} \neq 0$, а именно: $\varepsilon_\Theta = -2{,}9\cdot10^{-3}$; $\gamma_{zr} = -2{,}9\cdot10^{-3}$ (после выравнивания экспериментальных эпюр).

Тогда по формуле (1) в особой точке

$$\varepsilon_{1,2} = (0+0)/2 \pm \sqrt{(0-0)^2 + 4(-2{,}9\cdot10^{-3}/2)^2}/2 = \pm 1{,}45\cdot10^{-3}.$$

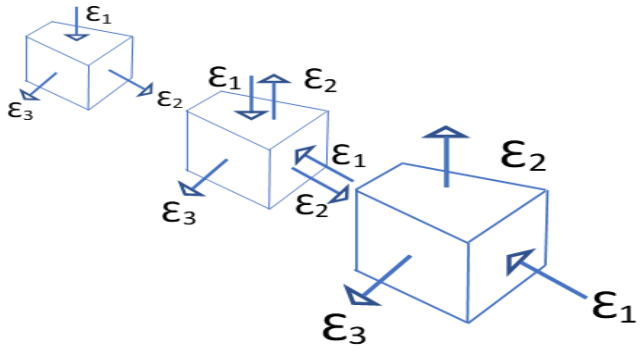


Рис. 7. Получение результирующего деформированного состояния для особой точки

Из рассмотрения деформированного состояния слева в непосредственной близости от этой О.Т. (аналогично рис. 3) и справа в непосредственной близости от этой О.Т. (аналогично рис.4) следует, что при их совмещении в О.Т. (рис.7) получается $\varepsilon_1+\varepsilon_2=0$ и остается $\varepsilon_3=\varepsilon_\Theta$.

Соответствующее деформированное состояние для О.Т. показано на рис.8.

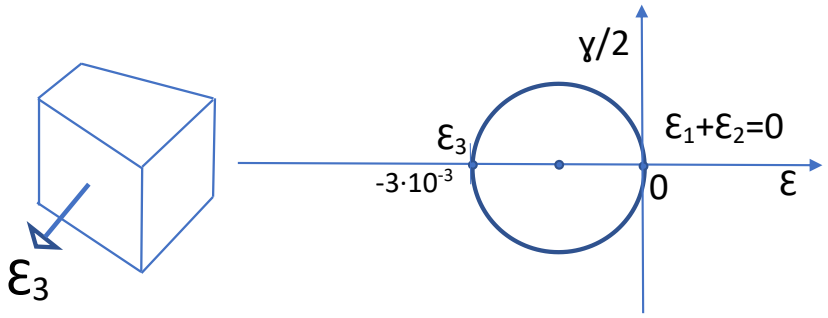


Рис. 8. Деформированное состояние при $P=0{,}2P_{lim}$ в особой точке

Тогда по формуле (2) $\nu=-\frac{(\varepsilon_1+\varepsilon_2)}{2}/\varepsilon_3=-\frac{0}{2}/(-2{,}9\cdot10^{-3})=0$.

По этому поводу, т. е. $\nu=0$ «…некоторые исследователи предполагают, что грунты в рыхлом состоянии сжимаются без поперечного расширения» [7].

Местоположение О.Т., согласно рис. 6, находится в пределах участка «a-b» по экспериментальным данным, которые имеют погрешности. В действительности же эта точка имеет единственное положение.

Резюме. Коэффициенты Пуассона, начиная от точки 0.1 на оси симметрии, где $\nu = 0{,}449$, затем в точке 1.1, где $\nu = 0{,}481$, до точки 2.1 с $\nu = 0{,}658$, увеличиваются. Согласно [7, 8] превышение $\nu = 0{,}5$ возможно. Затем в точке 3.1 значение ν уменьшается до обычных значений 0,237.

Коэффициенты бокового давления анализировались по аналогии с подпорной стенкой (аналог граней грунтового ядра). Деформированные состояния для точек 0.1; 1.1 находятся в условиях активного давления ($\xi < 1$), близкого к пассивному сопротивлению($\xi>1$): $\xi_2 = \xi_3 = 0{,}938$; $\xi_2 = \xi_3 = 0{,}979$.

Для точки 2.1 — деформированное состояние — в условиях пассивного сопротивления ($\xi > 1$): $\xi_2 = 1{,}14$; $\xi_3 = 1{,}04$. Для точки 3.1 — деформированное состояние — в условиях активного давления ($\xi < 1$): $\xi_2 = \xi_3 = 0{,}541$. Таким образом, в пределах рассмотренного горизонтального створа наблюдается постепенный переход от пассивного сопротивления к активному давлению.

Выводы

Полученные результаты уже при начальной нагрузке $P = 0{,}2P_{\text{lim}}$ свидетельствуют о значительных изменениях коэффициента Пуассона и сопряженного с ним коэффициента бокового давления в пределах одного горизонтального створа, проведенного от оси симметрии на уровне вершины формирующегося грунтового ядра.

На рассмотренном горизонтальном створе получена особая точка, в которой коэффициент Пуассона равен нулю. На ряде других горизонтальных створов имеются такие же особые точки, которые и образуют в своей совокупности поверхность с нулевым коэффициентом Пуассона. Эта поверхность как бы охватывает верхнюю часть несущего столба под штампом.

Полученная картина деформированного состояния прослеживается на всех ступенях нагружения, включая близкую к предельной, то есть является идентичной.

Список источников

1. Болдырев, Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010 / Г. Г. Болдырев. – М.: ООО «Прондо», 2014. – 812 с.

2. Галашев, Ю. В. О формировании полюсов деформации в массиве песчаного основания / Ю. В. Галашев // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. – 2008. – С. 49-52.

3. Экспериментальное определение сдвиговых деформаций в основании круглого штампа / Ю. Н. Мурзенко, Л. В. Краснояруженский, В. В. Ревенко, Ю. И. Дейнега // Исследования и расчет оснований и фундаментов при действии статических и динамических нагрузок: Межвуз. сб. - г. Новочеркасск: НПИ, -1988.-С.73-79.

4. Ревенко, В. В. Экспериментальное определение коэффициентов Пуассона и бокового давления в песчаном основании под круглым штампом / В. В. Ревенко, В. Н. Моргунов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2024. – № 6. – С. 26-29. DOI 10.1007/s11204-025-10013-3.

5. Механика грунтов, основания и фундаменты / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский [и др.]. – М.: АСВ, 1994.

6. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М., СИ, 1994.

7. Гольдштейн, М. Н. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений / М. Н.Гольдштейн, С. Г. Кушнер, М. И. Шевченко. – Киев.: Будівельник, 1977. – 208с.

8. Балюра М. В. Коэффициент бокового расширения грунта по данным исследования перемещений под жестким штампом / М. В.Балюра, М. Н. Окулова // Проектирование и строительство инженерных сооружений на макропористых лессовых грунтах: Материалы научно-техн. совещания. – Алма-Ата.: КИ, 1972.

© Ревенко В. В., Моргунов В. Н., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-175-181

АНАЛИЗ ДОСТОВЕРНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ПРИРОДНОГО ЗАЛЕГАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДА ВФС

А. Н. Труфанов, Р. Ф. Шарафутдинов, М. Д. Кузьменко, В. С. Морозов, Е. Б. Басакин
НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

Аннотация. *Приведены результаты апробации нового подхода к определению коэффициента бокового давления переуплотненного грунта в условиях природного залегания. Апробация выполнялась методом физического моделирования и включала в себя создание искусственно подготовленных образцов водонасыщенного суглинка с заданным напряженно-деформированным состоянием (НДС) грунта с последующей имитацией пробоотбора, хранения и реконсолидацией образца по методу восстановления фазового состава (ВФС) в соответствии с требованиями ГОСТ 12248.3-2020. По результатам ВФС выполнялся расчет природного коэффициента бокового давления грунта. Результаты моделирования подтверждают достоверность разработанного метода и его применимость для оценки напряженного состояния грунтового массива. Важным условием получения надежных результатов является строгое соблюдение регламентов пробоотбора, транспортировки и хранения монолитов, минимизирующих нарушение их структуры.*

Ключевые слова: *коэффициент бокового давления, лабораторные методы, природное напряженное состояние, трехосные испытания, фазовый состав*

ANALYSIS OF THE RELIABILITY OF THE RESULTS OF DETERMINING THE LATERAL PRESSURE COEFFICIENT IN SITU USING THE PHASE COMPOSITION RESTORING METHOD

A. N. Trufanov, R. F. Sharafutdinov, M. D. Kuzmenko, V. S. Morozov, E. B. Basakin
Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) Research Center of Construction JSC. Moscow, Russia

Annotation. *This paper presents the validation results of a novel approach to determining the lateral earth pressure coefficient of overconsolidated soils under in-situ conditions. The validation was carried out using physical modeling and involved the creation of artificially prepared loam specimens with specified physical and mechanical properties and an initial stress-strain state. This procedure included the simulation of sampling and storage, followed by the reconsolidation of the specimen using the phase composition restoration (PCR) method, in accordance with the GOST 12248.3-2020 requirements. Based on the PCR results, the natural lateral earth pressure coefficient was calculated. The modeling results confirm the reliability of the developed method and its applicability for assessing the stress state of a soil mass. A crucial prerequisite for obtaining reliable results is strict adherence to the protocols for the sampling, transportation, and storage of undisturbed samples to minimize their structural disturbance.*

Keywords*: lateral earth pressure coefficient, laboratory methods, in-situ stress state, triaxial tests, phase composition*

Введение

Широкое внедрение современных нелинейных моделей грунта в практику численного моделирования (Plaxis, Midas GTS NX, ZSoil) требует задания начальных условий, соответствующих природным. Ключевым параметром, определяющим начальное напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтового массива, является коэффициент бокового давления в условиях природного залегания K_0^{ep}.

$$K_0^{ep} = \frac{\sigma_{h0}'}{\sigma_{v0}'}, \quad (1)$$

где σ_{h0}' и σ_{v0}' — горизонтальное и вертикальное эффективное напряжение в некоторой точке массива грунта, соответственно.

Существующие методы определения K_0^{ep} традиционно делятся на полевые и лабораторные.

К полевым методам относятся испытания прессиометром Менара [1], самозабуривающимся прессиометром [2, 3], плоским дилатометром [4], методы статического зондирования [5], испытания вдавливаемыми месдозами [6], ступенчатыми лезвиями [7], метод измерительного гидроразрыва [8]. К недостаткам большинства полевых методов определения K_0^{ep} следует отнести влияние на результат изменение напряженного состояния грунта перед испытанием.

В отличие от полевых методов лабораторные методы теоретически позволяют строго контролировать граничные условия и траектории напряжений. К лабораторным методам относятся испытания в компрессионных приборах с измерением бокового давления [9, 10], испытания в приборах трехосного сжатия в режиме «K_0-консолидации» [11, 12] и испытания с измерением отрицательного давления в образце грунта [13, 14]. При этом в ряде лабораторных методов имеются расхождения в понятии коэффициента бокового давления [15] К общим недостаткам лабораторных методов следует отнести разуплотнение образца в результате пробоотбора, изменение структуры грунта в процессе пробоотбора и испытания [16].

На основе полевых и лабораторных методов предложены многочисленные эмпирические зависимости [2, 17].

Целью работы является апробация предложенного метода определения природного коэффициента бокового давления K_0^{ep} [18] на основе физического моделирования.

Сущность метода

Сущность метода [18] заключается в определении природного коэффициента бокового давления водонасыщенных глинистых грунтов на основе принципа гидроемкости Н. М. Герсеванова [19]. Согласно данному принципу, пористость полностью водонасыщенного грунта определяется суммой действующих в нём главных эффективных напряжений. Следовательно, если в лабораторных условиях восстановить природную пористость разуплотненного в результате пробоотбора образца, то восстановится и сумма главных эффективных напряжений, действующих в массиве в условиях природного залегания.

Восстановление природной пористости образцов при лабораторных испытаниях выполняется реконсолидацией методом ВФС [20, 21]. С учетом принципа гидроемкости, в результате ВФС может быть восстановлена не только природная плотность, но и среднее эффективное напряжения $p_0^{'}$, определяемое по разности между достигнутыми значениями полного давления в камере *CP* и поровым давлением *u*. Данное значение эффективного напряжения теоретически соответствует среднему эффективному напряжению в условиях природного залегания.

Исходя из допущения о равенстве горизонтальных напряжений в массиве $\sigma'_{xg} = \sigma'_{yg}$, искомый коэффициент-определяется по формуле:

$$K_0 = \frac{3p'_0 - \sigma'_{zg}}{2\sigma'_{zg}}, \qquad (2)$$

где σ'_{zg} — природное вертикальное эффективное напряжение**.**

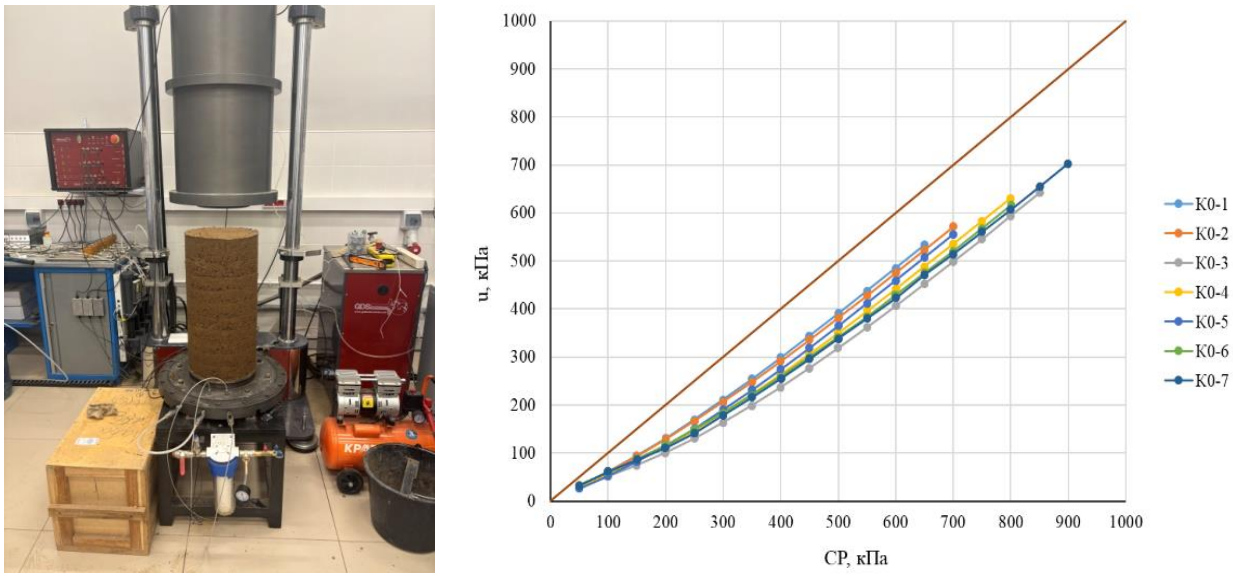
Методика и результаты моделирования

Для апробации предложенного метода определения K_0^{ep} в условиях природного залегания было проведено искусственное формирование напряженно-деформированного состояния элемента грунта, физическое моделирование процесса пробоотбора и хранения. Методика моделирования включала в себя несколько этапов.

На первом этапе формировался элемент массива грунта условно природного сложения на основе водонасыщенного суглинка со следующими показателями пластичности и текучести I_p = 15,8, I_L = -0,25. Из подготовленной грунтовой пасты с заданными значениями начальной влажности формировался цилиндрический образец диаметром 300 мм и высотой 600 мм (рис. 1а).

Напряженное состояние образца формировалось следующим образом. На первой стадии сформированный элемент массива грунта помещался в камеру прибора трехосного сжатия, где выполнялось всестороннее обжатие при закрытом дренаже до полного растворения газовой фазы (по аналогии с

методом ВФС). На второй стадии создавалось анизотропное напряженное состояние путем регулирования вертикальной нагрузки до достижения заданного соотношения главных эффективных напряжений $\sigma'_h / \sigma'_v = 0{,}8$ и выдерживалось на протяжении 1 месяца. Закрытый дренаж гарантировал сохранение постоянной влажности, а длительное время выдержки обеспечивало протекание процессов упрочнения, и формирования водно-коллоидных связей. Таким образом моделировалось условно природное состояние грунта.



а *б*

Рис. 1. Процесс апробации метода определению коэффициента бокового давления:
а – искусственно сформированный элемент массива грунта; *б* – диаграммы ВФС (зависимость порового давления *u* от давления в камере *CP*)

На втором этапе элемент массива грунта извлекался из камеры прибора и разрезался на цилиндрические монолиты-заготовки меньшего размера (диаметром 71,4 мм) с помощью металлической струны. Использование струны позволило минимизировать механическое нарушение монолитов. Далее полученные монолиты герметично упаковывались для предотвращения изменения влажности. Хранение образцов проводилось в соответствии с требованиями ГОСТ 12071.

На третьем этапе из монолитов диаметром 71,4 мм при помощи струны вырезались образцы диаметром 50 мм и высотой 100мм. Подготовленные образцы помещались в камеры приборов трехосного сжатия, где осуществлялась их реконсолидация по методу ВФС в соответствии с требованиями ГОСТ 12248.3-2020.

Для минимизации собственных деформаций измерительной системы порового давления, система противодаления, оснащенная полимерными магистралями была перекрыта в процессе испытаний перекрывалась.

По результатам испытаний получены графики зависимости порового давления от давления в камере, по которым определялись значения среднего эффективного напряжения (рис. 1, *б*).

Данные об исходном НДС грунта (начальные значения среднего эффективного напряжения p_0' и природного коэффициента бокового давления K_0^{ep}, а также результаты испытаний (частные значения величины среднего эффективного напряжения $p'_{\text{ВФС}}$, среднее значение $M\left(p'_{\text{ВФС}}\right)$, среднеквадратическое отклонение $\sigma\left(p'_{\text{ВФС}}\right)$, коэффициент вариации $\nu\left(p'_{\text{ВФС}}\right)$, среднее значение коэффициента бокового давления $K_0^{\text{ВФС}}$ приведены в табл. 1.

Результаты показывают хорошую сходимость с исходным напряженным состоянием, отклонение между K_0^{ep} и $K_0^{\text{ВФС}}$ составило 2 %. При этом, коэффициент вариации не превышает 0,23, величина которого во многом зависит от объема рассматриваемой выборки.

Таблица 1. Сопоставительная таблица результатов испытаний

Лаб. №	Начальные значения		Результаты испытаний				
	p_0'	K_0^{ep}	$p'_{\text{ВФС}}$	$M\left(p'_{\text{ВФС}}\right)$	$\sigma\left(p'_{\text{ВФС}}\right)$	$\nu\left(p'_{\text{ВФС}}\right)$	$K_0^{\text{ВФС}}$
К0-1	137	0,8	87,3	134	31	0,23	0,79
К0-2			107,7				
К0-3			175,6				
К0-4			134,3				
К0-5			119,6				
К0-6			148,4				
К0-7			165,1				

Заключение

Проведены результаты апробации нового подхода к определению коэффициента бокового давления переуплотненного грунта в условиях природного залегания K_0^{ep} [19]. Апробация выполнялась на искусственно сформированных образцах водонасыщенных суглинков с показателями пластичности и текучести I_p = 15,8, I_L = -0,25.

Получено, что оценка K_0^{ep} по данным ВФС показывает хорошую сходимость с исходным напряженным состоянием грунта. Соотношение главных напряжений, полученные по предложенному методу, сопоставимы с исходным соотношением, заданным при моделировании разность составила 2 %. В то же время следует отметить, что исследуемая выборка из 7 образ-

цов характеризуется значительным разбросом данных (коэффициент вариации — 0,23). Данный результат может быть обусловлен ограниченным объемом проведенных испытаний.

Одним из направлений дальнейших исследований является увеличение объема выборки, а также проведение испытаний на других разновидностях грунтов

Следует отметить, что в рамках настоящих исследований моделировалось только измнение НДС грунта в процессе пробоотбора, без учета дополнительных механических воздействий. Важно отметить, что на полученные результаты существенное влияние оказывает качество образцов, а также сохранение их структуры и естественной влажности. Для надежного определения природного коэффициента бокового давления по предлагаемому методу необходимо использовать монолиты высокого качества и контролировать изменение их влажности в процессе пробоотбора и последующего хранения.

Список источников

1. Menard L.F. An apparatus for measuring the strength of soils in place: diss. – Urbana, IL: University of Illinois, 1957.

2. Wroth C.P. In-situ measurements on initial stresses and deformations characteristics // Proceedings of In-Situ Measurements of Soil Properties. – 1975. – Vol. 2. – P. 181-230.

3. Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. Pressuremeter tests in sands // Geotechnique. – 1977. – Vol. 27, No. 4. – P. 455-477. DOI: https://doi.org/10.1680/ geot.1977.27.4.455.

4. Marchetti S. In situ tests by flat dilatometer // Journal of the geotechnical engineering division. – 1980. – Vol. 106, No. 3. – P. 299-321. DOI: https://doi.org/10.1061/ AJGEB6.0000934.

5. Lunne T., Powell J.J.M., Robertson P.K. Cone penetration testing in geotechnical practice. – CRC press, 2002. DOI: https://doi.org/10.1201/9781482295047.

6. Massarsch K.R. New method for measurement of lateral earth pressure in cohesive soils // Canadian Geotechnical Journal. – 1975. – Vol. 12, No. 1. – P. 142-146. DOI: https://doi.org/10.1139/t75-013.

7. In situ stress determination by Iowa stepped blade / Handy, R. L., Remmes, B., Moldt, S., Lutenegger, A. J.,Trott, G., // Journal of the Geotechnical Engineering Division. – 1982. – Vol. 108, No. 11. – P. 1405-1422. DOI: https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001368.

8. Bjerrum L., Andersen K.H. In situ measurement of lateral pressures in clay // Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Madrid, 1972. – Vol. 1. – P. 11-20.

9. Brooker E.W., Ireland H.O. Earth pressures at rest related to stress history // Canadian geotechnical journal. – 1965. – Vol. 2, No. 1. – P. 1-15. DOI: https://doi.org/10.1139 /t65-001.

10. Al-Khafaji K.R., Fattah M.Y., Al-Recaby M.K. Measurement of the lateral earth pressure coefficient of clayey soils by modified oedometer test // Engineering and Technology Journal. – 2022. – Vol. 40, No. 11. – P. 1376-1384. DOI: https://doi.org/10.30684/ etj.2022.131675.1046.

11. Bishop A. W.“Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest.” In Proceedings of the Conference on Earth Pressure Problems, Brussels, Belgium, Vol.1, c. 2–14.

12. S. C. R. Lo, J. Chu The measurement of K0 by triaxial strain path testing //Soils and Foundations. – 1991. – Т. 31. – №. 2. – С. 181-187. DOI: https://doi.org/10.3208/sandf1972.31.2_181

13. Skempton A. W. Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay //Selected Papers on Soil Mechanics. – 1961. – Т. 1. – С. 119-125. DOI: .https://doi.org/10.1680/sposm.02050.0015.

14. Doran I. G. Estimation of in situ stresses using anisotropic elasticity and suction measurement / Doran I. G., V. Sivakumar, J. Graham, A. Johnson // Géotechnique – 2000 - 50(2), с. 189-196. DOI: https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.2.189

15. Кузьменко, М. Д. Лабораторные методы определения коэффициента бокового давления грунтов в условиях природного залегания / М. Д. Куликов // 2-я Международная научно-практическая конференция GEOMOS26 – Москва, 2026 – С. 871-876

16. Шарафутдинов, Р. Ф. Основы расчета длительных осадок свайных фундаментов с учетом реологических свойств грунтов: дис. … д-ра техн. наук / Р. Ф. Шарафутдинов. – Москва, 2025. – 392 с.

17. Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. K0-OCR relationships in soil // Journal of the Geotechnical Engineering Division. – 1982. – 108(6). – pp. 851–872.

18. Способ определения природного коэффициента бокового давления грунта: пат. Рос. Федерация / Р. Ф. Шарафутдинов, А. Н. Труфанов, М. Д. Кузьменко [и др.]. – № 2845336; заявл. 08.04.2025; опубл. 15.08.2025.

19. Герсеванов, Н. М. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения / Н. М. Герсеванов, Д. Е. Польшин. – Москва: Стройиздат. – 1948. – 247 с.

20. Труфанов, А. Н. Влияние газовыделения при подъеме на поверхность образцов грунтов континентального шельфа на изменение их прочности : дисс. ... канд. техн. наук / А. Н. Труфанов. – Москва, 1986. – 204 с.

21. Способ трехосных испытаний грунтов, преимущественно донных: а. с. СССР / Л. Г. Мариупольский, А. Н. Труфанов, И. В. Пчелина. – № 1231134; заявл. 18.07.1984; опубл. 15.05.1986.

.

© Труфанов А. Н., Шарафутдинов Р. Ф., Кузьменко М. Д., Морозов В. С., Басакин Е. Б., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-182-194

ПЛОЩАДНЫЕ НАГНЕТАНИЯ ПРИ ВЫРАВНИВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

А. В. Александров
АО «Институт Гидропроект», г. Москва, Россия

Аннотация. *Рассматриваются вопросы управления пространственным положением железобетонных гидротехнических сооружений, расположенных на нескальном основании при их перемещении в результате непроектных осадок. Изменение высотного положения ГТС выполняется с помощью управляемого компенсационного нагнетания. Процесс изменения пространственного положения является итерационным, так как результаты перемещений каждого этапа являются основанием для назначения инъекций следующего этапа перемещений. Для ГТС необходимо реализовывать площадные нагнетания, которые соответствуют расчётному порядку нагнетаний. Рассматриваются три типа площадных нагнетаний. Для различных условий рекомендуются различные типы нагнетаний.*

Ключевые слова: *гидротехнические сооружения, управляемое компенсационное нагнетание, площадные нагнетания, нескальное основание, здание ГАЭС*

AREA INJECTIONS DURING LEVELING OF HYDRAULIC STRUCTURES

A. V. Aleksandrov
JSC «Institute Hydroproject», Moscow, Russia

Annotation. *The article discusses the issues of managing the spatial position of reinforced concrete hydraulic structures located on non-rocky foundations during their movement as a result of non-design settlements. The change in the height position of hydraulic structures is performed using controlled compensatory injection. The process of changing the spatial position is iterative, as the results of each stage's movements serve as the basis for assigning injections for the next stage of movements. For hydraulic structures, it is necessary to implement area injections that correspond to the calculated injection order. Three types of area injections are considered. Different types of injections are recommended for different conditions.*

Keywords: *hydraulic structures, controlled compensatory injection, area injections, soft soil foundation, PSPP building*

Введение

На стадиях строительства и эксплуатации железобетонных гидротехнических сооружений (ГТС) зафиксированы отклонения ГТС от проектного поведения, включая их неравномерные осадки. Физико-механические характеристики грунтов основания после выполнения изысканий, в процессе проектирования, строительства и эксплуатации сооружения, как правило, предполагаются неизменными. Вместе с тем, при недостаточном учёте условий работы основания как в строительный, так и в эксплуатационный период, возможно проявление процессов, ухудшающих его свойства.

В равнинных условиях Российской Федерации основанием значительного количества ГТС служат нескальные грунты (к примеру, часть Волжско-Камского каскада ГЭС, Загорские ГАЭС и ГАЭС-2 и другие). Особенность этих гидроузлов заключается в размещении распластанных в плане бетонных сооружений на нескальном основании, в том числе, сложенном песчаными и глинистыми грунтами, требующим ряда специальных условий для обеспечения их эксплуатационной долговечности при сложных гидрогеологических процессах.

Нередки случаи возникновения неравномерных и превышающие расчётные значения осадок железобетонных ГТС вследствие неодинакового давления частей сооружения на основание, а также различной сжимаемости грунтов, расположенных под фундаментом сооружения. В случаях проявления неравномерных осадок ГТС, например, здания станционного узла, происходит нарушение положения вертикальных осей гидросилового оборудования, расположенного внутри станционного узла, а вследствие этого потеря работоспособности.

При определенных условиях возможно выполнить мероприятия по восстановлению планово-высотного положения ГТС, получивших непроектные осадки, с помощью управляемого компенсационного нагнетания (УКН), выполнение которого имеет особенности, связанные с работой системы «железобетонное сооружение – основание».

В качестве примера можно привести восстановление здания станции Загорской ГАЭС-2 [1–3]. В состав напорного фронта основных сооружений Загорской ГАЭС-2 входят станционный узел, включающий в себя здание станции с реверсивным каналом, монтажную площадку, временную монтажную площадку, сопрягающие подпорные стенки верхнего и нижнего бьефа, служебно-производственный корпус и другие сооружения.

Около 23 часов 17 сентября 2013 г. в течение короткого промежутка времени произошло затопление верховой части котлована Загорской ГАЭС-2 (через входные отверстия напорных водоводов агрегатов №№ 9 и 10 и кабельные каналы здания ГАЭС-2) до отметки 162,0 м, соответствующей уровню воды в нижнем бассейне ГАЭС в тот период времени. Из внешних признаков произошедшего события, помимо затопления верховой части котлована ГАЭС-2, утром 18 сентября обнаружена вертикальная деформация положения здания ГАЭС, составлявшая на момент первоначальных исследований около 96 см и увеличившаяся впоследствии до 157 см. Здание станции неразрезной конструкции длиной 106,89 м, максимальной высотой 54,13 м, шириной (вдоль потока) 74,33 м; слева от здания станции расположено непострадавшее помещение монтажной площадки. На рисунке 1 показана осадка здания ГАЭС и подпорной стенки ПС-3 относительно подпорной стенки ПС-4.

Выравнивание и восстановление здания станции Загорской ГАЭС-2 выполнялось с помощью УКН; выравнивание ПС-3 проектом не предусматривалось.



Рис. 1. Осадка здания Загорской ГАЭС-2 и подпорной стенки ПС-3 относительно подпорной стенки ПС-4

Основная часть

Технология управляемого компенсационного нагнетания связана с подачей инъекционного материала через манжеты [4, 5], которые размещаются под фундаментом сооружения. При внедрении в грунт специальных инъекционных составов изменяется напряженно-деформируемое состояние (НДС) основания. При этом НДС грунтового массива изменяется не непредсказуемо, а в соответствии с программой подъема сооружения и может быть отрегулировано за счет технологических приёмов с учетом результатов мониторинга. Численное моделирование НДС и численные эксперименты являются основой технологического процесса УКН [6–13]. Основанием результативности УКН является достижение расчётного режима выполнения инъекционных работ.

Методика УКН предполагает выполнение инъекционных работ с внедрением инъекционных составов в грунт как основного движителя сооружения в соответствии с определённой расчётом последовательностью [14] и имеет итерационный характер, соответствующий расчётному обоснованию, получению данных мониторинга и сопоставлению их с расчётом. При применении манжетной технологии возможно обеспечить подачу расчётных объёмов в необходимые точки основания в необходимой последовательности. Последовательность инъекционных работ при методе УКН и манжетной технологии нагнетания показана на рис. 2.

Для сооружений, имеющих небольшие размеры в плане – ленточные и столбчатые фундаменты гражданских и промышленных сооружений, свайные фундаменты, небольшие в плане (до 20×20 м) плитные

фундаменты, линейные подземные сооружения транспортного и сетевого назначения: туннели, подземные инженерные сети, водоводы и прочие аналогичные сооружения [15–23], порядок выполнения инъекций имеет подчинённое значение.

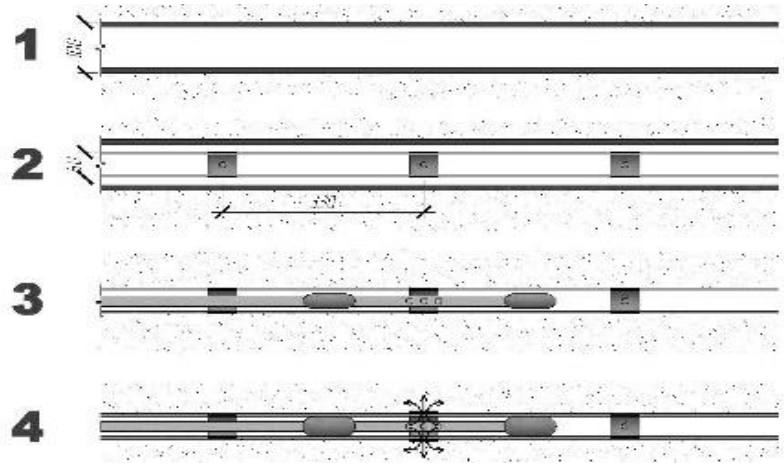


Рис. 2. Последовательность работ при манжетной технологии двусторонним пакером:

1 – бурение скважины; 2 – установка манжетного инъектора в буровую колонну; 3 – удаление буровой колонны и установка двустороннего пакера в зону нагнетания; 4 – фиксация двустороннего пакера и нагнетание через манжету

Для гидротехнических сооружений со значительными размерами в плане, достигающими десятков и сотен метров — зданий станций ГЭС и ГАЭС, бетонных плотин, сооружений гашения энергии и прочих распластанных в плане сооружений, линейный характер распределения последовательности нагнетаний неприменим [24]. В случае необходимости применения метода УКН для распластанных в плане бетонных гидротехнических сооружений требуется разработка специальных видов расчётов в многомерной постановке, а также специальных приёмов производства инъекционных работ площадного нагнетания, позволяющих реализовать расчётные характеристики инъектирования. Для такого рода сооружений расчётный порядок выполнения нагнетаний имеет не меньшую важность, чем распределение расчётных объёмов [25, 26]. Это обстоятельство является особенностью метода УКН для гидротехнических сооружений с большими плановыми размерами.

Сетка манжет при выравнивании здания ГАЭС для выполнения УКН организовывалась путем установки 8 ярусов 46 манжетных колонн [27–29], находящихся ниже фундаментной плиты здания ГАЭС на расстоянии от 7,5 м до 11,5 м (рис. 3–5).

Выполнение площадных нагнетаний для широко распластанных в плане гидротехнических сооружений осложняется тем обстоятельством, что распределение расчётных объёмов инъекций может иметь весьма широкие пределы.

В связи с тем, что площадное нагнетание имеет ряд существенных особенностей организации работ относительно линейного, автор приводит варианты осуществлённых на практике схем организации площадных инъекций.

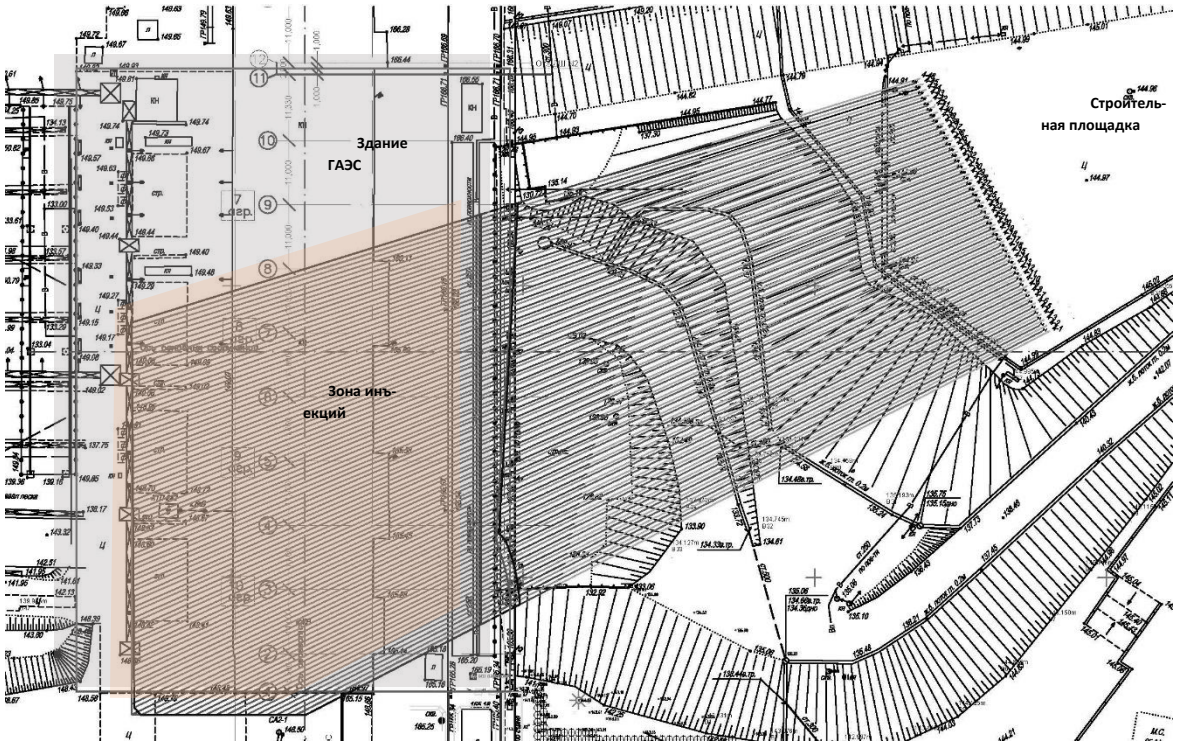


Рис. 3. Схема расположения манжетных колонн. План.

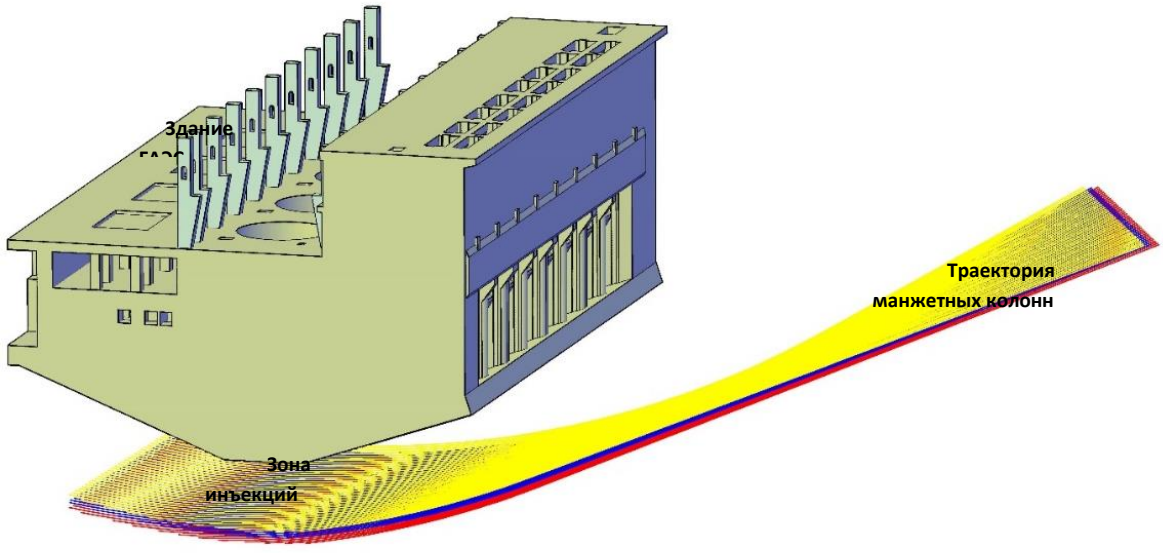


Рис. 4. Трёхмерная модель траектории манжетных колонн. Показан один ярус

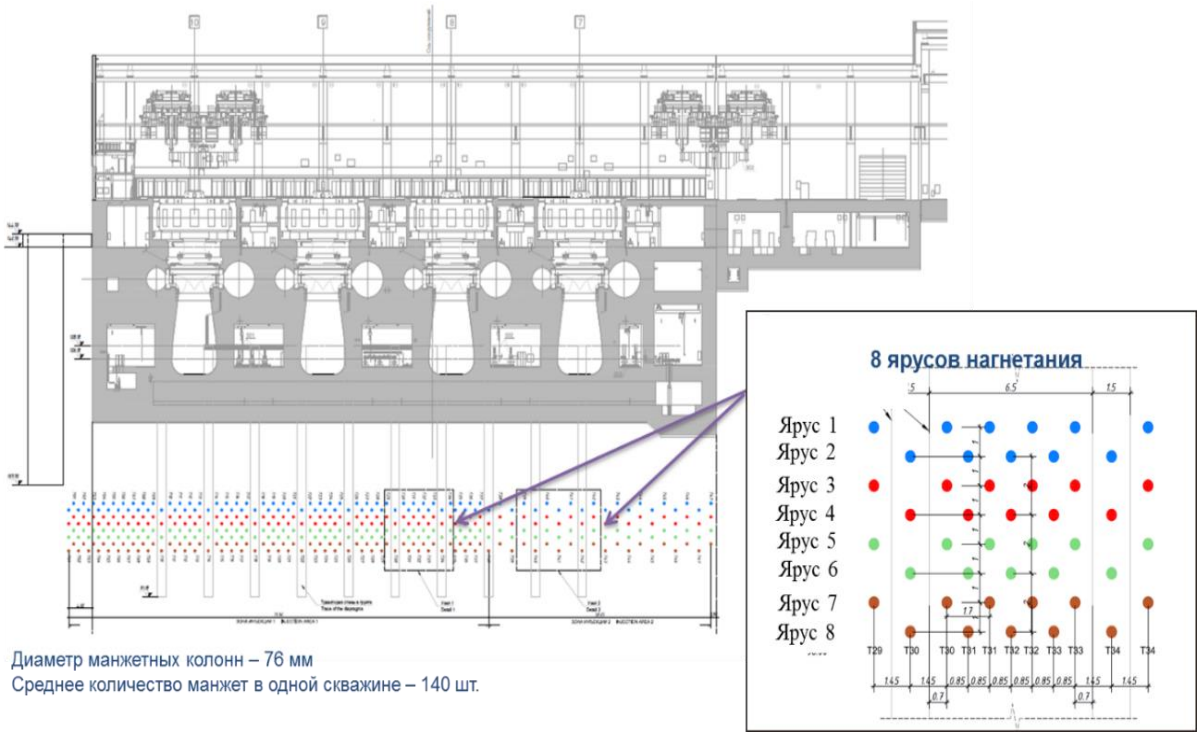


Рис. 5. Разрез по зданию ГАЭС и манжетным колоннам поперёк потока

Отмечаются следующие типы выполнения площадных нагнетаний:

Тип 1 — ступенчатое перемещение двустороннего пакера вдоль манжетной колонны с последовательной инъекцией всех манжет; инъекции независимы от соседних МК.

Тип 2 — шахматное (очаговое) перемещение пакеров, объединённых в группы в плане и выполняющих одновременную инъекцию при работе в группе.

Тип 3 — последовательное и одновременное перемещение односторонних пакеров вдоль всех манжетных колонн; выполняется регулирование объёмов и расходов инъекций.

Тип 1. Распределение нагнетаний при использовании двустороннего пакера позволяет перемещать пакер вдоль манжетной колонны в произвольном порядке. Это обстоятельство позволяет реализовать схему нагнетания по типу 1, приведенную на рис. 6.

На рис. 6 условно показаны 7 манжетных колонн: МК 1 … МК 7, каждая из которых содержит 24 манжеты. Порядок перемещения пакера показан нумерацией пакерных стоянок 1 … 24 по каждой манжетной колонне. В правой части рисунка стрелками показано перемещение пакера по мере выполнения первых пяти нагнетаний для МК 1, МК 3, МК 5 и МК 7 (манжеты 24 – 18 – 12 – 6 – 23), далее нагнетания выполняются последовательно по таблице. Аналогичный порядок нагнетаний для манжетных колонн МК 2, МК 4 и МК 6 со сдвигом на одну манжету вверх.

Манжета	МК 1	МК 2	МК 3	МК 4	МК 5	МК 6	МК 7
1	24	20	24	20	24	20	24
2	20	16	20	16	20	16	20
3	16	12	16	12	16	12	16
4	12	8	12	8	12	8	12
5	8	4	8	4	8	4	8
6	4	24	4	24	4	24	4
7	23	19	23	19	23	19	23
8	19	15	19	15	19	15	19
9	15	11	15	11	15	11	15
10	11	7	11	7	11	7	11
11	7	3	7	3	7	3	7
12	3	23	3	23	3	23	3
13	22	18	22	18	22	18	22
14	18	14	18	14	18	14	18
15	14	10	14	10	14	10	14
16	10	6	10	6	10	6	10
17	6	2	6	2	6	2	6
18	2	22	2	22	2	22	2
19	21	17	21	17	21	17	21
20	17	13	17	13	17	13	17
21	13	9	13	9	13	9	13
22	9	5	9	5	9	5	9
23	5	1	5	1	5	1	5
24	1	21	1	21	1	21	1

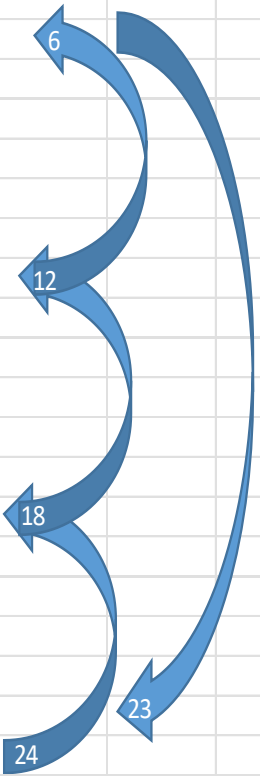
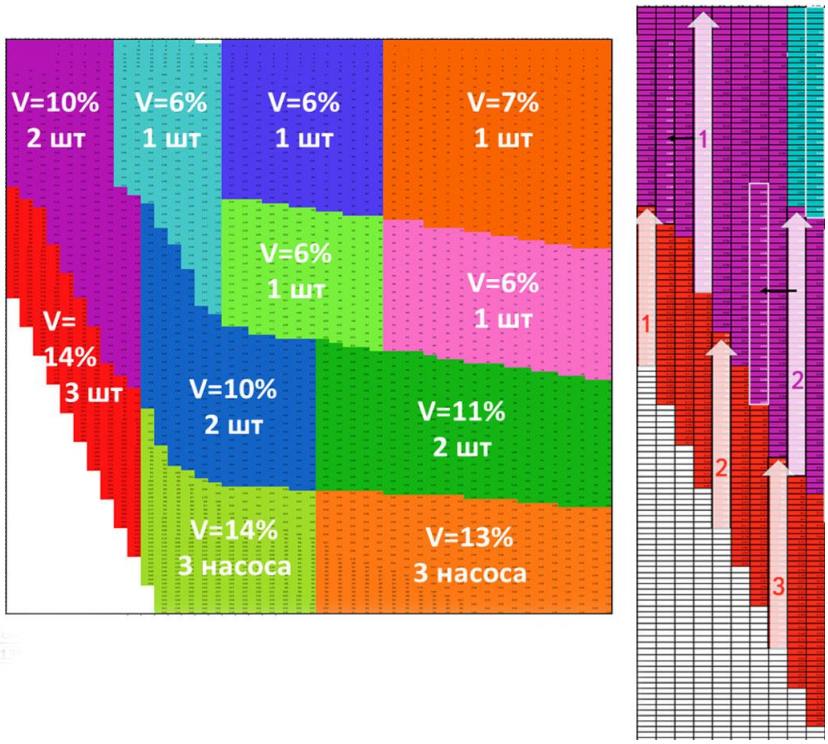


Рис. 6. Пример выполнения площадных нагнетаний по типу 1

Тип 2. Площадные нагнетания по типу 2 характеризуются очаговым распределением инъекций по полю нагнетаний. При этом типе инъекций по полю нагнетаний формируются отдельные участки определённой площади с примерно равным временем инъектирования при оптимальном использовании насосного оборудования.

При таком распределении формируются области в пределах поля нагнетаний, характеризующиеся расчётным временем и расчётной интенсивностью нагнетаний по объёму и времени выполнения работ. Пример такого распределения показан на рис. 7, где цветом обозначены области распределения объемов и дифференцированные объёмы по участкам в процентах от общего.

Перемещение пакеров предусматривается в направлении снизу верх, от дальних манжет к ближним. В зависимости от объёмов нагнетания выполнение инъекций может быть реализовано как последовательно, манжета за манжетой, так и с шагом через несколько манжет.



а *б*

Рис. 7. Пример распределения объёмов по полю нагнетаний по типу 2:
а – общее поле нагнетаний с областями работ; *б* – порядок перемещения пакеров

Тип 3. Площадные нагнетания по типу 3 характеризуются последовательным распределением инъекций по полю нагнетаний от дальних манжет к ближним. При этом типе инъекций по полю нагнетаний формируются отдельные потоки нагнетаний с регулировкой времени инъекций за счёт изменения расхода нагнетаний. При таком подходе может быть сформировано несколько потоков нагнетаний, проходящих последовательно по полю нагнетаний и выполняющих свою часть работы по передаче нагрузки от инъекций на основание сооружения.

На рис. 8 показана двухпоточная схема инъекций по условному инъекционному полю с разделением нагнетаний на чётные и нечётные манжетные колонны.

По схеме выполнения инъекционных работ, изображённых на рис. 8, выполняется сначала нечётный поток нагнетаний с дальнейшим, задержанным на расчётное время, чётным потоком нагнетаний. Таким образом, инъекционное поле может быть пройдено дважды – или иное требуемое количество раз в зависимости от деления потоков инъекций. Дискретность объёмов нагнетаний по площади инъекционного поля компенсируется частотой проходов.

За счёт выполнения работ по площадным нагнетаниям типа 3 возможно обеспечить сокращение времени на инъекционные работы, сокращение потерь и отходов с сохранением эффективности нагнетаний.

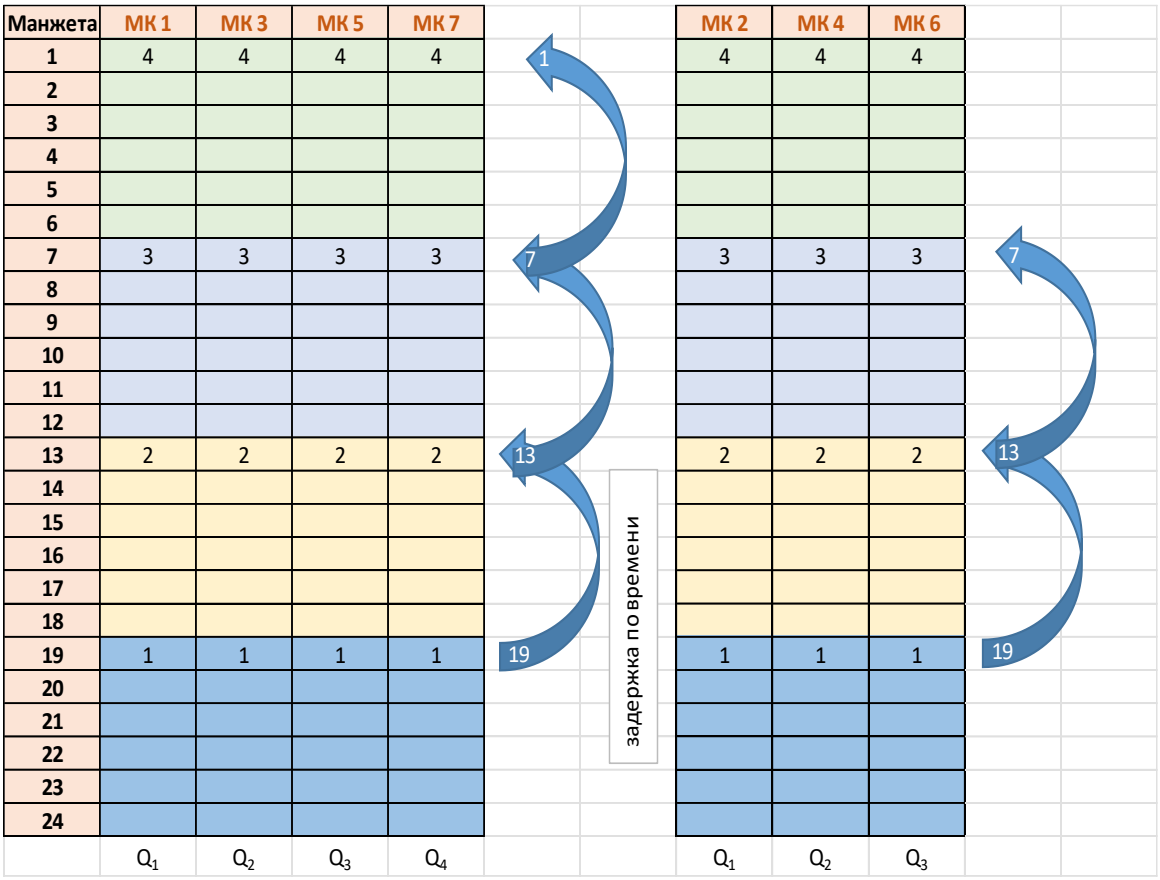


Рис. 8. Пример пошаговых нагнетаний в МК односторонним пакером с регулировкой расхода нагнетаний

Количество типов площадных нагнетаний не исчерпывается приведёнными в настоящем разделе типами; здесь приведены типы нагнетаний, использованные автором в практике УКН.

Для каждого типа площадных нагнетаний формируется комплекс инъекционного оборудования (насосы, пакеры, манжетные колонны), отрабатывается порядок нагнетаний и их распределение по времени, а также подбираются свойства инъекционных составов, соответствующие принятой технологии площадного нагнетания по типам.

Нагнетания по типу 1 оптимизируют распределение объёмов нагнетания и обеспечивают высокое соответствие расчётной последовательности нагнетаний для небольших в плане сооружений. При этом типе нагнетаний выполняется точное распределение объёмов инъекций с возможностью их синхронизации на строительной площадке с учётом неравномерности грунтовых условий.

Нагнетания по типу 2 оптимизируют распределение объёмов нагнетания для сооружений, имеющих высокую площадную неоднородность. При этом типе нагнетаний выполняется точное распределение объёмов инъекций в локальных зонах с возможностью их синхронизации на строительной площадке с учётом неравномерности грунтовых условий.

Нагнетания по типу 3 оптимизируют распределение объёмов нагнетания для сооружений имеющих, в отличие от типа 2, высокую площадную однородность. При этом типе нагнетаний выполняется точное распределение объёмов инъекций по площади инъекционного поля с возможностью их синхронизации на строительной площадке с учётом неравномерности грунтовых условий.

На рис. 9 приводится пример распределения объемов нагнетаний в основание здания станции Загорской ГАЭС-2 при инъекциях 5 яруса.

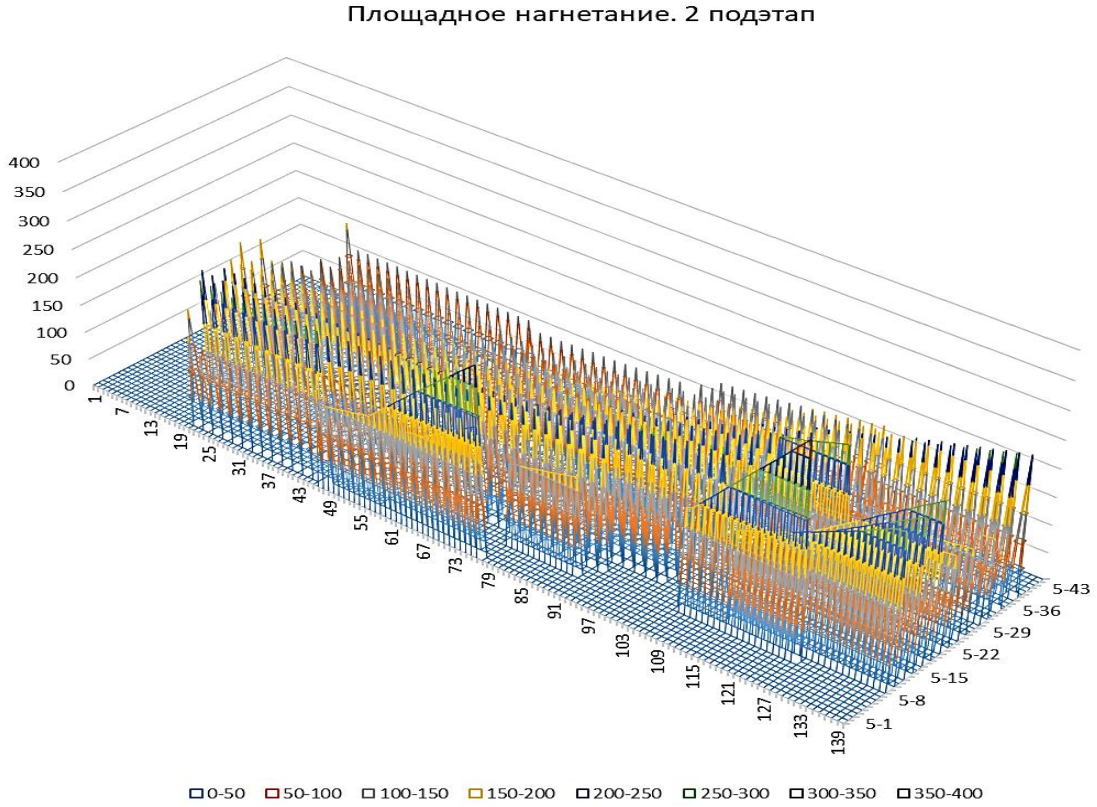


Рис. 9. Распределение объёмов нагнетаний при втором подэтапе работ 5 яруса

Заключение

В статье приведены результаты исследований площадных нагнетаний при использовании УКН как взаимоувязанной системы технологических приёмов при нагнетаниях для выравнивания гидротехнических сооружений.

По результатам исследований можно сделать следующие выводы:

1. Выполнение работ по методике УКН имеет итерационный характер и зависит от результатов всего ряда предшествующих инъекционных работ.

2. Результаты работ по управлению перемещениями ГТС имеют вероятностный характер, обоснованность которого возрастает с ходом работ в связи с получением необходимого массива данных для расчёта и прогноза параметров последующих нагнетаний.

3. Для широко распластанных в плане гидротехнических сооружений необходимо выполнение площадного нагнетания по специально разработанным сценариям. При выполнении площадных нагнетаний для гидротехнических сооружений важным является расчётный порядок нагнетаний, соответствующий расчётному порядку возникновения в грунте основания необходимых напряжений, достаточных для перемещения ГТС.

Список источников

1. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Разработка проектной документации на восстановительные работы. Корректировка этапа 1. Этап 2. Научно-техническое сопровождение проектных работ. Основные положения проекта. Пояснительная записка: 1938-40-094.1 / Ин-т Гидропроект. – Москва, 2015. – 203 с.

2. Гидроаккумулирующие электростанции. Строительство и эксплуатация Загорской ГАЭС / Н. И. Серебрянников, В. Г. Родионов, А. П. Кулешов [и др.] – Москва: НЦ ЭНАС, 2000. – 355 с.

3. Синюгин, В. Ю. Гидроаккумулирующие электростанции в современной электроэнергетике / В. Ю. Синюгин, В. И. Магрук, В. Г. Родионов – Москва: НЦ ЭНАС, 2008. – 352 с.

4. Bezuijen A. Compensation grouting in sand : experiments, field experiences and mechanisms / A Bezuijen. – Zutphen: Wörmann Print Service, 2010. – 197 p.

5. Bezuijen A. Laboratory tests, compaction or compensation grouting / A. Bezuijen, R. Kleinlugtenbelt, A. F. van Tol // Physical modelling in geotechnics: 6th ICPMG ‘06 : [in 2 vol.]. – London [et al.]: Taylor & Francis, 2006. – Vol. 1. – P. 1245–1251. – (Proceedings of the Sixth International Conference on Physical Modelling in Geotechnics – 6th ICPMG '06, Hong Kong, 4–6 August 2006).

6. Александров, А. В. Численное моделирование напряжённо-деформированного состояния здания станционного узла в случае неравномерной осадки и при выравнивании его положения / А. В. Александров // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования. – 2018. – Т. 19, № 2. – С. 190-202.

7. Тер-Мартиросян, А. З. Изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива при компенсационном нагнетании вблизи котлована / А. З. Тер-Мартиросян, В. П. Кивлюк, И. О. Исаев – DOI: 10.22227/1997-0935.2025.5.734-744// Вестник МГСУ. 2025. Т. 20. Вып. 5. С. 734–744.

8. Чубатов, И. В. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния основания гидротехнического сооружения при компенсационном нагнетании: дис….канд.техн.наук / И. В. Чубатов. – Москва, 2022. 151 с.

9. Bestuzheva A.S. Numerical Simulation of Stress and Strain Behavior of Foundation Soil under Compensation Grouting / A.S. Bestuzheva, I.V. Chubatov // E3S Web Conf. 2021. Pp. 2640-3020.

10. Bestuzheva A.S. Numerical modeling for controlled compensation grouting / A.S. Bestuzheva, I.V. Chubatov - DOI:10.1088/1742-6596/2701/1/012021// Journal of Physics: Conference Series. 2701(2024)012021.

11. Demenkov P.A. Numerical experiments on the modeling of compensatory injection for the protection of buildings during tunneling / P.A. Demenkov, O.V. Trushko, I.V. Potseshkovskaya // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. Vol. 13, NO. 23, December 2018. Pp. 9161 – 9169.

12. Luzin I. Calculation of the foundation settlement during compensation grouting / I. Luzin, L. Ermoshina // E3S Web of Conferences 97, 04050 (2019). https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704050.

13. Schweiger H.F. Numerical Modelling of Settlement Compensation by Means of Fracture Grouting / H.F. Schweiger, C. Kummerer, R. Otterbein, E. Falk // J. Soils and Foundations. 2004. Vol. 44, Is. 1. Pp. 71-86. https://doi.org/10.3208/sandf.44.71.

14. Александров А. В. Разработка и обоснование метода выравнивания гидротехнических сооружений, подвергшихся неравномерным осадкам: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.07 / А. В.Александров [место защиты: Моск. гос. строит. ун-т]. – Москва, 2018. – 24 с.

15. Прочность, устойчивость, колебания: справочник: в 3 т. / Б. Л. Абрамян, Н. Х. Арутюнян, И. А. Биргер и др.; под общ. ред. И. А. Биргера и Я. Г. Поновко. – Москва: Машиностроение, 1968. – Т. 1. – 831 с.

16. Александров, А. В. Эксплуатационная безопасность Загорской ГАЭС–2 при выравнивании здания станции / А. В. Александров // Гидротехническое строительство. – 2021. – № 5. – С. 8-13.

17. Беллендир, Е. Н. Результаты геотехнического мониторинга работ на опытном участке № 3 Загорской ГАЭС–2 / Е.Н. Беллендир, А.В. Александров // Гидротехническое строительство. – 2021. – № 1. – С. 5-11.

18. ГОСТ 5802–86. Растворы строительные. Методы испытаний: межгосударственный стандарт: взамен ГОСТ 5802–78: дата введения 01.07.86 – М: Стандартинформ, 2018. – 18 с. – С Поправкой (ИУС № 5 2004 г.)/

19. ГОСТ 22690–2015. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля межгосударственный стандарт: взамен ГОСТ 22690–88 : дата введения 2016–04–01– М. : Стандартинформ, 2016. – III, 20 с.

20. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Регламенты проведения специального мониторинга состояния сооружений и их основания в период выполнения работ по выравниванию здания станционного узла Загорской ГАЭС–2. Часть 2. Регламент специальных наблюдений за напряженно-деформированным состоянием здания ГАЭС в период выравнивания здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 : 1938-40-544.2.ПЗ / Ин-т Гидропроект. – Москва, 2021. – 44 с

21. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Регламенты проведения специального мониторинга состояния сооружений и их основания в период выполнения работ по выравниванию здания станционного узла Загорской ГАЭС–2. Часть 5. Регламент геофизических наблюдений за изменением свойств основания здания ГАЭС–2 в период выравнивания здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 : 1938-40-544.5.ПЗ / Ин-т Гидропроект. – Москва, 2022. – 28 с.

22. Рубин, О. Д.. Исследование физико-механических свойств скального основания бетонных сооружений Богучанской ГЭС на основе математических моделей «строящееся бетонное сооружение – скальное основание» / О. Д. Рубин, С. Е. Лисичкин // Материалы междунар. науч.-практ. конф. Роль мелиорации и водного хозяйства в реализации национальных проектов»/ М-во сел. хоз-ва Рос. Федерации, Моск. гос. ун-т природообустройства. – М.: МГУП, 2008. – Ч. 2. – С. 145-148.

23. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции: свод правил: актуализир. ред. СНиП 3.03.01–87: дата введения 2013–07–01 / Госстрой России, ФАУ «ФЦС». – Москва: ФАУ «ФЦС», 2013. – VI, 197 с. – С Поправкой.

24. Анализ напряжённо-деформированного состояния агрегатного блока и статорного кольца при непроектной осадке здания ГАЭС и последующем его выравнивании / А. В. Александров, М. Г. Зерцалов, И. В. Баклыков [и др.] // Мелиорация и гидротехника. – 2025. – Т. 15. – № 4. – С. 317-337.

25. Восстановление Загорской ГАЭС–2 на р. Кунье. Восстановительные работы. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Разработка рабочей документации на восстановительные работы. Программа работ по сопровождению выравнивания здания станционного узла Загорской ГАЭС-2: 1938-40-559 / Ин-т Гидропроект. – Москва, 2020. – 72 с.

26. Восстановление Загорской ГАЭС–2 на р. Кунье. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Разработка рабочей документации на восстановительные работы. Технические требования к горизонтально-направленному бурению скважин нагнетания: 1938-40-586 / Ин-т Гидропроект. – М., 2020. – 38 с.

27. Восстановление Загорской ГАЭС–2 на р. Кунье. Восстановительные работы. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Проведение изыскательских работ по исследованию прочностных характеристик инъекционных материалов в грунте основания станционного узла, по результатам завершения инъекционных работ в 8 и 7 ярусах нагнетания: отчёт о проведении работ: 1938-40-640 / Ин-т Гидропроект. – М., 2025. – 42 с.

28. Восстановление Загорской ГАЭС–2 на р. Кунье. Восстановительные работы. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Техническое сопровождение процесса восстановления высотного положения здания станционного узла Загорской ГАЭС–2. 7 и 8 ярусы нагнетания: отчёт по завершению 1 этапа нагнетания: 1938-40-621 / Ин-т Гидропроект. – М., 2021. – 137 с.

29. Восстановление Загорской ГАЭС–2 на р. Кунье. Восстановительные работы. Ликвидация последствий осадки здания станционного узла Загорской ГАЭС–2 и восстановительные работы. Техническое сопровождение процесса восстановления высотного положения здания станционного узла Загорской ГАЭС–2. 6 и 5 ярусы нагнетания: отчёт по завершению 2 этапа нагнетания: 1938-40-683 / Ин-т Гидропроект. – М., 2024. – 139 с.

© Александров А. В., 2026

УДК 624.154:624.04
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-195-201

РАСЧЕТ «ЖЕСТКИХ» ГОРИЗОНТАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ

А. Л. Готман[1,2], С. А. Крутяев[3]
[1]Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова, г. Москва, Россия,
[2]Российский университет транспорта, МИИТ, г. Москва, Россия,
[3]ООО «ПОДЗЕМПРОЕКТ», г. Москва, Россия

Аннотация. *В зависимости от геометрических характеристик пирамидальной сваи, а также жесткости окружающего ее грунтового основания при действии на нее горизонтальной нагрузки может отличаться схема ее работы («жесткая» или «гибкая»). В статье представлены результаты численных экспериментов, на основании которых построена номограмма для определения схемы работы горизонтально нагруженной пирамидальной сваи. Также построена расчетная схема «жесткой» горизонтально нагруженной пирамидальной сваи и разработан метод ее расчета.*

Ключевые слова: *пирамидальная свая, горизонтальная нагрузка, коэффициент постели, несущая способность, грунтовое основание*

CALCULATION OF «RIGID» HORIZONTALLY LOADED PYRAMIDAL PILES

A. L. Gotman[1,2], S. A. Krutyaev[3]
[1]Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures, Moscow, Russia [2]Russian University of Transport, Moscow, Russia
[3]PODZEMPROEKT LLC, Moscow, Russia

Annotation. *Depending on the geometric characteristics of the pyramidal pile, as well as the stiffness of the surrounding soil, the pile's operating mode (rigid or flexible) may differ when subjected to a horizontal load. This article presents the results of numerical experiments, which were used to construct a nomogram for determining the operating mode of a horizontally loaded pyramidal pile. A design model for a "rigid" horizontally loaded pyramidal pile is also constructed, and a calculation method is developed.*

Keywords: *pyramidal pile, horizontal load, bed coefficient, bearing capacity, soil foundation*

Введение

В СССР с начала 60-х годов прошлого столетия нашли широкое применение забивные пирамидальные сваи, чему способствовал тот факт, что их разработкой, проектированием и внедрением занимались несколько геотехнических школ [1, 2]. За счет наклонных боковых граней такие сваи имели высокую несущую способность, при этом погружались забивкой с помощью копра аналогично забивным призматическим сваям. Использовались они при этом преимущественно в качестве фундамента под самонесущие стены производственных зданий.

После начала 80-х годов пирамидальные сваи стали использоваться в качестве односвайных фундаментов каркасных зданий и сооружений [3]. Экономическая эффективность пирамидальных свай в сравнении с призматтиическими обуславливается отсутствием ростверка, не являющимся несущим элементом, но занимающий при этом, до 50 % от общего объема фундамента.

Свая при этом изготавливались монолитно на строительной площадке путем бетонирования предварительно выштампованной скважинообразователем скважины с погруженным в нее арматурным каркасом [4, 5].

Таким образом изготавливались пирамидальные сваи сечением до 1,2×1,2 м и длиной до 8,0 м под колонны размером до 0,6×0,6 м. При этом в каркасных зданиях помимо вертикальной на сваю действует горизонтальная и моментная нагрузки и за счет сосредоточения материала в оголовке сваи она эффективно им сопротивляется.

Помимо этого, была разработана технология устройства фундаментов под колонны каркасных зданий и сооружений, получивших название «фундаменты в вытрамбованных котлованах» [6, 7]. В рамках технологии скважина формировалась путем многократного сбрасывания и извлечения навешенной на мачту копра пирамидальной трамбовки с обязательным втрамбованием щебня в забой скважины. Скважины получались глубиной не более 3,0 м.

С целью обеспечения практического применения пирамидальных свай в качестве односвайных фундаментов выполнялись исследования и предложен ряд методов расчета таких свай на горизонтальную нагрузку, в которых свая рассматривается как абсолютно жесткая [8, 9], в однородном по глубине Винклеровском основании, а также как гибкая в упругом полупространстве [10].

Настоящая работа посвящена определению критериев, позволяющих классифицировать горизонтально нагруженную пирамидальную сваю как «жесткую» или как «гибкую».

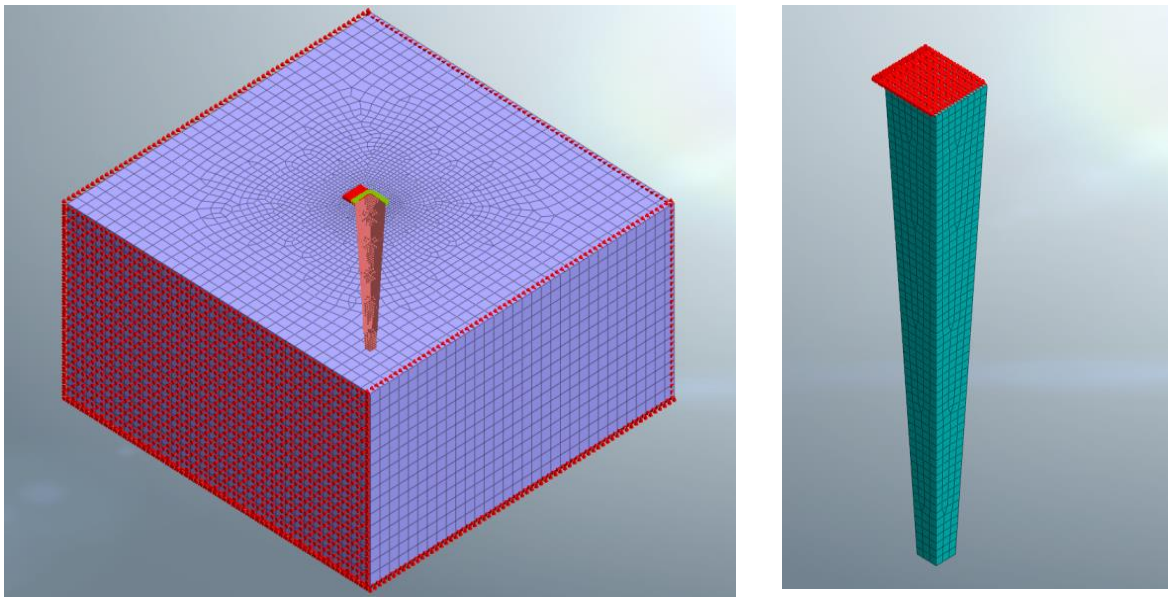
В этой связи актуальной задачей является исследование особенностей работы таких свай на горизонтальную нагрузку и разработка метода их расчета на горизонтальную нагрузку.

Построение номограммы, расчетной схемы и вывод формул

Для определения влияния геометрических размеров сваи, а также жесткости окружающего ее массива с использованием линейно-упругой модели грунта был выполнен ряд численных экспериментов, в которых изменялись следующие параметры: размер головы сваи (от 0,8×0,8 до 1,2 м с шагом 0,2 м), длина сваи (от 3,0 до 6,0 м с шагом 1,0 м), модуль деформации грунта $E_{гр}$ (от 10,0 до 25,0 м с шагом 5,0 МПа). Нижний размер поперечного сечения свай во всех расчет принят одинаковым и равен 0,3×0,3 м. Всего было выполнено 48 расчетов.

Горизонтальная нагрузка на сваю прикладывалась при помощи заданного горизонтального перемещения в уровне поверхности грунта, равного 15 мм. Во всех расчетах грунтовые условия принимались однородными и однослойными. Грунтовые воды не задавались. Модель грунта — линейно-упругая (Linear Elastic). Коэффициент Пуассона грунта принят 0,4. Удельный вес грунта 19 кН/м^3.

Свая моделировалась объемным элементом (рис. 1). Модель материала сваи принята линейно-упругая. Свойства сваи приняты следующими: объемный вес γ = 25 кН/м^3, модуль упругости E = 27,5 ГПа.



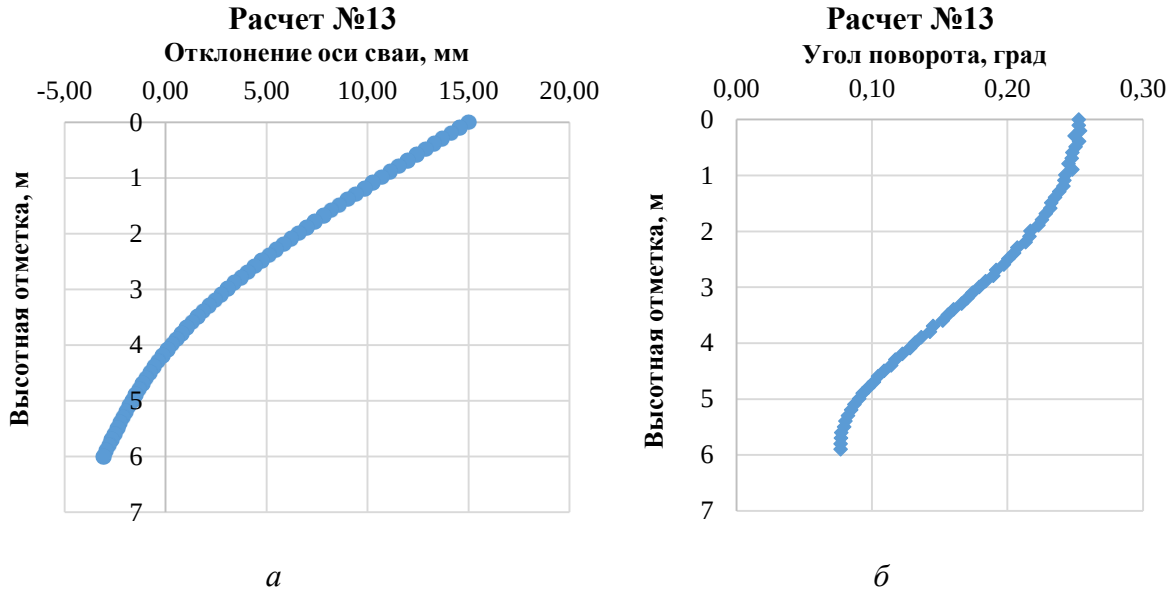
а *б*

Рис. 1. Численная модель горизонтально нагруженной пирамидальной сваи:
а – общий вид схемы; *б* – общий вид сваи с приложенной нагрузкой

При анализе схемы работы сваи учитывались изменение двух параметров по глубине сваи – горизонтальное перемещение оси сваи и угол поворота оси сваи относительно вертикали (рис. 2).

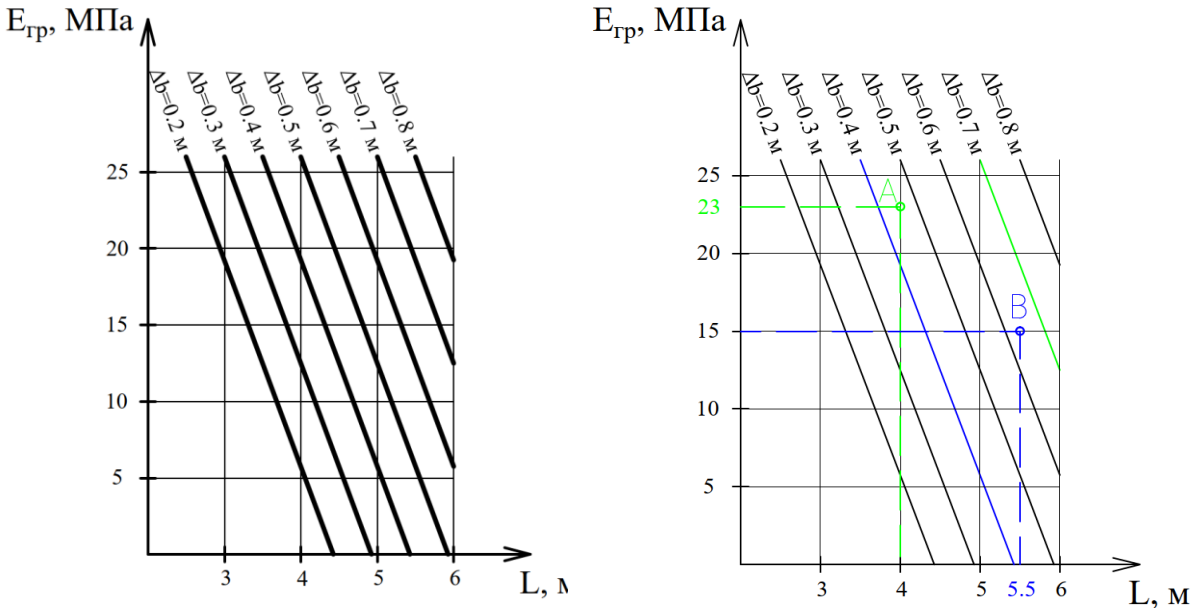
Признаком работы сваи по жесткой схеме является прямолинейная форма ее оси, а также близкое к нулю изменение угла поворота сваи по глубине под действием нагрузки. Признаком работы сваи по гибкой схеме является криволинейная форма ее оси, наличием заделки в нижней части сваи, определяемой по малым значениям угла поворота. На основании этих критериев была выполнена классификация свай по схемам работы. По результатам расчетов из 48 схем — 10 сваи «гибких», остальные 38 — «жесткие».

Для построения номограммы была решена классификационная задача, результатом которой является определение одной из двух категорий: свая, работающая по жесткой схеме и свая, работающая по гибкой схеме. Итоговая номограмма, а также пример ее использования, представлена на рис. 3.



а *б*

Рис. 2. Пример графика, построенного по результатам расчета сваи:
а – перемещение оси сваи; *б* – изменение угла поворота сваи



а) *б)*

Рис. 3. Номограмма для определения схемы работы пирамидальной сваи в зависимости от ее геометрических характеристик, а также жесткости основания:
а – оригинальная номограмма; *б* – пример использования

Для примера определим схему работы 2-х свай А и В со следующими характеристиками.

Свая А:

Длина L = 4,0 м.

Размеры верхнего сечения b = 1,0×1,0 м.

Размеры нижнего сечения 0,3×0,3 м.

Модуль деформации грунта $E_{гр}$ = 23 МПа.

При данных геометрических характеристиках сваи разница сторон ее верха и низа равна 0,7 м. Точка А на номограмме (выделена зеленым цветом, рис. 3) с координатами $X = L$ = 4,0 м, $Y = E_{гр}$ = 23 МПа располагается ниже изолинии Δb = 0,7, следовательно свая работает по «жесткой» схеме.

Свая В:

Длина L = 5,5 м.

Размеры верхнего сечения b= 0,7×0,7 м.

Размеры нижнего сечения 0,3×0,3 м.

Модуль деформации грунта $E_{гр}$ = 15 МПа.

При данных геометрических характеристиках сваи разница сторон ее верха и низа равна 0,4 м. Точка В на номограмме (выделена синим цветом, рис. 3) с координатами $X = L$ = 5,5 м, $Y = E_{гр}$ = 15 МПа располагается выше изолинии Δb=0,4, следовательно свая работает по «гибкой» схеме.

Для построения расчетной схемы «жесткой» горизонтально нагруженной пирамидальной сваи примем следующие предпосылки.

Для построения расчетной схемы (рис. 4) примем следующие предпосылки.

1. Основание по глубине сваи однослойное с линейно изменяющимся по глубине коэффициентом постели C_z:

$$C_z = C_l \frac{z}{l}, \quad (1)$$

где C_l — коэффициент постели на глубине l; z — текущая координата по глубине; l — длина сваи в грунте.

2. Размер поперечного сечения сваи b_z с глубиной изменяется по линейной зависимости

$$b_z = b_o - \Psi b_o z; \Psi = (b_o - b_н)/lb_o, \quad (2)$$

где b_o и $b_н$ — размер стороны сечения соответственно верха и низа сваи, м.

3. Изгибная жесткость сваи принимается бесконечно большой, ввиду этого перемещение сваи по глубине U_z имеет вид

$$U_z = U_o - \varphi_0 z, \quad (3)$$

где U_o — перемещение сваи в уровне поверхности грунта, м; φ_o — угол поворота сваи в уровне поверхности грунта, рад.

4. Горизонтальное давление грунта на сваю q_z^o на единицу длины сваи пропорционально ее перемещению $q_z^o = b_z C_z U_z$.

Коэффициент постели каждого слоя грунта C_l C_l определяется из условия равенства осадок, определяемых по теории местных деформаций и упругого полупространства по формуле

$$C_l = \omega \frac{E_o A_r}{(1-\mu_i^2) b_н}, \quad (5)$$

где ω — безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения *l/b*; E_o — модуль общей деформации; μ_i — коэффициент Пуассона; A_r — безразмерный коэффициент, интегрально учитывающий уплотнение основания и анизотропию. Получен для «линейного» расчета путем обработки экспериментальных данных и выполнения «обратных» расчетов, в которых параметры перемещения ствола сваи являются заданной величиной (принимаются из результатов испытаний), а коэффициент A_r — искомой:

$$A_r = 18.5\Delta b - 1.4; \qquad \Delta b = b_0 - b_н. \tag{6}$$

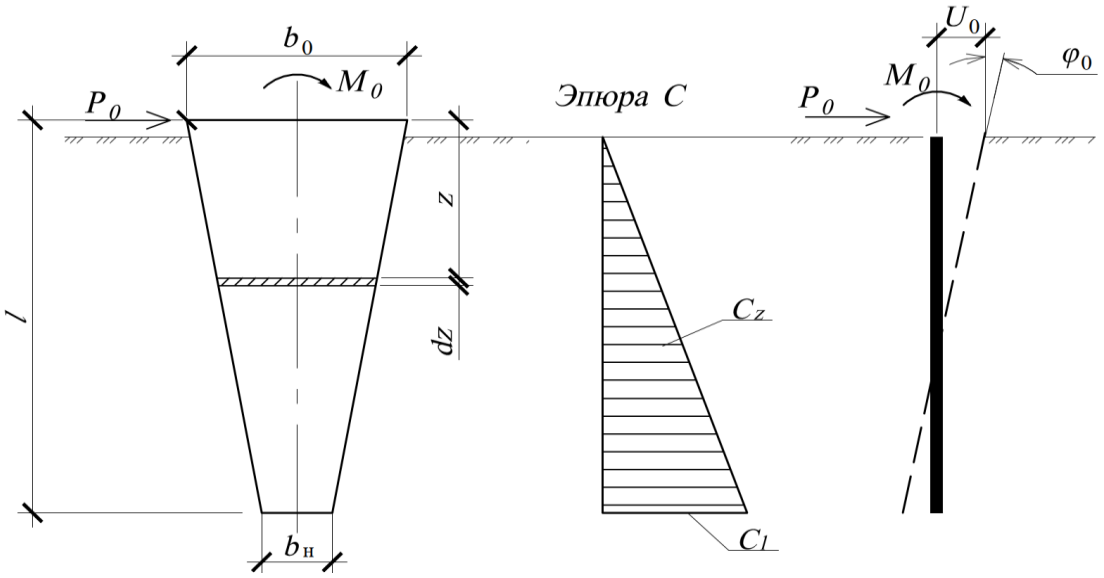


Рис. 4. Расчетная схема «жесткой» горизонтально нагруженной пирамидальной сваи

Записав условие равновесия между приложенными нагрузками M_0 и P_0 и сопротивлением грунтового основания, при граничных условиях $z = l$, $Q_l = 0$ и $M_l = 0$, получены формулы для определение горизонтального перемещения U_o и угла поворота сваи φ_0 в уровне поверхности грунта:

$$\begin{aligned} U_0 &= M_0\alpha_1 + P_0\alpha_{2;} \\ \varphi_0 &= M_0\alpha_3 + P_0\alpha_4, \end{aligned} \tag{7}$$

где $\alpha_1 ... \alpha_4$ – единичные перемещения определяются по следующим формулам

$$\alpha_1 = \frac{X_2}{\zeta}; \quad \alpha_2 = \frac{lX_2 - \Phi_4}{\zeta}; \quad \alpha_3 = \frac{X_1}{\zeta}; \quad \alpha_4 = \frac{lX_1 - X_3}{\zeta}. \tag{8}$$

Значения $X_1 \ldots X_4$ определяются по формулам

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{b_0 C_l}{12l}(6l^2 - 4\Psi l^3);\ X_2 = \frac{b_0 C_l}{12l}(4l^3 - 3\Psi l^4); \\ X_3 &= \frac{b_0 C_l}{12l}(2l^3 - \Psi l^4);\ X_4 = \frac{b_0 C_l}{12l}(l^4 - 0.6\Psi l^5). \end{aligned} \tag{9}$$

Значение ζ определяется по формуле

$$\zeta = X_2X_3 - X_1X_4. \tag{10}$$

Значения изгибающего момента M_z и поперечной силы Q_z в сечении z определяются по формулам

$$M_z = M_0 + P_0 z + U_0 X_3 - \varphi_0 X_4;$$
$$Q_z = P_0 + U_0 X_1 - \varphi_0 X_2. \quad (11)$$

Здесь значения $X_1 \ldots X_4$ определяются по формулам (9) с заменой l на z.

Выводы

На основании численных исследований установлены критерии, влияющие на схему работы горизонтальной нагруженной пирамидальной сваи, а также построена номограмма, позволяющая ее (схему работы) определить. Построена расчетная схема горизонтально нагруженной пирамидальной сваи как балки переменного по глубине сечения в винклеровском основании с линейно изменяющимся с глубиной коэффициентом постели, и разработан метод расчета таких свай, позволяющий определить перемещение головы сваи, угол ее поворота, а также усилия в свае.

Список источников

1. Бахолдин, Б. В. Исследование несущей способности пирамидальных свай / Б. В. Бахолдин, Н. Т. Игонькин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 3. – С. 13-16.

2. Голубков, В. Н. Применение пирамидальных свай в строительстве по данным последних исследований / Г В. Нолубков, А. И. Догадайло // Строительство и архитектура. – Новосибирск. –1979. – Вып. 1. – С. 126-129.

3. Зиязов, Я. Ш. Опыт применения односвайных фундаментов под колонны / Я. Ш. Зиязов, А. Л. Готман // Энергетическое строительство. – 1978. – № 2.

4. Гильман, Я. Д. Опыт применения свай в выштампованном ложе / Я. Д. Гильман, В. С. Глухов, В. Д. Зотов // Межвузовский сб. РИСИ. – Ростов. –1977. – С. 101-112.

5. Ермошкин, П. М. Способы проходки скважин под набивные сваи без выемки грунта / П. М. Ермошкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. –1976. –№ 4. – С. 14-16.

6. Багдасаров, Ю. А. Расчет осадок фундаментов в вытрамбованных котлованах на воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок / Ю. А. Багдасаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 4. – С. 11-14.

7. Крутов, В. И. Фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием / В. И.Крутов, В. Л. Рафальзук, Ю. В. Власов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 3. – С. 3-4.

8. Шахирев, В. Б. Расчет пирамидальных свай на горизонтальную нагрузку / В. Б. Шахирев // Вопросы строительства и архитектуры. – 1989. – № 17. – С. 87-90.

9. Нисенбойм, О. Б. Расчет усилий в фундаментах пирамидальной формы / О. Б. Нисенбойм // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – С. 19-21.

10. Огранович, А. Б. Расчет гибкой пирамидальной сваи в упругом полупространстве на горизонтальную нагрузку / А. Б. Огранович // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1990. – № 5. – С. 110-112.

© Готман А. Л., Крутяев С. А., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-202-210

МЕТОД ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ С УШИРЕНИЕМ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

В. С. Глухов, П. К. Гаврилов
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза, Россия

Аннотация. *В статье рассматривается вопрос определения несущей способности свай по результатам статических испытаний. Авторами приведено обоснование необходимости совершенствования существующего подхода применительно к сваям в пробитых скважинах с уширением (СПСу). Для свай данного типа характерно проявление упругих деформаций основания, возникающих по мере завершения процесса втрамбовывания щебня и формирования уширенной пяты. Данный эффект становится особенно заметным во время статического нагружения, когда на начальных этапах фиксируется заметный скачок осадки. Авторами отмечается, что приведенный фактор оказывает значительное влияние на зависимость между осадкой и приложенной нагрузкой S = f(F), что может привести к ошибочной интерпретации результатов статических испытаний свай.*

Ключевые слова*: сваи в пробитых скважинах, несущая способность, статические испытания, осадка, расчётно-допускаемая нагрузка, упругие деформации, грунтовое основание*

METHOD OF ASSESSING THE BEARING CAPACITY OF PILES IN PUNCHED HOLES WITH BROADENING USING STATIC TESTING RESULTS

V. S. Glukhov, P. K. Gavrilov
Penza State University of Architecture and Construction, Penza, Russia

Annotation. *The article discusses the issue of determining the bearing capacity of piles based on the results of static load tests. The authors provide a rationale for improving the existing approach in relation to piles in punched holes with broadening (SPSu). This type of pile is characterized by elastic deformation of the foundation, which occurs as the crushed stone is compacted and the expanded heel is formed. This effect becomes particularly noticeable during static loading, when a noticeable increase in settlement is observed in the initial stages. The authors note that this factor has a significant impact on the relationship between settlement and applied load S=f(F), which can lead to incorrect interpretation of the results of pile`s static load test.*

Keywords: *piles in punched holes, bearing capacity, static load test, settlement, design load, elastic deformations, ground base*

Введение

В современной строительной практике широко применяются сваи заводского изготовления, погружаемые в грунт принудительными методами, а также буровые сваи, устраиваемые на площадке строительства в предварительно изготовленные скважины. Наиболее перспективным направлением

развития в области проектирования и устройства фундаментов считается разработка и внедрение в практику комбинированных свайных фундаментов, которые бы совмещали в себе основные преимущества классических вариантов свай.

Среди существующих технологий, наиболее полно удовлетворяющих этим требованиям, можно выделить сваи в пробитых скважинах с уширением (СПСу), технология устройства которых сопровождается вытеснением грунта. Данный тип свай объединяет в себе преимущества классических вариантов забивных и буронабивных свай, а также фундаментов, устраиваемых в вытрамбованных котлованах (ФВК).

Эффективность использования СПСу заключается в том, что в ходе пробивки скважины и формирования уширения создается уплотненный массив грунта. Околосвайная область грунтового основания обладает улучшенными прочностными характеристиками и сниженной сжимаемостью. Отсюда, образование уплотненной зоны в грунтовом основании в процессе устройства СПСу способствует увеличению их удельной несущей способности. Результаты ранее проведенных исследований позволяют рекомендовать использование свай данного типа в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $0{,}2 \le I_L \le 0{,}5$, а также при устройстве фундаментов в просадочных и маловлажных песчаных грунтах [1].

Тем не менее, на текущий момент не существует достаточного систематизированного метода для оценки несущей способности свай данного типа на основе результатов статических испытаний. В частности, остается нерешенной проблема выбора единого подхода к обработке полученных данных. Требования, изложенные в отечественных и зарубежных нормативных документах для интерпретации результатов статических испытаний, содержат определенные противоречия, касающиеся свай, изготовленных с использованием технологии вытрамбовки [2, 3].

Основная часть

Согласно СП 24.13330.2021, «несущая способность сваи - предельное сопротивление основания одиночной сваи по условию ограничения развития в нем деформаций сдвига в соответствии с заранее заданным условием». Это означает, что значения несущей способности, выявленные в соответствии с рекомендациями действующих норм, принимаются с определённым запасом при достижении «заранее заданного» перемещения сваи. Под «заранее заданным» перемещением понимается величина осадки S, определяемая в соответствии с пунктом 7.3.5 СП 24.13330.2021 [4]:

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt}, \qquad (1)$$

где $S_{u,mt}$ — предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения, устанавливаемое согласно приложению Г СП 22.13330.2016; ζ — коэффициент перехода от предельного значения

средней осадки фундамента здания или сооружения $S_{u,mt}$ к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с условной стабилизацией (затуханием) осадки, равный $\zeta = 0{,}2$.

Согласно действующим рекомендациям, несущая способность сваи определяется в соответствии со значением предельной средней осадкой здания $S_{u,mt}$. Это значение может варьироваться в пределах $S_{u,mt} = 100{,}0 \div 400{,}0$ мм для гражданских и промышленных сооружений. Таким образом, для одной и той же сваи в заданных грунтовых условиях может быть установлено несколько различных значений несущей способности, которые зависят от изменений в конструкции надземной части здания. Следует подчеркнуть, что принятый метод интерпретации результатов статических испытаний не учитывает размеры опытной сваи и не рассматривает процесс уплотнения или разуплотнения околосвайного грунтового массива, который происходит при устройстве СПСу.

С точки зрения ключевых принципов механики грунтов, наиболее целесообразно рассматривать несущую способность сваи как величину приложенного усилия, при которой происходит полное исчерпание прочности грунтового основания, то есть достижение момента «срыва» сваи. Это сопровождается постоянным и практически равномерным увеличением осадки опытной сваи без увеличения нагрузки. Данное условие в основном соответствует требованиям расчёта оснований по первой группе предельных состояний и не должно зависеть от предельных средних осадок $S_{u,mt}$, определяемых для сооружений с учётом конструктивных особенностей надземной части. Расчётно-допускаемая нагрузка, устанавливаемая на сваи на этапе проектирования, в большей степени отвечает условию обеспечения осадки, не превышающей $S_{u,mt}$, и определяется с учётом необходимой надежности и устойчивости проектируемого сооружения.

Сваи, устраиваемые в пробитых скважинах с уширением по технологии вытрамбовки, характеризуются наличием упругих деформаций основания по мере завершения процесса втрамбовывания щебня в уширение [5]. Эта особенность становится очевидной во время статического нагружения, когда на начальных ступенях наблюдается значительный всплеск осадки. Указанный фактор существенно влияет на зависимость между осадкой и приложенной нагрузкой $S = f(F)$, что может привести к неверной интерпретации результатов статических испытаний свай. Предложенная в действующих нормативных документах методика анализа данных статических испытаний не учитывает деформативные свойства и геометрические параметры уширенного основания, что, безусловно, приводит к неточностям при оценке совместной работы испытуемой сваи в пробитой скважине с уширением и окружающего грунтового основания.

Предлагаемый метод оценки несущей способности СПСу основывается не на значениях допустимых проектных осадок, а на нагрузке, приводящей к потере сопротивления грунтового основания, которую характеризует «срыв» сваи или максимальная нагрузка F_{max}, которую необходимо достигнуть в процессе испытания. При этом F_{max} определяется как $1{,}4F_d$, где F_d — несущая способность сваи, установленная на этапе проектирования с использованием табличных значений R и f_i (п. 7.2.10 СП 24.13330.2021) или по результатам статического зондирования. С учетом допустимых осадок $S_{u,mt}$ для зданий и сооружений назначается расчётно-допускаемая нагрузка, которая вычисляется из условия $N_{р.д.} = F_d/1{,}2$. В то же время перемещение опытной сваи должно соответствовать осадке $S \leq S_{u,mt} \cdot \zeta$. Рассматриваются три типичных случая (рис. 1).

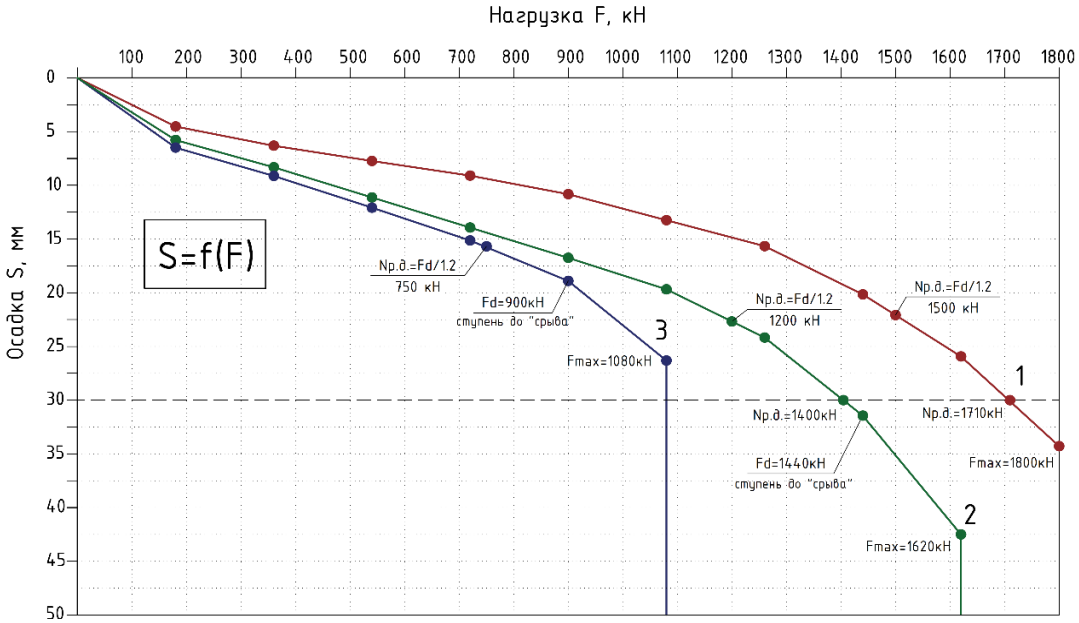


Рис. 1. Интерпретация результатов статических испытаний свай в пробитых скважинах с уширением (три характерных случая)

Случай 1. В ходе статического нагружения опытной СПСу при достижении $F_{max} = 1{,}4F_d$ «срыв» сваи не был достигнут. График зависимости «осадка-нагрузка» имеет вид монотонно убывающей кривой. Окончательная осадка на последней ступени нагружения при F_{max} больше заданного перемещения $S = \zeta \cdot S_{u,mt}$. За несущую способность принимаем максимальное действующее усилие при испытании $F_{max} = 1{,}4F_d$ (1800,0 кН в примере). В случае, если значение расчётно-допускаемой нагрузки $N_{р.д.} = F_{max}/1{,}2$ (1500,0 кН) меньше усилия, соответствующего осадке $S = \zeta \cdot S_{u,mt}$ (1710,0 кН), за величину $N_{р.д.}$ принимаем наибольшее из значений на графике $S=f(F)$.

Случай 2. При выполнении статических испытаний опытная СПСу доведена до «срыва» при нагрузке 1620,0 кН. В данном случае предлагается за величину несущей способности принять ступень F_n, предшествующую

«срыву», т. е. F_d = 1440,0 кН. Расчётно-допускаемую нагрузку следует назначить из условия $N_{р.д} = F_d/1{,}2 = 1200{,}0$ кН, если при значении F_d перемещение на графике «осадка-нагрузка» $S \le \zeta \cdot S_{u,mt}$. В случае, когда значению F_d соответствует перемещение $S > S_{u,mt} \cdot \zeta$ на графике $S = f(F)$, за расчётно-допускаемую нагрузку по результатам испытаний следует принять усилие, соответствующее перемещению $S = \zeta \cdot S_{u,mt}$ (1400,0 кН).

Случай 3

По результатам полевых статических испытаний зафиксирован «срыв» сваи до достижения предварительно заданной осадки $S = \zeta \cdot S_{u,mt}$. В данном случае за величину несущей способности принимаем ступень нагрузки F_d, предшествующей усилию «срыва». При этом

$$N_{р.д.} = F_d/1{,}2 = 900{,}0/1{,}2 = 750{,}0 \text{ кН}.$$

Таким образом, описанные выше подходы дают возможность проанализировать зависимости $S = f(F)$ и отказаться от «заранее установленной осадки» S при оценке несущей способности СПСу, и учесть данный параметр при установлении расчетно-допустимой нагрузки $N_{р.д.}$.

Ввиду того, что начальный участок кривой $S = f(F)$ для СПСу в большинстве случаев имеет заметный «провал», связанный с технологическими особенностями изготовления свай в пробитых скважинах с уширением, необходимо произвести учёт данных перемещений путём внедрения дополнительного параметра. Отсюда выражение для расчёта осадки можно представить в виде:

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt} - \Delta, \tag{2}$$

где Δ — начальные перемещения, зафиксированные при проведении испытаний (рис. 2).

Выражение для определения зафиксированного перемещения Δ, мм, полученного в ходе начального этапа нагружения СПСу, может быть описано в виде зависимости:

$$\Delta = \frac{N_1 \cdot 0{,}75 h_{уш}}{E_{уш} \cdot A_{уш}}, \tag{3}$$

где N_1 — величина нагрузки на начальной ступени нагружения, при которой зафиксирован «провал» графика на начальном этапе, кН; $h_{уш}$ — высота уширения, м; $A_{уш}$ — площадь поперечного сечения уширения, принимаемая согласно рекомендациям п. 2.31 «Руководства по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах»; $E_{уш}$ — модуль деформации уширенной пяты, принимаемый равным 50,0 МПа из рекомендаций, что максимальное значение модуля деформации материала армированных свай, в том числе устраиваемых из жесткой бетонной смеси, следует принимать в пределах $E_a \le 100{,}0$ МПа. Размеры уширения СПСу рекомендуется определять в соответствии с рекомендациями для ФВК, учитывающими форму уширения и характеристики грунтового основания.

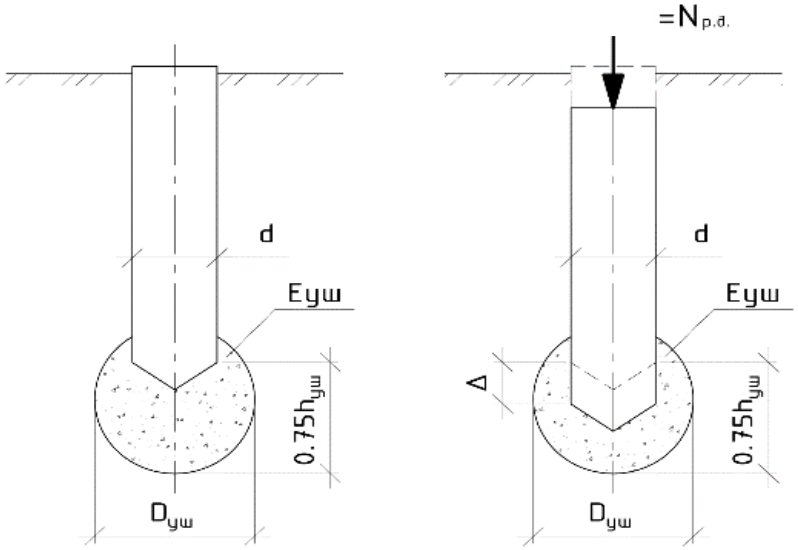


Рис. 2. Схема возникновения начальных деформаций в ходе статических испытаний опытной сваи в пробитой скважине с уширением

За критерий оценки расчётно-допускаемой нагрузки на сваю в пробитой скважине с уширением по результатам статических испытаний следует принимать величину осадки опытной сваи *S*, определяемую по формуле:

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt} - \frac{N_1 \cdot 0,75h_{\text{уш}}}{E_{\text{уш}} \cdot A_{\text{уш}}}. \quad (4)$$

В случае, когда осадка, полученная по формуле (4), меньше величины окончательного перемещения опытной сваи по результатам испытаний, за критерий определения расчётно-допускаемой нагрузки следует принимать осадку, полученную по формуле (1).

Для проверки возможности использования описанного подхода к определению несущей способности и расчетно-допускаемой нагрузки свай в пробитых скважинах с уширением была проведена обработка ранее полученных данных статических испытаний, выполненных на площадке строительства цементного завода, расположенного в республике Мордовия (рис. 3).



Рис. 3. Выполнение работ по устройству и испытанию опытных СПСу на площадке строительства цементного завода (респ. Мордовия)

Полевые статические испытания грунтов производились согласно ГОСТ 5686-2020. Испытаниям была подвержена опытная свая СПСу-1 длиной l = 7,0 м, диаметр сваи d = 0,63 м, материал свай — бетон В20 W6, объем втрамбованного щебня в уровне пяты сваи $V_{щ}$ = 1,7 м^3. Расчётно-допускаемая нагрузка на сваю согласно проекту $N_{р.д.}$ = 2470,0 кН.

Результаты определения $N_{р.д.}$ и F_d для опытных свай, испытанных на строительной площадке № 1, с учётом начальных перемещений Δ по предложенному подходу представлены в виде графиков на рис. 4 и табл. 1, 2.

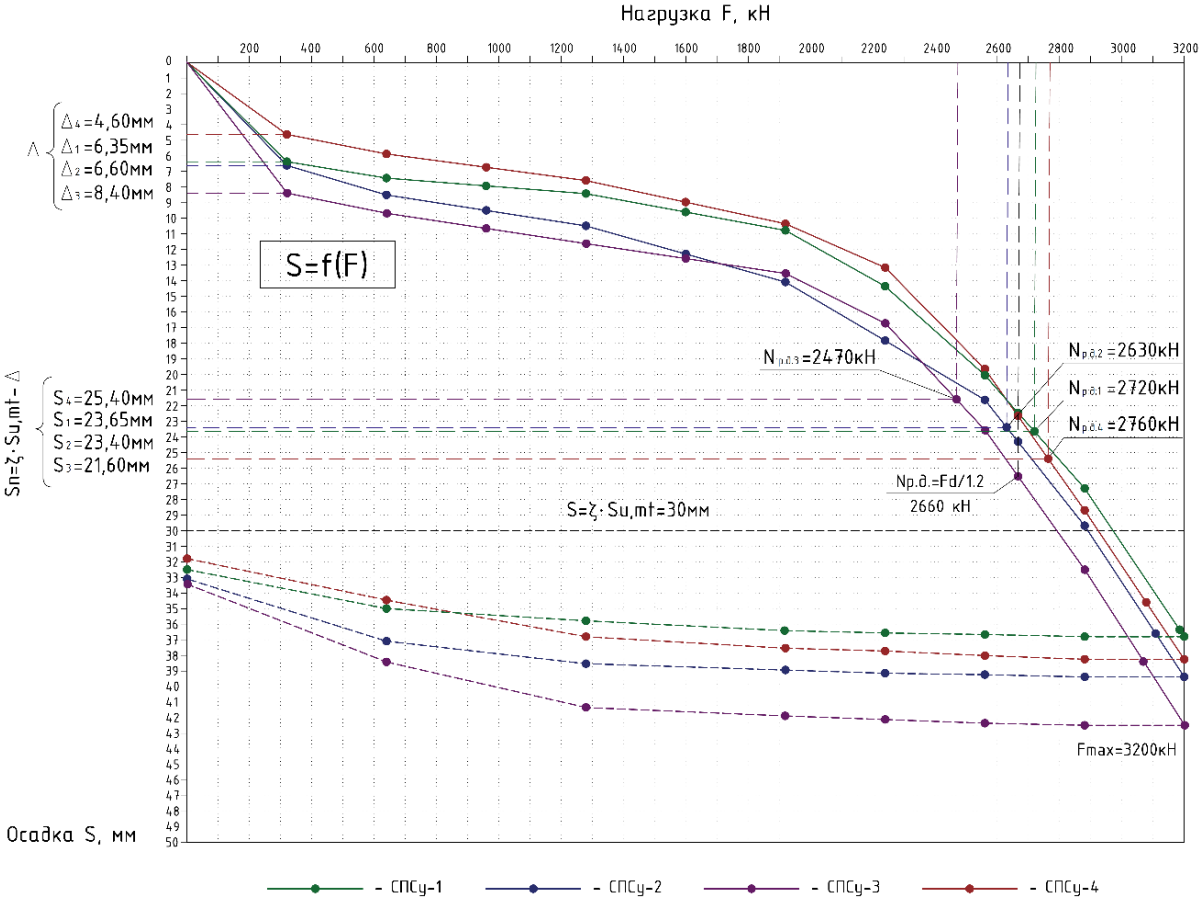


Рис. 4. Графики зависимости S=f(P) по результатам статических испытаний опытных свай. Применение рекомендаций при оценке несущей способности СПСу

Таблица 1. Сравнение величин первоначальной осадки СПСу Δ по графику *S = f(F)* и по формуле (3)

Свая	Характеристики уширения СПСу			Первичная осадка СПСу при N_1		
	$h_{уш}$, м	$A_{уш}$, м^2	$E_{уш}$, МПа	$\Delta = \frac{N_1 \cdot 0,75 h_{уш}}{E_{уш} \cdot A_{уш}}$	Δ по графику $S = f(F)$	Сходимость, %
СПСу-1	1,2	1,13	50,0	5,10	6,35	80,3
СПСу-2	1,2	1,13	50,0	5,10	6,60	77,3
СПСу-3	1,2	1,13	50,0	5,10	8,40	60,7
СПСу-4	1,2	1,13	50,0	5,10	4,60	90,2

Таблица 2. Определение F_d и $N_{р.д.}$ для СПСу с учётом рекомендаций

	Осадка испытуемой сваи		Зафиксированная нагрузка			
	S, мм	Δ, мм	F_d, кН	$N_{р.д.} = F_d/1{,}2$	$N_{р.д.}$, кН, при $S = \zeta \cdot S_{u,mt} - \Delta$	Разница полученных значений $N_{р.д.}$, %
СПСу-1	30,0	6,35	3200,0	2660,0	2720,0	2,3
СПСу-2		6,60	3200,0		2630,0	1,1
СПСу-3		8,40	3200,0		2470,0	7,1
СПСу-4		4,60	3200,0		2760,0	3,8

Относительная сходимость представленных графиков $S = f(F)$ обусловлена также однородностью грунтовых условий строительной площадки, состоящей из суглинка и глины полутвердой консистенции с показателем текучести I_L в диапазоне от 0,2 до 0,5. Работы по уплотнению скважин и формированию уширений проводились до достижения проектного значения «отказа», что обеспечивало предварительный контроль несущей способности устанавливаемых свай [6].

При анализе полученных графиков $S = f(F)$ интерес вызывает начальный этап нагружения испытуемых свай, который характеризуется заметным ростом осадки в диапазоне Δ = 4,60…8,40 мм при сравнительно небольшой действующей нагрузке N_I = 320,0 кН. При последующем увеличении приложенного усилия скорость изменения осадки уменьшается более чем в четыре раза относительно начальной величины перемещения на первом этапе нагружения. Предлагаемый подход к определению начальной осадки Δ с использованием заданной величины $E_{уш}$ = 50,0 МПа позволяет добиться достаточно высокого уровня сходимости значений начальной осадки с данными, полученными в ходе полевых испытаний (табл. 1).

Согласно результатам, приведенным на рис. 4 и в табл. 1, учёт начальных перемещений Δ по формуле (3) позволяет назначить на опытную сваю расчётно-допускаемую нагрузку, близкую к величине $N_{р.д.} = F_d/1{,}2$ (табл. 2).

Заключение

Предложен новый подход для интерпретации результатов статических испытаний свай в пробитых скважинах с уширением. В основу оценки несущей способности сваи положены не значения допустимых осадок, принимаемые в проектах, а обуславливающая исчерпание прочности грунтового основания нагрузка F_d, характеризующаяся «срывом» или максимальном усилием F_{max}, которого следует достичь в ходе испытания. Расчётно-допускаемая нагрузка $N_{р.д.}$ принимается максимальной из двух полученных значений: 1) $N_{р.д.} = F_d/1{,}2$; 2) $N_{р.д.}$, соответствующая на графике $S = f(F)$ осадке $S = \zeta \cdot S_{u,mt} - \Delta$, где Δ — начальные перемещения испытуемой сваи на первой ступени нагружения.

Применение вышеизложенного подхода на примере результатов статических испытаний, выполненных на опытной строительной площадке, позволило назначить величину несущей способности опытных СПСу, соответствующую максимальной нагрузке при испытании F_{max}. При этом расчётно-допускаемая нагрузка $N_{р.д.}$, назначенная на сваи по вышеописанному подходу с учётом $S_{u,mt}$, обеспечивает довольно точную сходимость с величиной $N_{р.д.}$, заданной согласно СП 24.13330.2021. Описанный метод позволяет предварительно оценить начальные перемещения Δ с уровнем сходимости полученных результатов до 90 % по сравнению с фактическим перемещением свай, полученным в ходе статических испытаний.

Список источников

1. Глухов, В. С. Сравнение методов определения несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением по результатам статических испытаний / В. С. Глухов, П. К. Гаврилов // Construction and geotechnics. –2023. – Т. 14. – № 1. – С. 5-18. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.1.01.

2. Глухов, В. С. Оценка интерпретационных методов определения несущей способности сваи по данным статических испытаний / В. С. Глухов, П. К. Гаврилов // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: Материалы науч.-техн. конф., Новочеркасск, 28–30 сентября 2022 года. – Новочеркасск, 2022. – С. 229-241.

3. Белых, А. Н. Оценка несущей способности свай по результатам статических испытаний. Метод Дэвиссона / Б А. Нелых, И. А. Астахов, А. А. Евдокимов // Перспективы науки. – 2021. – № 4(139). – С. 231-233.

4. Полищук, А. И. Статические испытания баретт с промежуточной разгрузкой и последующим повторным нагружением / П А. Иолищук, О. А. Шмидт // Изв. вузов. Строительство. – 2025. – № 1(793). – С. 18-27. DOI: 10.32683/0536-1052-2025-793-1-18-27.

5. Моргунов, В. Н. Моделирование и оптимизация фундаментов в вытрамбованных котлованах / В. Н. Моргунов. – Новочеркасск.: ООО «Лик», 2024. – 164 с.

6. Нямдорж, С. Испытание фундаментов в вытрамбованных котлованах / С. Нямдорж // Качество. Технологии. инновации: Материалы VII междунар. науч.-практ. конф., Новосибирск, 13–15 февраля 2024 года. – Новосибирск, 2024. – С. 409-417.

© Глухов В. С., Гаврилов П. К., 2026

УДК 624.131.43
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-211-217

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ ДВУХСЛОЙНЫХ ОБРАЗЦОВ ГРУНТОВ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

И. В. Королева, Ф. Н. Волков

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ), г. Казань, Россия

Аннотация. *Представлены результаты лабораторных исследований поведения двухслойных образцов грунтов при компрессионном сжатии и одноплоскостном срезе. В ходе одометрических испытаний установлено влияние взаимного расположения слоев на величину относительных вертикальных деформаций: образцы с верхним слоем супеси показали деформации в среднем на 30 % больше по сравнению с образцами, в которых верхним слоем являлся песок. По результатам испытаний на одноплоскостной срез определены прочностные характеристики образцов и выявлено, что разрушение слоистой системы происходит преимущественно по контактной поверхности между слоями. Полученные результаты подтверждают существенное влияние контактной зоны и порядка напластования грунтов на деформирование и прочность слоистых систем.*

Ключевые слова: *лабораторные испытания, слоистое основание, одометрическое сжатие, одноплоскостной срез*

STUDY OF THE BEHAVIOR OF TWO-LAYER SOIL SAMPLES UNDER LABORATORY CONDITIONS

I. V. Koroleva, F. N. Volkov

Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russia

Annotation. *This article presents the results of laboratory studies on the behavior of two-layer soil samples under compression and single-plane shear. Oedometer tests revealed the influence of the relative position of the layers on the magnitude of relative vertical deformations: samples with a sandy loam top layer demonstrated deformations that were, on average, 30% greater than those with a sand top layer. Single-plane shear tests were used to determine the strength characteristics of the samples, revealing that failure of the layered system occurs primarily along the contact surface between the layers. The obtained results confirm the significant influence of the contact zone and the bedding order of soils on the deformation and strength of layered systems.*

Keywords: *laboratory tests, layered base, oedometer tests, single-plane cut*

Введение

Одной из важных особенностей грунтовых оснований является их структура. Чаще всего она представляет собой множество горизонтальных слоев с разными физико-механическими характеристиками. Изучению вопросов влияния напластования грунтов на напряженно-деформированное состояние оснований зданий и сооружений посвящено большое количество работ, как отечественных, так и зарубежных авторов [1–5]. Для понимания механизма взаимодействия слоев проводятся лабораторные испытания слоистых образцов.

В статье [6] приводятся результаты трехосных испытаний однородных и слоистых образцов. Авторы проводили испытания с целью выяснить, насколько применимы традиционные подходы механики грунтов к описанию работы слоистых образцов. Для создания образцов использовались смесь песка и резины (Composite HomS - γ = 12.03 кН/м^3, e = 0,49) и гравий (Aggregate Homs - γ = 14.36 кН/м^3, e = 0,8). Испытания проводились при боковом давлении не более 30 кПа. Авторами отмечено неоднородное распределение деформаций по высоте образца — измеренная общая осевая деформация не отражает реальную картину. Характеристики слоистого образца (HetS) (рис. 1) имеют промежуточные значения, отличающиеся от усредненных, поскольку присутствует влияние контакта на границе взаимодействия слоев.

	E_i(MPa)	φ_{peak} degrees	φ_{cv}[1] degrees	ψ_{peak} degrees
Aggregate HomS	13,62	49,1	41,5	20,9
HetS	5,76	39,7	34,8	15,6
Composite HomS	3,91	36,6	33,3	10,8

Рис. 1. Характеристики образцов, полученные в ходе трехосных испытаний [6]

Исследования, выполненные различными авторами [1–5], показывают, что взаимное расположение слоев существенно влияет на напряженно-деформированное состояние основания, его несущую способность и характер разрушения. Следует отметить, что большинство публикаций посвящено либо моделированию работы слоистого основания в целом, либо анализу распределения напряжений в массиве грунта. При этом вопросы механизма деформирования непосредственно слоистых образцов изучены недостаточно. В связи с этим возникает необходимость экспериментального изучения поведения двухслойных образцов при различных видах лабораторных испытаний.

Целью данной работы является исследование поведения двухслойных образцов грунтов в лабораторных условиях. В связи с этим можно выделить следующие задачи:

– разработка методики и создания двухслойных образцов;
– проведение одометрических испытаний образцов;
– проведение испытаний в приборе одноплоскостного среза;
– анализ полученных результатов исследований.

Основная часть

Для проведения одометрических испытаний использовались два вида грунтов, из которых после подготовки были изготовлены двухслойные и однородные образцы. Воздушно сухой песок, просеянный через сито с размером ячейки 2×2 мм, перемешивался с водой и послойно укладывался в

форму. Воздушно сухая, измельченная супесь отсыпалась в контейнер с послойным увлажнением. После увлажнения грунт выдерживался в герметичной емкости в течение 12 часов для равномерного распределения влаги по всему его объему. После этого были получены грунты со следующими характеристиками: песок влажностью W = 5 % и супесь влажностью W = 10 %. Кольцо одометра (h = 22 мм) было предварительно разделено разметкой по высоте на 4 части для контроля положения слоев. Заполнение кольца производилось послойно с последующим взвешиванием после укладки каждого слоя. Контроль массы позволял обеспечивать одинаковую плотность образцов в различных сериях испытаний. Плотность образцов составляла ρ = 1,69 г/см^3.

Образцы помещались в компрессионный прибор КПР-1. Вертикальная нагрузка на образец создавалась с помощью гирь массой 3 кг, устанавливаемых на подвес прибора. Гири устанавливались очень плавно, без ударов. Испытания проводились при ступенчато-возрастающей статической нагрузке. Каждая ступень нагрузки выдерживалась в течение 7 минут, с фиксацией вертикальных деформаций образца на первой, третьей, пятой и седьмой минутах. Испытания проводились при следующих ступенях нагружения: P_1 = 100 кПа; P_2 = 200 кПа; P_3 = 300 кПа; P_4 = 400 кПа; P_5 = 500 кПа; P_6 = 600 кПа; P_7 = 700 кПа. После завершения испытаний образцы разрезались для фотофиксации процесса деформирования слоев (рис. 2).



Рис. 2. Слоистый образец после испытания в одометре

Программа испытаний включала в себя 4 серии экспериментов. В первой серии испытывали образцы, сформированные из песка влажностью W = 10 %, плотностью ρ = 1,5 г/см^3. Для второй серии были созданы однородные образцы из супеси влажностью W = 10 %, плотностью ρ = 1,8 г/см^3. Для третьей и четвертой серий использовались двухслойные образцы, состоящие из песка и супеси с указанными выше параметрами, однако, в третьей серии

верхнюю половину высоты образца составляла супесь, а в четвертой серии — песок. Приготовление грунтов для создания образцов, выполнялось по методике, описанной выше. Грунты помещались в грунтоотборную гильзу прибора П10-С, разделенную разметкой на две равные части, и взвешивались для контроля массы. Испытания проводились методом одноплоскостного среза в приборе П10-С (рис. 3) под действием нормального напряжения, которое создавалось при помощи гирь, устанавливаемых на рычажную систему прибора. Образцы испытывались при вертикальном давлении равном P_1 = 100 кПа и P_2 = 300 кПа, выдерживаемом до стабилизации вертикальных деформаций. За условную стабилизацию принята скорость деформаций, не превышающая 0,01 мм/мин. После этого ступенями прикладывалась горизонтальная нагрузка. Для этого на подвес прибора устанавливались гири массой по 100 г при вертикальном давлении P_1 = 100 кПа и 300 г при P_2 = 300 кПа. Следующая гиря устанавливалась на подвес после стабилизации горизонтальных перемещений каретки прибора и фиксации их значений. Испытание считалось законченным, если при приложении очередной ступени касательной нагрузки происходил мгновенный срез (срыв) одной части образца по отношению к другой или общая деформация сдвига превышала 5 мм.



Рис. 3. Образец супеси после испытания

В результате обработки данных, полученных в ходе испытаний образцов на одометрическое сжатие, определены значения относительных вертикальных деформаций, построены осредненные графики их зависимости от нагрузки (рис. 4). Анализ графиков (рис. 4) показывает, что характер деформирования образцов зависит как от величины приложенной нагрузки, так и от взаимного расположения слоев.

В диапазоне нагрузок 0 кПа – 200 кПа наблюдается наиболее интенсивный рост относительных вертикальных деформаций у всех образцов. Наибольшие деформации в данном интервале фиксируются у однородной

супеси. Однородный песок, напротив, демонстрирует минимальные значения деформаций. Слоистые образцы занимают промежуточное положение, при этом образец с верхним слоем супеси деформируется заметно интенсивнее по сравнению с образцом, в котором верхним слоем является песок.

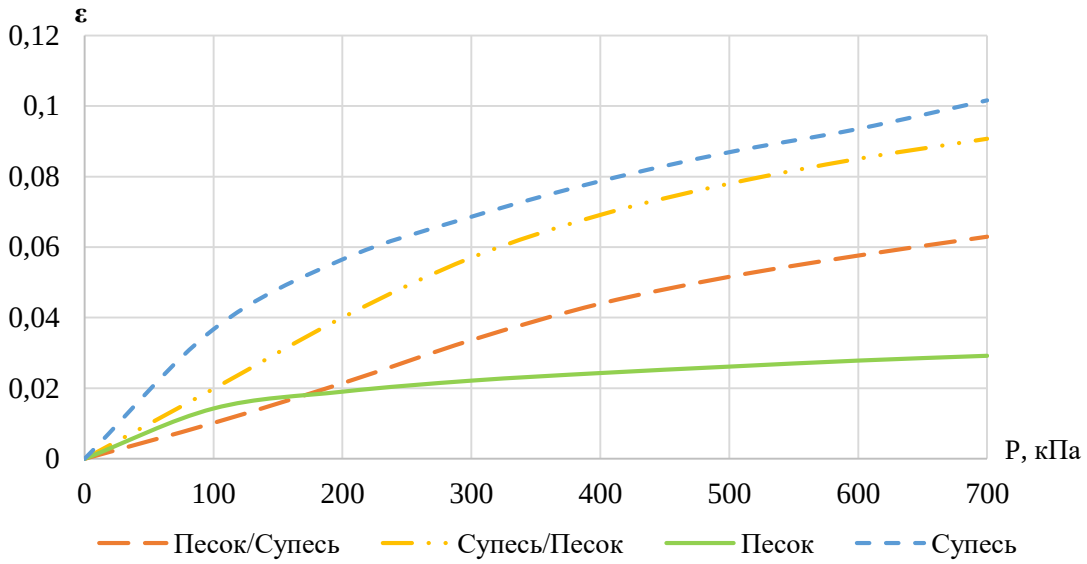


Рис. 4. Осредненные графики зависимости вертикальных относительных деформаций от нагрузки ε/P

В интервале нагрузок 200–400 кПа скорость нарастания деформаций снижается. Различие между слоистыми образцами сохраняется: образец «супесь–песок» продолжает показывать большие относительные деформации, что может быть связано с более активным уплотнением верхнего слоя супеси.

При нагрузках 400–700 кПа деформации продолжают возрастать, однако характер кривых становится более пологим, что свидетельствует о постепенном снижении сжимаемости грунтов вследствие их уплотнения. При этом различия между образцами сохраняются на всем диапазоне нагрузок.

Полученные результаты показывают, что взаимное расположение слоев оказывает существенное влияние на деформирование слоистой системы, особенно на начальных этапах нагружения. Значения относительных деформаций у образцов с супесью сверху были в среднем на 30 % больше, чем у образцов с верхним слоем песка.

Характеристики образцов, полученные в ходе обработки данных, полученных при испытаниях на одноплоскостной срез приведены в табл. 1. Особое внимание стоит обратить, на то, что слоистый образец имеет значение угла внутреннего трения, отличающееся от однородных образцов. Исходя из этого можно предположить, что разрушение образца происходит по контактному слою (рис. 5), который имеет собственные характеристики. Это согласуется с результатами испытаний других исследователей [6, 7].

Таблица 1. Результаты проведения испытаний на одноплоскостной срез

Вид образца	Ф, град	С, кПа
Супесь	31,5	7,29
Слоистый	27,8	0
Песок	26,9	0

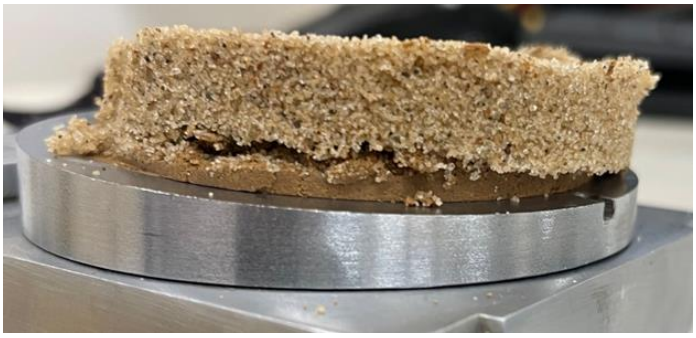


Рис. 5. Фотография разрушенного слоистого образца после проведения испытания на одноплоскостной срез

Заключение

По результатам проведенных лабораторных исследований слоистых образцов грунтов можно сделать следующие выводы:

1. Слоистые образцы при одометрических испытаниях показали промежуточные значения относительных деформаций ε по сравнению с однородными образцами. Следует отметить, что для диапазона нагрузок 100–700 кПа в образцах третьей серии (супесь сверху) относительные деформации ε были в среднем на 30% больше, чем у образцов четвертой серии (верхний слой песка). Вышеизложенное позволяет отметить значительное влияние напластования грунтов на сжимаемость образцов, даже при одинаковой плотности слоев. Полученные выводы также подтверждается результатами других авторов [6, 7].

2. Угол внутреннего трения слоистого образца ($\varphi_{сл} = 27{,}8°$) практически равен углу внутреннего трения песка ($\varphi_{п} = 26{,}9°$) и существенно ниже, чем у однородной супеси ($\varphi_{суп} = 31{,}5°$). Сцепление слоистого образца ($c = 0$) не отличается от сцепления песка, в то время как супесь обладает сцеплением 7,29 кПа. Из этого можно сделать вывод о том, что, разрушение при сдвиге происходит по контактной поверхности «песок – супесь» в пределах песчаного слоя, так как супесь обладает связностью. Контактная зона является наиболее слабым элементом слоистой системы.

Благодарности: *работа выполнена за счет гранта, предоставленного Академией наук Республики Татарстан образовательным организациям высшего образования, научным и иным организациям на поддержку планов развития кадрового потенциала в части стимулирования их научных и научно-педагогических работников к защите докторских диссертаций и выполнению научно-исследовательских работ.*

Список источников

1. Sarah Abdul Hussein Mandeel, Haider M. Mekkiyah, Abbas Fadhil Ibrahim Al-Ameri Estimate the Bearing Capacity of Full-Scale Model Shallow Foundations on Layered-Soil Using PLAXIS / Sarah Abdul Hussein Mandeel, Haider M. Mekkiyah, Abbas Fadhil Ibrahim Al-Ameri // Solid State Technology. – 2020. – Vol. 63, No. 1. – PP. 1775-1787. – ISSN: 0038-111X.

2. Siraziev, L. Experimental studies of the various soils bedding influence on the stress-strain state of a layered subsoil base of the slab foundation / L. Siraziev, D. Sergeev // E3S Web of Conferences Volume 274 (2021) : 2nd International Scientific Conference on Socio-Technical Construction and Civil Engineering (STCCE - 2021), Kazan, 21–28 апреля 2021 года. Vol. 274. – France: EDP Sciences, 2021. – P. 3021. – DOI 10.1051/e3sconf/202127403021. – EDN XXKBPC.

3. Sarah Abdul Hussein Mandeel, Haider M. Mekkiyah, Abbas Fadhil Ibrahim Al-Ameri Bearing Capacity of Square Footing Resting on Layered Soil / Sarah Abdul Hussein Mandeel, Haider M. Mekkiyah, Abbas Fadhil Ibrahim Al-Ameri // AL-AMERI /AL-QADISIYAH JOURNAL FOR ENGINEERING SCIENCES. – 2020. – №13. – PP. 306-313. – https://doi.org/10.30772/qjes.v13i4.700.

4. Mahmoud Ghazavi, Ehsan Khosroshahi Bearing capacity of circular footings on multi-layered sand-waste tire shreds reinforced with geogrids / Mahmoud Ghazavi, Ehsan Khosroshahi // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2024. – №16. – PP. 1085-1094. – https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.04.026.

5. Сиразиев, Л. Ф. Экспериментальные исследования влияния напластования различных грунтов на напряженно-деформированное состояние слоистого грунтового основания плитного фундамента / Л. Ф.Сиразиев, Д. Н. Сергеев // Известия КГАСУ. – 2017. – № 2 (40). – С. 153-159.

6. Gabriel Marchi de Oliveira, Isabel Falorca Stress-strain Relationship in Homogeneous and Two-layered Triaxial Test Specimens / Gabriel Marchi de Oliveira, Isabel Falorca // STARTCON19 - International Doctorate Students Conference + Lab Workshop in Civil Engineering, KnE Engineering. – 2020. – Vol. 2020. – PP. 88–99. – DOI 10.18502/keg.v5i5.6923.

7. Тер-Мартиросян, З. Г. Определение прочностных характеристик анизотропных грунтов в трехосном приборе / З. Г. Тер-Мартиросян, Э. К. Мешкова // Геотехника. – 2015. – № 5. – С. 4-7. – EDN VCQPPF.

© Королева И. В., Волков Ф. Н., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-218-223

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ МЕТОДОМ ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

Р. Ф. Шарафутдинов, Э. С. Гречищева, Р. В. Махота

[1]Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова – АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

Аннотация. *Определение предельно-длительных прочностных характеристик одна из важных проблем при строительстве на многолетнемерзлых грунтах. Традиционно, она определяется на основе одноосного сжатия и включает модифицированный прочностной параметр по теории прочности Мизеса или Треска, зависящий от времени, но не зависящий от напряжённого состояния. Подобных теорий достаточно для легких сооружений, которые активно строятся в зоне распространения мерзлых грунтов. Однако, для сложных сооружений с высокими нагрузками требуется использование более комплексного критерия прочности, зависящего от напряжённого состояния и времени действия нагрузки. Параметры теорий прочности, учитывающих зависимость от напряженного состояния (например, Мора-Кулона, Друкера-Прагера) определяются на основе осесимметрического трехосного сжатия.*

Приведены результаты исследований прочности мерзлого грунта методом трехосного сжатия. Исследование включало испытания грунтов различного гранулометрического состава как в статическом, так и в кинематическом режимах. Особое внимание уделено проведению испытаний и алгоритмам обработки результатов при кинематическом режиме. Испытания проведены на модельных грунтах: песке средней крупности, песке пылеватом, суглинке легком. Для всех испытаний выбраны идентичные условия: боковое давление составило 0,1, 0,3 и 0,5 МПа, скорость деформирования образца – 0,1 мм/мин, 0,01 мм/мин и 0,001 мм/мин. Всего проведено более 100 испытаний. Результаты лабораторных исследований обобщены зависимостью прочности образца от времени до его разрушения. Предложена формула для расчета предела длительной прочности на основе серии краткосрочных испытаний.

Ключевые слова: *многолетнемерзлый грунт, прочность, механика грунтов, трехосное сжатие, лабораторные исследования грунтов*

ANALYSIS OF LONG-TERM STRENGTH OF FROZEN SOILS USING TRIAXIAL TESTING

R. F. Sharafutdinov, E. S. Grechishcheva, R. V. Makhota

Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) – Research Centre for Construction (JSC NITs Stroitelstvo), Moscow, Russia

Annotation. *The long-term strength of frozen soils is one of the main problems in geotechnical engineering in permafrost zone. Traditionally, modified time-depended von Mises or Trescá failure criterion is widely used for frozen soils, and the long-term strength parameters are determined based on uniaxial compression testing. The main feature of the von Mises and the Trescá failure criteria is their independence from the confining stresses. It is sufficient for lightweight structures that are actively built in the permafrost zone. However, for complex and heavy structures a more comprehensive failure criterion is required that takes into account*

stress state and load duration. The failure criteria parameters, which depend on stress state (such as Mohr-Coulomb or Drucker-Prager criteria), are typically determined using axisymmetric triaxial testing. The paper presents the results of triaxial tests on frozen soils performed in both stress-controlled and strain-controlled loading mode. The focus was given to strain-controlled test procedure and subsequent data processing. Soil specimens comprising medium sand, silty sand and silty lean clay were subjected to tests. The degree of water saturation was not less than 0.8 %. Triaxial tests were performed under confining pressure of 0.1, 0.3 and 0.5 MPa and with the strain rate of 0.1, 0.01 and 0.001 mm/min. More than 100 tests were performed. The derived dependence of specimen strength on failure time has summarized the tests results. An equation for calculating the long-term permafrost soil strength based on a series of short-term triaxial tests is proposed.

Keywords: *frozen soil, triaxial testing; soil strength; soil mechanics; triaxial testing; laboratory research of soils*

Введение

Трехосное сжатие мерзлых грунтов – один из наиболее перспективных и комплексных методов лабораторных исследований. Метод дает возможность исследований свойств грунтов при различных траекториях и режимах нагружения. Как правило, испытания методом трехосного сжатия выполняются в осесимметричной постановке путем разрушения образцов вертикальной нагрузкой при постоянном поддержании бокового давления [1–4]. Перспективным для многолетнемерзлых грунтов является метод испытания с передачей нагрузки на образец с постоянной скоростью. Однако стандартизация этого метода нагружения при трехосном и одноосном сжатии сдерживается ввиду недостаточного объема исследований при это виде нагружения и корректности интерпретации результатов. В работе приведены результаты исследования влияния кинематического приложения нагрузки и получаемые прочностные характеристики мерзлых грунтов, а также предложена формула для определения длительной прочности мерзлого грунта на основе серии испытаний с различной скоростью деформирования образца.

Объект и методика исследований

Исследования выполнялись для песков и суглинков, которые были отобраны на объектах, расположенных в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов Севера России. Кумулятивная кривая гранулометрического состава приведена на рис. 1.

Плотность и влажность были заданы искусственно для получения образцов слабольдистых грунтов со степенью заполнения пор льдом и незамерзшей водой более 80 %.

Образцы нагружались в приборах трехосного сжатия при трех значениях скорости деформирования, мм/мин: 0,001; 0,01; 1 при трех значениях бокового давления, МПа: 0,1; 0,3; 0,5 (рис. 2).

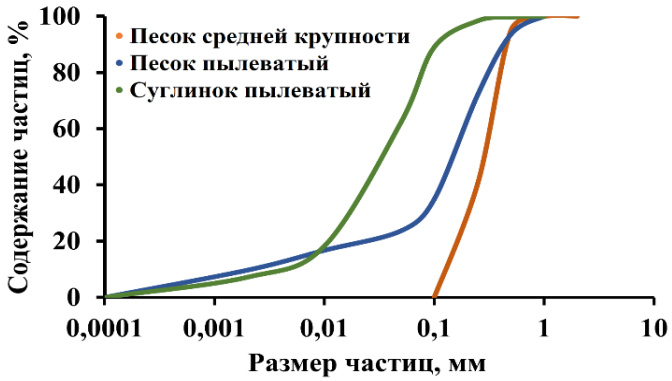


Рис. 1. Кумулятивная кривая гранулометрического состава грунтов

Также параллельно проводились испытания в статическом режиме ступенями 0,05 МПа, 0,06 МПа и 0,1 МПа при боковом давлении 0,1 МПа, 0,3 МПа и 0,5 МПа соответственно. Критерием завершения испытания являлась относительная вертикальная деформация 20 %.

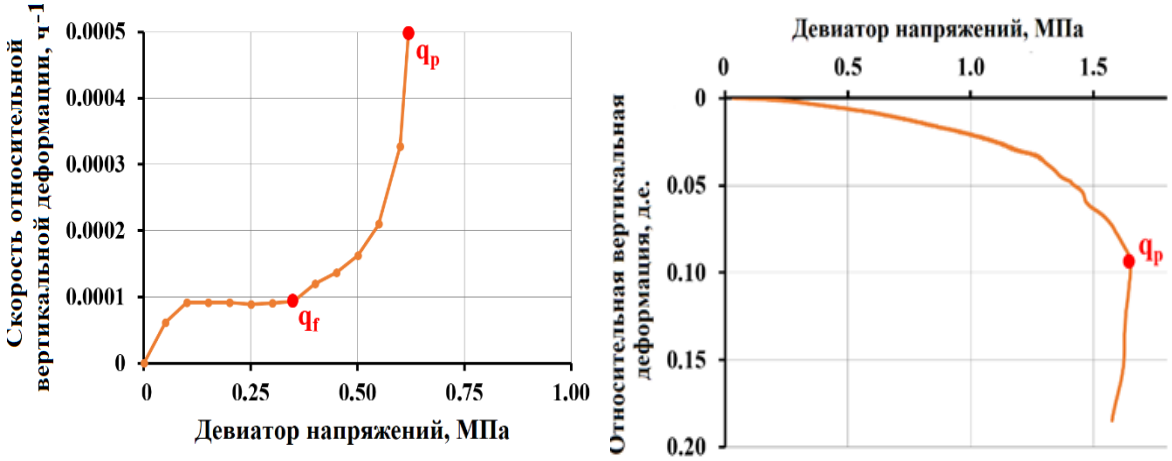


Рис. 2. Прибор трехосного сжатия мерзлых грунтов

Результаты и обсуждение исследований

Анализ результатов испытаний проводился с учетом нескольких параметров, традиционно рассматривающихся при обработке испытаний методами одноосного и трехосного сжатия. В соответствии с ГОСТ 12248.9-2020 прочность грунта на сжатие определяется как значение вертикального напряжения на той ступени, после которой происходит увеличение скорости деформирования образца, то есть переход к стадии незатухающей ползучести. По аналогии с данным параметром анализировалась прочность грунта q_f (рис. 3, *а*) при ступенчатом нагружении методом трехосного сжатия.

И в ступенчатом, и в кинематическом режимах нагружения однозначно можно определить параметр q_p - максимальное значение девиатора напряжений в испытании методом трехосного сжатия (рис. 3, б), которое обусловливает достижение разрушения образца. Большое внимание в исследовании уделялось сравнению этого параметра, полученного при различных видах нагружения.

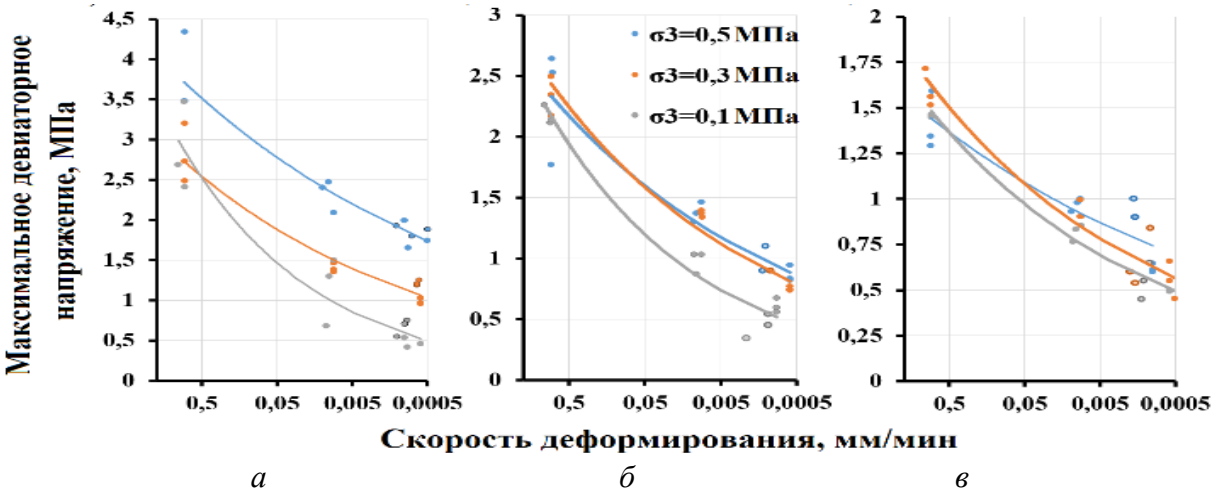


а *б*

Рис. 3. Реологическая кривая при ступенчатом (*а*) кинематическом (*б*) способе приложения нагрузки на образец песка средней крупности

Значение q_p зависит от времени приложения нагрузки вне зависимости от вида нагружения. Поэтому далее в анализе данных рассматривалась зависимость максимального девиатора напряжений как от скорости деформирования образца, так и от времени приложения нагрузки (что немаловажно при учете реологических процессов в мерзлых грунтах).

Анализ данных проводился на основе зависимостей, построенных в координатах «q_p – $\bar{E}$» (рис. 4).



а *б* *в*

Рис. 4. Зависимость максимального девиаторного напряжения от скорости деформирования образца: *а* – песок средней крупности; *б* – песок пылеватый; *в* – суглинок пылеватый легкий

При этом, результаты испытаний в кинематическом и ступенчатом режиме нагружения при одинаковом значении бокового давления объединялись в одну выборку. Для каждой выборки была подобрана функция, описывающая закон изменения максимального значения девиатора от скорости деформирования образца. Рассматривались логарифмическая, степенная и экспоненциальная функции.

На основе анализа подобранных эмпирических уравнений функций установлено, что для описания зависимости «q_p – t» наиболее корректной является степенная функция, которой соответствуют наибольшие значения коэффициентов детерминации R^2 = 0,86–0,93 (табл. 1).

Таблица 1. Результаты сравнения опытных данных по эмпирическому уравнению степенной функции для песка средней крупности

Уравнение функции	Вычисленные эмпирические коэффициенты к функциям и коэффициент детерминации			Пиковая длительная прочность q_{pt} в зависимости от времени, лет, МПа				Длительная прочность q_p при ступенчатом нагружении, МПа
	a	b	R^2	10	30	50	100	
σ_3 = 0.1 МПа								
$q_\infty = a(t)^b$	1.82	-0.21	0.86	0.170	0.135	0.122	0.105	0.667
$q_\infty = a\exp(bt)$	1.68	-0.004	0.58	0	0	0	0	
$q_\infty = a\ln(t) + b$	-0.29	2.14	0.87	-1.174	-1.494	-1.642	-1.844	
σ_3=0.3 МПа								
$q_\infty = a(t)^b$	2.16	-0.12	0.92	0.577	0.508	0.478	0.441	1.213
$q_\infty = a\exp(bt)$	1.98	0.001	-0.53	0	0	0	0	
$q_\infty = a\ln(t) + b$	-0.21	2.30	0.89	-0.091	-0.322	-0.429	-0.575	
σ_3=0.5 МПа								
$q_\infty = a(t)^b$	3.14	-0.1	0.93	1.077	0.972	0.926	0.868	1.807
$q_\infty = a\exp(bt)$	2.81	0.001	-0.47	0	0	0	0	
$q_\infty = a\ln(t) + b$	-0.25	3.25	0.90	0.360	0.081	-0.048	-0.224	

При этом описание испытаний логарифмической функцией характеризуется более высокой интенсивностью снижения q_p с ростом времени приложения нагрузки, что с одной стороны может давать более консервативную оценку, а с другой, в условиях длительной эксплуатации объектов может приводить к отрицательным значениям прочности. Экспоненциальная функция некорректно описывает экспериментальные данные, носит затухающий характер, а величина прогнозируемой длительной прочности стремится к отрицательным значениям.

Выводы

Проведена оценка длительной прочности по величине времени разрушения, в процессе которой впервые установлена взаимосвязь параметра максимального девиатора напряжений q_p, определяемого в кинематическом режиме, и нагрузки при 20 % относительной осевой деформации, определяемой в статическом режиме испытания.

Для учета фактора времени предложено аппроксимировать полученные значения параметра прочности степенной функцией для расчета длительной прочности на время эксплуатации проектируемого сооружения.

Список источников

1. Baker, T.H.W.(1978) Strain rate effect on the compressive strength of frozen sand//Proc. 1st Int. Symp. on Ground Freezing, -Pp.223-231.

2. Li, Hongsheng & Yang, Haitian & Chang, Cheng & Sun, Xioutang. (2001). Experimental Investigation on Compressive Strength of Frozen Soil versus Strain Rate. Journal of Cold Regions Engineering - J COLD REGIONS ENG. 15. 10.1061/(ASCE)0887-381X(2001)15:2(125).

3. Re, Gregory & Germaine, John & Ladd, Charles. (2003). Triaxial Testing of Frozen Sand: Equipment and Example Results. Journal of Cold Regions Engineering - J COLD REGIONS ENG. 17. 10.1061/(ASCE)0887-381X(2003)17:3(90).

4. Parameswaran, Vetkav R. (1980) “Deformation behaviour and strength of frozen sand.” Canadian Geotechnical Journal 17 - p.74-88

5. ASTM D7300-11. Standard Test Method for Laboratory Determination of Strength Properties of Frozen Soil at a Constant Rate of Strain

6. Bragg, R. A., and Andersland, O. B. (1980) “Strain Rate, Temperature, and Sample Size Effects on Compression and Tensile Properties of Frozen Soil,” Proceedings, Second International Symposium on Ground Freezing, Trondheim, Norway, pp. 34-47.

7. Rafael Sharafutdinov, Andrey Alekseev, Erika Grechishcheva and Roman Makhota. ANALYSIS OF LONG-TERM STRENGTH OF FROZEN SOILS USING STRAIN-CONTROLLED TRIAXIAL TESTING; Proceedings, 7th International Symposium on Transportation Soil Engineering in Cold Regions TRANSOILCOLD2025, 17-20 September 2025, p.116.

© Шарафутдинов Р. Ф., Гречищева Э. С., Махота Р. В., 2026

УДК 624.13
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-224-229

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ОТХОДА ПРОИЗВОДСТВА КЕРАМОГРАНИТА В ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ СЛОЯХ ОСНОВАНИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Н. Д. Яценко, А. С. Евфорицкий, М. С. Евфорицкий

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ)
имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Обоснована актуальность и необходимость утилизации отхода производства керамогранита (ОПК), обладающего высокими физико-механическими свойствами и их постоянством. Предложена технология переработки отхода производства керамогранита (ОПК) в грунт песчаный (песок) фракции 0–5 мм для дополнительных слоев основания автомобильных дорог. В соответствии с требованиями нормативно-технических документов проведены исследования и выявлены особенности фильтрационных свойств песчаного грунта из ОПК, которые соответствуют коэффициенту фильтрации 14,66 м/сут, и в сравнении с природными песками значительно выше, что обеспечивает пригодность его применения в качестве материала в дополнительных слоях основания дорог.*

Ключевые слова: *отход производства керамогранита, зерновой состав, грунт песчаный, коэффициент фильтрации, физико-механические свойства*

THE PROSPECTS FOR USING PORCELAIN STONEWARE WASTE IN ADDITIONAL LAYERS OF AUTOMOBILE ROAD BASE

N. D. Yatsenko, A. S. Evforitsky, M. S. Evforitsky

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *Substantiated the relevance and necessity of recycling porcelain stoneware waste(PSW), which has high physical and mechanical properties and their consistency. A technology has been proposed for the processing of porcelain stoneware waste (PSW) into sand soil (sand) of 0-5 mm fraction for additional layers of the base of automobile roads. In accordance with the requirements of regulatory and technical documents, research was conducted to identify the filtration properties of sandy soil from the PSW, which correspond to a filtration coefficient of 14.66 m/day, this is significantly higher than that of natural sands. This makes it suitable for use as a material in additional layers of road foundations.*

Keywords: *porcelain stoneware waste, grain composition, sandy soil, filtration coefficient, physical and mechanical properties*

Введение

Использование производственных отходов в многотоннажных технологиях различных отраслей промышленности является актуальной задачей, позволяющей уменьшить потребление природного сырья, утилизировать образующиеся и уже накопленные техногенные материалы, а также, в некоторых случаях, даже улучшить свойства по сравнению с применением природных материалов.

В настоящее время большой интерес представляет утилизация отхода, образующегося в производстве керамогранита (ОПК), который из-за высокой прочности (до 250 МПа), твердости (7…8 по шкале Мооса) не может быть возвращен обратно в производство в качестве боя.

На его основе разработан целый ряд строительных технологий: получение песка из отсевов дробления и применение его в асфальтобетонных смесях, абразивно-шлифовальные материалы, декоративные панно и изделия культурно-бытового назначения [1, 2] и т. д.

Однако уникальные физико-механические свойства этого материала позволяют использовать его в других строительных технологиях наравне с природными материалами.

В Ростовской области для возведения дополнительных слоев оснований автомобильных дорог применяются местные природные пески, свойства которых не всегда соответствуют физико-механическим требованиям, в частности по коэффициенту фильтрации [3].

Известно, что на фильтрационную способность материала значительное влияние оказывает форма и размер зерен, наличие примесей (пылеватые и глинистые частицы, илистые включения) и т. д.

Коэффициент фильтрации, характеризующий проницаемость грунта по отношению к фильтрующейся воде, при линейном законе фильтрации равен скорости фильтрации воды при единичном градиенте напора [4]. Недостаток фильтрационной способности приводит к тому, что конструктивный слой не может выполнять функции, предусмотренные проектом, что в свою очередь приводит к образованию различных дефектов, и как следствие, разрушению дорожных одежд.

В связи с этим, исключительно актуальным является применение в дорожных одеждах материалов, в том числе отходов производств, показатели свойств которых могут превышать показатели природного сырья.

Основная часть

Керамогранит, как отделочный материал, в России получил широкое распространение относительно недавно, начиная с 2000 гг. [5]. Он производится из смеси высококачественных глин с добавлением полевого шпата, кварца и натуральных минеральных пигментов-красителей. Смесь для производства керамогранита прессуется под высоким давлением (до 50 МПа) и обжигается при температурах 1200 °С–1300 °С. В результате, получается спекшийся прочный и непористый материал с внутренним и внешним рисунком, который имеет более высокие физико-технические характеристики, чем некоторые природные, традиционно используемые в дорожном строительстве, материалы. Благодаря практически однородной структуре керамогранита и отсутствию внутренних пустот материал обладает крайне низким водопоглощением, показатель которого варьируется от 0,01 % до 0,05 %,

что обеспечивает ему высокую влагостойкость и морозоустойчивость. Содержание SiO_2 в материале составляет более 65 % (усредненный химический состав керамогранита следующий, мас%: SiO_2-70,18; TiO_2-0,39, Al_2O_3-14,47, FeO-1,78, Fe_2O_3- 1,57, MnO-0,12, MgO-0,88, CaO-1,99, Na_2O-3,48, K_2O-4,11, P_2O_5-0,19) что относит керамогранит к группе кислых материалов. Такие свойства позволили применять его в качестве песка из отсева дробления фракции 0–5 мм в асфальтобетонных смесях городского типа [6].

Для переработки отхода производства керамогранита (ОПК) в грунт песчаный (песок) фракции 0–5 мм использовали молотковую дробилку. Зерновой состав песчаного грунта представлен в табл. 1.

Таблица 1. Зерновой состав песчаного грунта из ОПК

Наименование остатка, прохода	5	2	1	0,5	0,25	0,1	Менее 0,1
Частный	0	23,2	23,3	28,3	17,2	6,4	1,6
Полный	0	23,2	46,5	74,8	92,0	98,4	100

Полученные результаты позволяют классифицировать полученный материал как грунт песчаный, (песок) крупный (ГОСТ 25100–2020; ГОСТ 33063–2014). Внешний вид грунта представлен на рис. 1.



Рис. 1. Внешний вид песчаного грунта из отхода производства керамогранита

Следующим этапом исследований являлось установление зависимости плотности сухого грунта от его влажности при уплотнении образцов грунта с постоянной работой уплотнения и последовательным увеличением влажности грунта [7–9]. Внешний вид уплотненного песчаного грунта в приборе стандартного уплотнения представлен на рис. 2.

Начальная влажность грунта из ОПК соответствовала 4 %. При каждом последующем испытании влажность увеличивали на 1 %. График зависимости изменения значений плотности сухого грунта от влажности представлен на рис. 3.



а *б* *в*

Рис. 2. Внешний вид поверхности уплотненного песчаного грунта в приборе стандартного уплотнения при влажности, %: *а* – 4; *б* – 7; *в* – 10

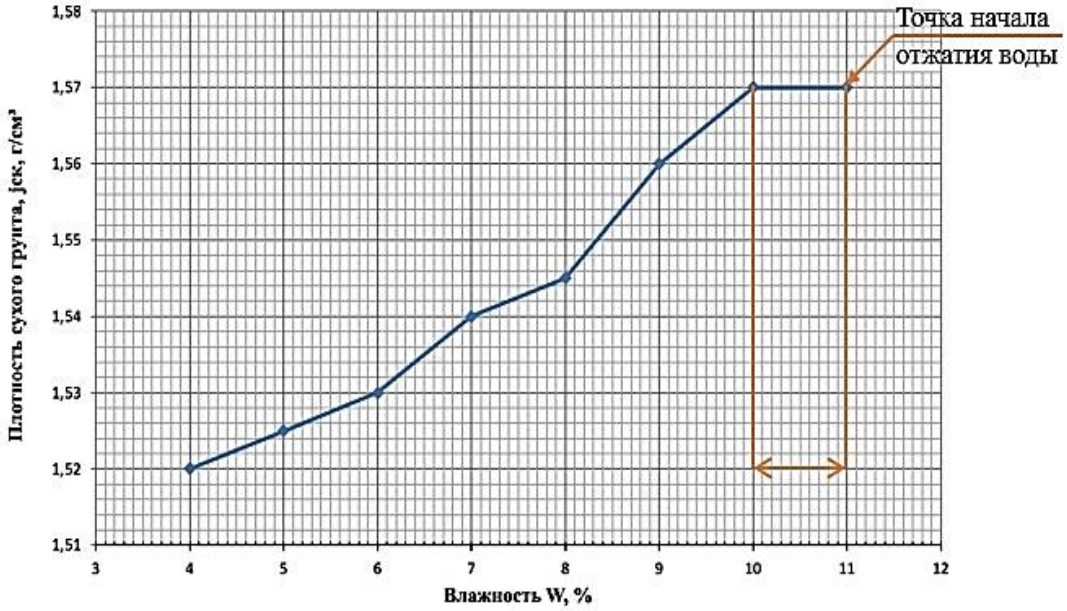


Рис. 3. График зависимости изменения значений плотности сухого грунта из ОПК от влажности

Как видно из рисунка, у песчаного грунта из ОПК нет заметно выраженного максимума. В этом случае, согласно ГОСТ 22733-2016, значение оптимальной влажности принимали на 1,0% ниже влажности, при которой происходило отжатие воды — 10 %, а значение максимальной плотности приняли по соответствующей ей ординате — 1,57 г/см^3.

На следующем этапе исследований определяли коэффициент фильтрации на образцах грунта при максимальной плотности и оптимальной влажности, значения которых установлены ранее.

Для испытания грунт увлажняли до 10 % и проводили стандартное испытание лабораторного определения коэффициента фильтрации по ГОСТ 25584-2023[10].

По полученным результатам построили график, представленный на рис. 4.

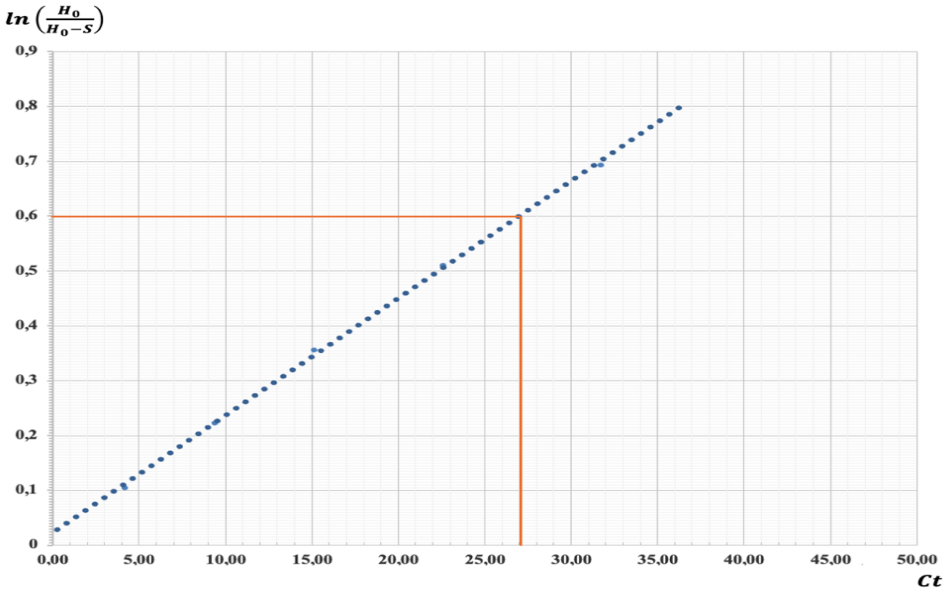


Рис.4. Определение коэффициента фильтрации песчаных грунтов по ГОСТ 25584-2023

Выбрав значение $ln\left(\frac{H_0}{H_0-S}\right)$ 0,6 и Ct 27- на построенной прямой линии определили коэффициент фильтрации *K*, равный 14,66 м/сут., по формуле

$$K = \frac{ln\left(\frac{H_0}{H_0-S}\right)}{Ct}, \quad (1)$$

где K — коэффициент фильтрации, см/с; H_0 — начальная высота уровня воды в пьезометре, см; S — снижение уровня воды в пьезометре, см; t — время, за которое произошло снижение уровня воды на значение S, с.

Полученные значения физико-механических свойств сравнивали с песчаными грунтами Ростовской области (табл. 2), где 1 — песчаный грунт ОПК, 2 — песчаный грунт ИП Афонино, 3 — песчаный грунт ООО «Спарта», 4 — песчаный грунт ООО «Труд», 5 — песчаный грунт ООО «Карьер Кадамовский».

Таблица 2. Сравнение свойств природных песчаных грунтов и ОПК

Показатель	1	2	3	4	5
Разновидность	крупный	мелкий	мелкий	мелкий	мелкий
Пылеватые и глинисты частицы	1,2	1,5	1,7	2,0	2,8
Максимальная плотность	1,57	1,66	1,67	1,71	1,70
Оптимальная влажность	10,0	13,0	12,5	12,7	12,8
Коэффициент фильтрации	14,66	2,90	2,32	2,21	1,05

Результаты исследований, приведенные в табл. 2 показывают, что песчаный грунт на основе отхода производства керамогранита значительно превосходит по своим фильтрационным свойствам природные песчаные грунты Ростовской области.

Заключение

Таким образом, полученные результаты свидетельствуют о том, что отход производства керамогранита фракции 0-5 мм может быть использован в дополнительных слоях оснований автомобильных дорог в качестве песчаного грунта (песка) по ГОСТ 25100-2020, ГОСТ 33063-2014 с фильтрационной способностью, значительно превышающей природные песчаные грунты (пески) Ростовской области.

Список источников

1. Евфорицкий, А. С. Битумоминеральные смеси на основе искусственного гранита/ А. С. Евфорицкий, Н. Д. Яценко // Строительные материалы. – 2025. – № 9. – С.91-96. DOI: 10.31659/0585-430X-2025-839-9-91-96.

2. 23.91.11-003-0189781548-2023. 15.05.2023 г. ОКС (КГС) 25.100.70 «Абразивно-шлифовальный материал Корунд 23».

3. СП 78.13330.2012. Автомобильные дороги. Актуализированная редакция СНиП 3.06.03-8. – Введ. 01.07.2013. – М.: Минрегион России, 2013.

4.Смирнов-Туманов, Я. С. Результаты исследования фильтрационных свойств комбинированной щебёночно-песчаной смеси / Я. С. Смирнов-Туманов, Н. М. Панченко // Вестник инженерных исследований. – 2024. – Т. 15. – № 3. – С. 45-52. – DOI: 10.21821/2309-5180-2018-10-2-338-345.

5. Яценко, Н. Д. Изучение влияния заполнителя на основе отходов керамогранита на физико-химические свойства горячих мелкозернистых асфальтобетонов/ Н. Д. Яценко, А. С. Евфорицкий, Л. Д. Попова // Строительство и архитектура. – 2021. – Т. 9. – № 3. – С. 26-30. DOI: 10.29039/2308-0191-2021-9-3-26-30.

6. Yatsenko, N. D. Physical and Mechanical Properties of the Road Surface when Replacing the Finely Crushed Mineral Part of Asphalt Concrete with Porcelain Stoneware Production Waste/ N. D. Yatsenko, A.S. Evforitsky, N.P. Kotenko// Materials Science Forum. – 2021. – Vol. 1043: Materials and Technologies in Construction and Architecture. – P. 101-107. DOI: 10.4028/www.scientific.net/MSF.1043.101.

7. ГОСТ 33063–2014. Дороги автомобильные общего пользования. Классификация типов местности и грунтов. – М.: Стандартинформ, 2016. – 54 с.

8. ГОСТ 25100–2020. Грунты. Классификация. – Введ. 01.01.2021. – М.: Стандартинформ, 2020. – 42 с.

9. ГОСТ 22733–2016. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. – М.: Стандартинформ, 2017. – 16 с.

10. ГОСТ 25584-2016. Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. – Введ. 01.05.2017. – М.: Стандартинформ, 2019.

© Яценко Н. Д., Евфорицкий А. С., Евфорицкий М. С., 2026

УДК 624.15.04
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-230-237

НАТУРНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ВДАВЛИВАНИЯ СВАЙ НА ОКРУЖАЮЩУЮ ЗАСТРОЙКУ В ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

М. С. Дружинин

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия

Аннотация. *Погружение железобетонных свай заводского изготовления в водонасыщенных глинистых грунтах сопровождается подъемом окружающего грунтового массива, распространяющегося на значительное расстояние. По результатам натурного исследования было выявлено, что основной причиной наблюдаемого эффекта является возникновение избыточного порового давления, из-за которого происходит разгрузка основания. На основании этого предложена аналитическая методика по определению возможной зоны влияния и прогнозируемого подъема. Возможность применения представленного подхода обоснована путем сравнения теоретических значений с экспериментальными данными.*

Ключевые слова: *сваи вдавливания, технологическое влияние, подъем грунтового массива, подъем зданий окружающей застройки, избыточное поровое давление, зона влияния, недренированная прочность грунта*

FIELD STUDY AND ANALYTICAL ASSESSMENT OF THE IMPACT OF PILE JACKING ON SURROUNDING STRUCTURES IN SATURATED CLAY SOILS

M. S. Druzhinin

[1]Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering,
Saint Petersburg, Russia

Annotation. *The installation of precast reinforced concrete piles in saturated clay soils is accompanied by the heave of the surrounding soil mass, which extends over a considerable distance. Based on the results of the field study, it was identified that the primary cause of the observed effect is the generation of excess pore pressure, which leads to the unloading of the subsoil. Based on this finding, an analytical methodology is proposed for determining the potential zone of influence and the predicted heave. The applicability of the presented approach is validated by comparing the theoretical values with experimental data.*

Keywords: *jacked piles, installation effects, soil mass heave, heave of surrounding buildings, excess pore pressure, zone of influence, undrained shear strength*

Введение

В сложных инженерно-геологических условиях и плотной городской застройки Санкт-Петербурга широкое применение получила технология погружения заводских железобетонных свай методом статического вдавливания. К основным преимуществам данной технологии относятся отсутствие динамических воздействий на окружающую среду, высокая несущая способность и отсутствие дефектов, характерных для методов их устройства непосредственно в грунте [1–3].

Однако многочисленные результаты геотехнического мониторинга свидетельствуют, что при бесконтрольном массовом погружении наблюдается значительный подъем грунтового массива, а в следствие и зданий окружающей застройки, распространяющийся на значительное расстояние [4, 5].

Целью исследования является натурное изучение процессов, происходящих при устройстве вдавливаемых свай в условиях водонасыщенных глинистых грунтов, и сравнение полученных результатов с аналитическим подходом к прогнозу зоны влияния и ожидаемого подъёма.

Натурное наблюдение в процессе погружения свай вдавливания

На опытной площадке Санкт-Петербурга выполнялось погружение сборных железобетонных свай сечением 40×40 см методом статического вдавливания на глубину до 21 м для подземных паркингов и до 28 м для жилых корпусов. Всего было погружено 3783 сваи. Предварительно был сформирован замкнутый контур ограждения котлована из шпунтовых свай Ларсена длиной 15–18 м.

В зоне влияния размещалось здание, подлежащее демонтажу, с несущими сборными железобетонными колоннами и двухскатными балками покрытия. Фундаменты столбчатые на естественном основании глубиной заложения от поверхности 2,7 м.

Для наблюдения за вертикальными и горизонтальными деформациями сооружения были установлены геодезические марки. Контроль за перемещениями грунтового массива осуществлялся по поверхностным маркам, а уровень грунтовых вод отслеживался по пьезометрической скважине (рис. 1). Изменение порового давления регистрировалось струнными пьезометрами, расположенными за ограждением котлована на глубинах 5 и 10 м (рис. 2) на различном расстоянии от зоны производства работ.

Инженерно-геологические исследования показали, что разрез основания характеризуется переменной мощностью насыпных грунтов. Ниже залегают слабые водонасыщенные тиксотропные суглинки с ленточной текстурой, сформированные в условиях озёрно-ледниковых процессов. Подстилающие слои представлены пластичными супесями ледникового происхождения, являющимися основанием проектируемого фундамента. Уровень грунтовых вод колеблется от 0,5 до 1,5 м от дневной поверхности. Характеристики грунтов приведены в табл. 1.

Первоначальный подъём был зарегистрирован при погружении свай на минимальном расстоянии около 17 м от существующего здания. В дальнейшем величина подъёма увеличивалась по мере приближения фронта работ и суммарное значение деформаций по контрольным маркам достигло +33…+16 мм (рис. 3). В горизонтальном направлении здание переместилось на величину 3,0–4,2 см от свайного поля.

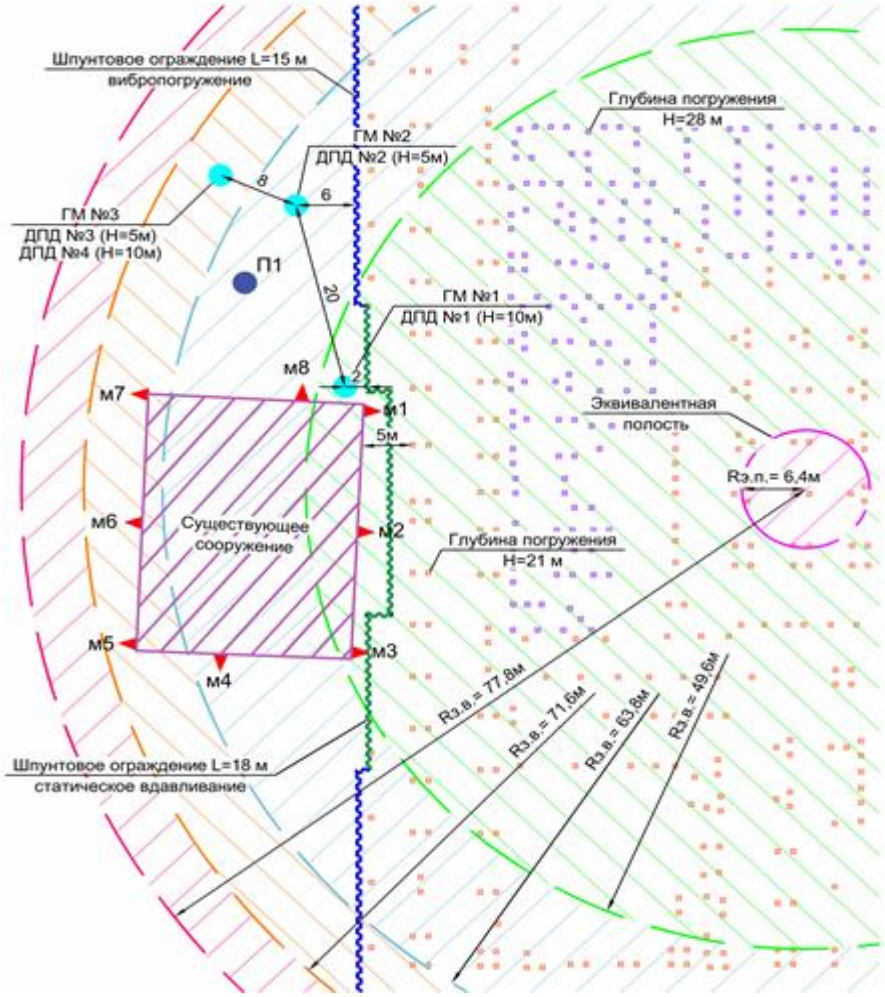


Рис. 1. Ситуационная схема расположения наблюдательного оборудования на опытной площадке:

ГМ-грунтовая марка; ДПД – датчик порового давления; М-геодезические осадочные марки; П-режимная скважина для контроля уровня грунтовых вод.

– *Cu* по выражениию (5); – *Cu* по результатам лабораторных исследований; – *Cu* по выражению (7), – *Cu* по результатам статического зондирования (6)

Таблица 1. Физико-механические характеристики грунтов

№	Наименование грунта	γ, кН/м^3	W, %	I_L	φ, град	c, кПа	E, МПа	Eur, МПа	G, МПа	q_c, кПа	K0	Cu, кПа
1	Насыпные грунты	-										
2	Суглинки легкие пылеватые текучепластичные	19.0	30	0.78	12	12	10	20	3.6	1420	0.792	67
3	Суглинки тяжелые пылеватые текучие ленточные	18.0	40	1.08	7	8	7	14	2.6	570	0.878	42
4	Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные слоистые тиксотропные	19.4	27	0.61	13	14	8	22	2.9	990	0.775	85
5	Супеси пылеватые пластичные	20.9	18	0.29	19	24	30	55	11.1	1660	0.674	110
6	Супеси пылеватые пластичные	21.7	14	0.20	25	95	22	48	8.1	4620	0.577	-
7	Глины пылеватые твердые	21.1	18	-0.27	22	117	30	50	12	-	0.625	-
8	Глины пылеватые твердые	21.5	16	-0.37	20	149	34	59	13.6	-	0.658	-

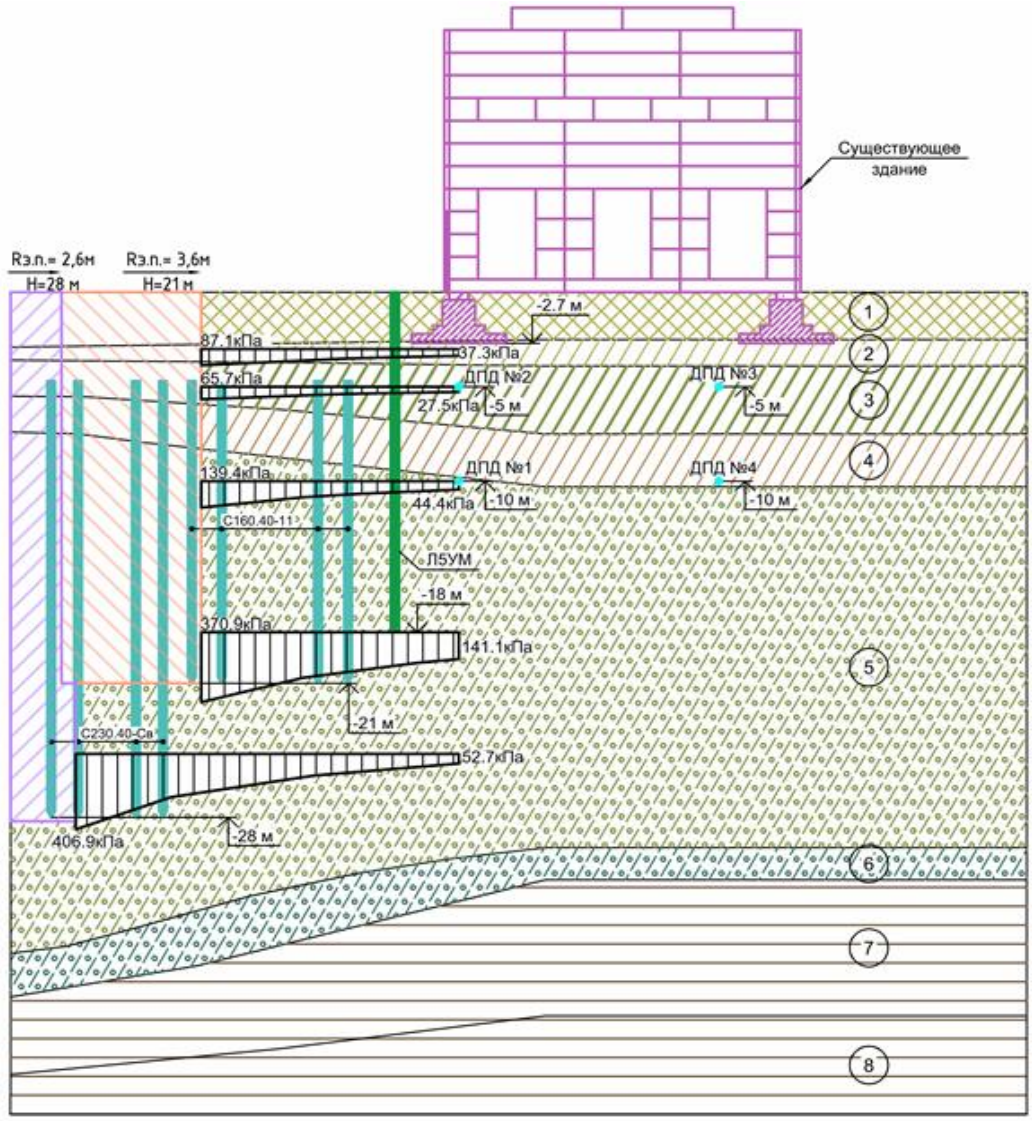


Рис. 2. Схема расположения конструкций и датчиков порового давления на инженерно-геологическом разрезе. Эпюры порового давления показаны для Cu по выражению (7). ДПД – датчик порового давления

По результатам наблюдений по поверхностным грунтовым маркам ГМ № 1 и ГМ № 2, размещённым на расстоянии, аналогичном удалению контролируемого сооружения от зоны погружения свай, максимальные значения подъёма составили 31–33 мм, что сопоставимо с максимальными величинами деформаций здания. В тот же период зарегистрировано увеличение избыточного порового давления: до 37 кПа на глубине 10 м и до 10 кПа на глубине 5 м по ближайшим датчикам. Для грунтовой марки ГМ № 3, расположенной на 8 м дальше, чем ГМ№2, подъём оказался ниже — около 19 мм, а предельные значения порового давления составили 23 кПа на глубине 10 м и 8 кПа на глубине 5 м. Контроль уровня грунтовых вод позволил исключить влияние его изменений на результаты наблюдений.

Аналитическая оценка влияния от погружения свай вдавливания

По результатам натурных наблюдений подъём обусловлен прежде всего генерацией избыточного порового давления при погружении свай вдавливания в водонасыщенные слабофильтрующие глинистые грунты. Это запускает двухстадийный процесс деформации массива: на первой кратковременной стадии поровая жидкость передаёт давление, вызывая выпор и подъём на значительном расстоянии; на второй длительной стадии происходит фильтрационная консолидация с отжатием воды, передачей напряжений на скелет и дальнейшей осадкой.

На основании этого можно предположить, что зона влияния ограничена расстоянием, за пределами которого избыточное поровое давление не возникает.

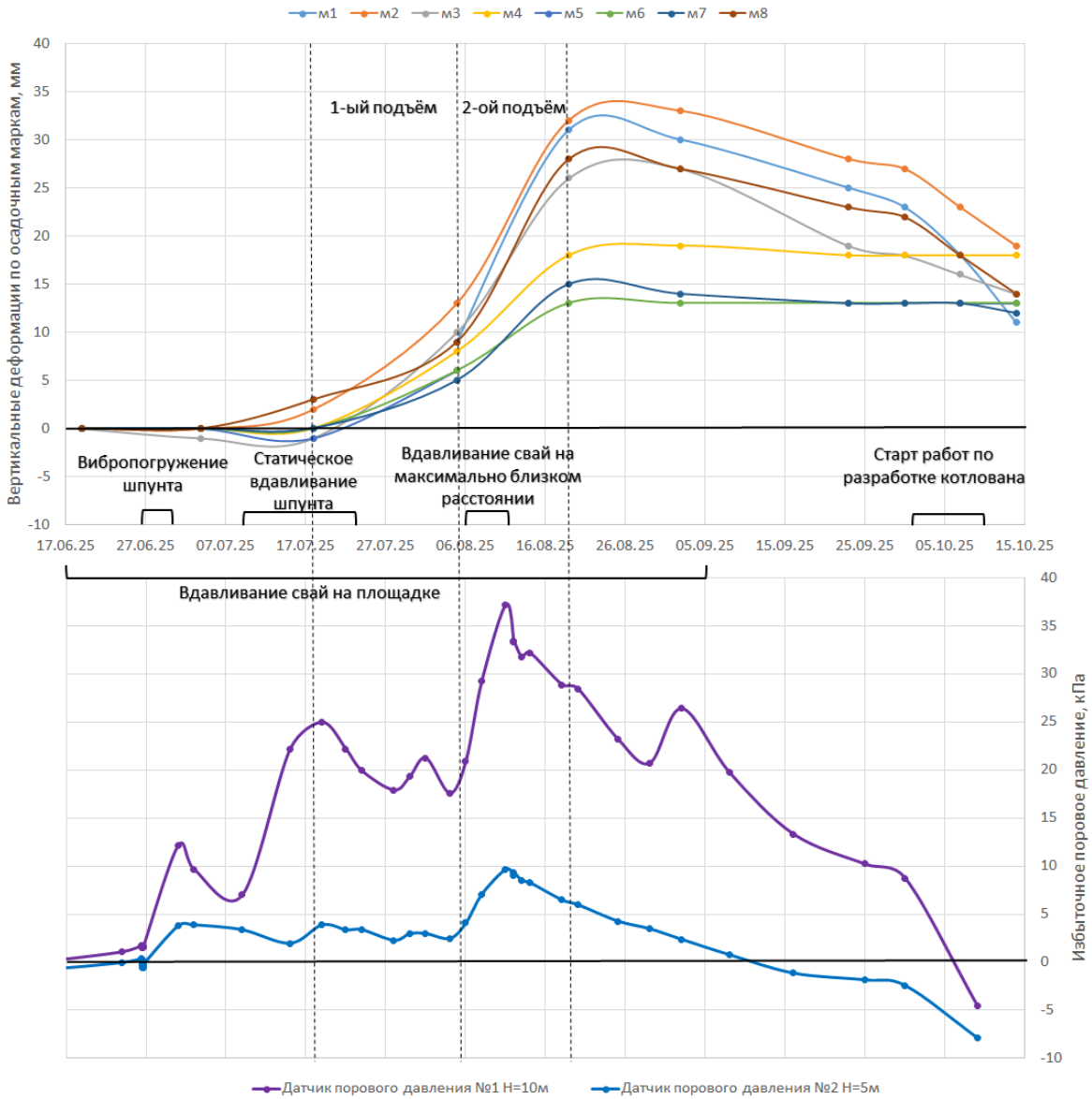


Рис. 3. Совмещенный график деформаций существующего здания и изменения избыточного порового давления по ближайшим датчикам

Для возможности аналитической оценки воспользуемся решением Рэндольф М. и Рот Ч. [6], заменив одиночную сваю «эквивалентной полостью», объем которой равен объему вытесненного грунта:

$$R_{\text{э.п.}} = \sqrt{\frac{V_{\text{вытесн}}}{\pi \cdot H}}, \quad (1)$$

где H — глубина погружения свай; $V_{\text{вытесн}}$ — объем вытесняемого грунта.

В таком случае радиус области, за пределами которой избыточное поровое давление равно нулю:

$$R_{\text{з.в.}} = \sqrt{\frac{G}{c_u}} \cdot R_{\text{э.п.}}, \quad (2)$$

где C_u — недренированная прочность грунта; G- модуль сдвига грунта.

Не составит труда также определить значение избыточного порового давления на интересующем расстоянии r:

$$u_{excess} = 2 \cdot c_u \cdot \ln \frac{R_{\text{з.в.}}}{r}. \quad (3)$$

Возникающая разгрузка массива грунта приводит к его упругой деформации, определяемой модулем повторного нагружения E_{ur}. Оценка подъёма основания возможна методом послойного суммирования по СП 22.13330.2016, где мерой изменения напряжённого состояния принимается избыточное поровое давление:

$$s_{lif} = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{u_{excess,i} \cdot h_i}{E_{ur,i}}. \quad (4)$$

Применение представленных выражений ограничивает параметр недренированной прочности грунта, который в рамках инженерно-геологических изысканий определяется достаточно редко. Однако для Санкт-Петербурга получены зависимости [7–9], по которым можно определить данный показатель имея стандартные характеристики:

$$c_u = \frac{q_c}{19}, \quad (5)$$

$$c_u = 1.6373 \cdot e^{-0.122 \cdot w}\ [\text{МПа}], \quad (6)$$

$$c_u = \frac{\sigma_0' \cdot \left(1 - (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0}\right) \cdot \sin(\varphi') + c' \cdot \cos(\varphi')}{1 + (\alpha - 1) \cdot \sin(\varphi')}, \quad (7)$$

где q_c — лобовое сопротивление конуса зонда; w — природная влажность грунта, %; σ_0' — природные средние эффективные напряжения в грунте; K_0 — коэффициент бокового давления грунта; α — коэффициент, учитывающий особенности образования избыточных поровых давлений при девиаторном загружении; φ' и c'– эффективные угол внутреннего трения и сцепления грунта.

Возможность применения корреляционных зависимостей для оценки недренированной прочности грунта и предлагаемой методики к прогнозированию зоны влияния и ожидаемого подъёма будет оценена путём сопоставления с натурными наблюдениями на рассматриваемой площадке, где эта характеристика устанавливалась по результатам лабораторных испытаний.

Размеры возможной зоны влияния вычислены от всех свай, за период погружения которых был зафиксирован подъем сооружения, и показан на рис. 1. Для расчета осадки определялись размеры двух «эквивалентных полостей» (рис. 2), поскольку все сваи были погружены на глубину 21 м, а часть — на отметку 28 м. Их положение в плане совпадает с геометрическим центром учитываемой группы свай. Для удобства восприятия и наглядности расчеты по выражениям (3) и (4) представлены в табл. (2).

Таблица 2. Результаты расчет

№ ИГЭ	Отм., м	Н, м	В соответствии с лабораторными испытаниями			В соответствии с (5)			В соответствии с (6)			В соответствии с (7)		
			c_u, кПа	u_w, кПа	s, мм	c_u, кПа	u_w, кПа	s, мм	c_u, кПа	u_w, кПа	s, мм	c_u, кПа	u_w, кПа	s, мм
1	2.5	2.5	-	-		-	-		-	-			-	
2	3.9	0.9	67	29.9		74.7	29.3		42.1	28.6		16.1	18.6	
3	7.5	3.6	42	21.1		30	20.1		12.4	13.8		12.3	13.7	
4	10.3	2.8	85-	18.3	27.8	52.1	24.0	28	60.8	23.3	24.5	30.6	22.2	25.2
5	18	7.7	110	83.0		87.4	76.0		182.1	91.6		74.0	70.5	
5	21	3	110	166.1		87.4	152.0		182.1	183.1		74.0	141.1	
5	28	7	110	38.9		87.4	51.0		182.1	-		83.1	52.7	

Приняты следующие расчетные допущения:

1. Избыточное поровое давление возникает только в слабофильтрующих водонасыщенных глинистых грунтах. В песчаных и насыпных грунтах оно равно нулю.

2. В случае устройства ограждения котлована оно ограничивает возможность возникновения избыточного порового давления с внешней стороны и до своей нижней отметки. Натурные измерения выявили возникновение избыточного порового давления непосредственно за шпунтовым ограждением, несмотря на его функцию противофильтрационной завесы, поэтому в расчётах величина принималась равной 1/2 от значений по формуле (3), а не нулю.

3. Избыточное поровое давление распространяется только в горизонтальном направлении и не возникает ниже отметки вдавливания свай.

4. В пределах одного инженерно-геологического элемента избыточное поровое давление постоянно по глубине. Это является следствием выражения (3).

Зафиксированный подъем у существующего здания отличен от прогнозируемого значения на 15.2…25.8 % в зависимости от того, как определялась недренированная прочность грунта. Ожидаемые зоны влияния, продемонстрированные на рис. 1, также хорошо согласуются с фактическими данными. Следует отметить, что при неоднородном свайном поле и переменной глубине погружения может потребоваться несколько итераций по определению наихудшей группы свай, учитываемой в расчете.

Это существенно влияет на положение эквивалентной полости, поэтому определяемая зона влияния и значения избыточного порового давления в исследуемой точке могут оказаться заниженными.

Заключение

По результатам проведенного натурного наблюдения выявлено, что массовое погружение свай методом статического вдавливания в водонасыщенные слабофильтрующие глинистые грунты сопровождается возникновением избыточного порового давления. В связи с чем происходит разгрузка основания и его подъем на значительное расстояние вместе с зданиями и сооружениями окружающей застройки. По предложенному аналитическому подходу можно оценить возможный радиус зоны влияния и ожидаемый подъем, и при необходимости скорректировать технологию погружения или предусмотреть компенсирующие мероприятия. Имеющиеся корреляционные зависимости для оценки недренированной прочности грунта обеспечивают достаточную точность применения рассматриваемой методики при отсутствии прямых лабораторных испытаний.

Список источников

1. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии / Р. А. Мангушев, А. Л. Готман, В. В. Знаменский, А. Б. Пономарев. – 3-е-е изд., стер изд. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2021. – 311 с.

2. Ющубе, С. В. Экспериментальные исследования взаимодействия свай с водонасыщенным глинистым грунтом при их погружении вдавливанием / С. В. Ющубе, В. А. Сулима, А. А. Тарасов // Вестн. Томского гос. Архитектурно-Строительного ун-та. – 2016. – № 3 (56). – С. 179–185.

3. Омельченко, П. Н. Несущая способность вдавленных призматических свай в водонасыщенных глинистых грунтах / П. Н. Омельченко, А. В.Суходуб, Ю. Л.Винников // Механика и технологии. – 2016. – № 3 (53). – С. 99-107.

4. Дружинин, М. С. Анализ влияния погружения заводских железобетонных свай на основания окружающей застройки / М. С. Дружинин // Вестн. Гражданских инженеров. – 2025. – № 3 (110). – С. 84-98.

5. Денисова, О. О. Влияние работ по выполнению свай вдавливания и устройству глубинной распорной диафрагмы на дополнительные деформации зданий окружающей застройки / О. О. Денисова // Вестн. Гражданских инженеров. – 2023. – № 5 (100). – С. 52-63.

6. Randolph M. F., Wroth C. P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile // Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 1979. Т. 3, № 3. С. 217–229.

7. Лучкин, М. А. Учет развития деформации основания во времени при совместном расчете системы «основание-фундамент-здание»: автореферат дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / М. А. Лучкин. – СПб.: ГОУ ВПО ПГУПС, 2007. – 18 с.

8. Влияние механизма упрочнения на результаты расчета ограждений котлована в условиях Санкт-Петербурга / Р. А. Мангушев, И. П. Дьяконов, И. Б. Башмаков [и др.] // Строительство наука и образование. – 2025. – Т. 15. – № 1. – С. 59-70.

9. Башмаков, И. Б. Влияние воздействия слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов на ограждения котлованов с учетом избыточных поровых давлений: дис. ... канд. техн. наук: 2.1.2 / И. Б. Башмаков. – СПб.: Санкт-Петербургский гос. архитектурно-строительный ун-т. 2025. – 174 с.

© Дружинин М. С., 2026

УДК 624.15
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-238-249

ИССЛЕДОВАНИЯ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В НЕЛИНЕЙНОЙ СТАДИИ РАБОТЫ

С. В. Родин, Э. М. Меннанов, Д. А. Калафатов, Ю. Г. Богуцкий

Крымский федеральный университет им. В.И. Вернадского, Институт «Академия строительства и архитектуры», г. Симферополь, Республика Крым, Россия

Аннотация. *Плитные фундаменты, благодаря своей способности равномерно распределять нагрузку на большую площадь, являются одним из наиболее распространенных и надежных типов фундаментов в современном строительстве. Однако, при проектировании этих массивных конструкций, особенно в условиях значительных нагрузок или геологических особенностей грунтов, критически важным становится учет нелинейной стадии работы. Авторами рассматривается развитие методов расчёта прочности фундаментов, работающих в системе «грунтовое основание – фундамент». Основное внимание уделяется представлению грунта и железобетона как вязких материалов с изменяющимися физико-механическими свойствами. Обсуждаются программы расчёта, основанные на методе конечных элементов и учитывающие нелинейный характер работы системы. Также рассматривается возможность применения каркасно-стержневой аналогии в железобетоне для расчётов. Особое внимание уделено подходам к расчёту условно коротких железобетонных элементов, к которым отнесены фундаменты мелкого заложения.*

Ключевые слова: *плитные фундаменты, нелинейность, упруго-пластическое разрушение, хрупкое разрушение, крупномасштабные образцы, пробивка*

RESEARCH AND CALCULATION OF THE STRENGTH OF SLAB FOUNDATIONS IN THE NONLINEAR STAGE OF OPERATION

S. V. Rodin, E. M. Mennanov, D. A. Kalafatov, Y. G. Bogutsky

V.I. Vernadsky Crimean Federal University, Institute "Academy of Construction and Architecture", Simferopol, Republic of Crimea, Russia

Annotation. *Due to their ability to distribute load evenly over a large area, slab foundations are one of the most common and reliable types of foundations in modern construction. However, when designing these massive structures, especially in the presence of significant loads or geological features, it is crucial to consider the nonlinear stage of their operation. The authors explore the development of methods for calculating the strength of foundations that operate in the "soil foundation-foundation" system. The focus is on representing soil and reinforced concrete as viscous materials with varying physical and mechanical properties. The paper discusses calculation programs based on the finite element method and taking into account the nonlinear nature of the system's operation. It also considers the possibility of using the frame-rod analogy in reinforced concrete for calculations. Special attention is given to approaches to calculating relatively short reinforced concrete elements, such as foundations.*

Keywords: *slab foundations, nonlinearity, elastic-plastic failure, brittle failure, large-scale samples, punching*

Введение

При силовом взаимодействии грунтового основания и фундамента могут быть реализованы различные схемы разрушения: упруго-пластическое при монотонном развитии упруго-пластических деформаций и разрушение по наклонным сечениям носящее, как правило, хрупкий характер.

В настоящее время наиболее полно изучена работа конструкций при упруго-пластическом разрушении. Изучению особенностей хрупкого разрушения плитных фундаментов мелкого заложения посвящено относительно мало работ и в специальной постановке этот вопрос практически не рассматривался.

Проявление форм хрупкого разрушения в железобетонных фундаментах известно более 112 лет [19]. Их конкретное изучение наряду с исследованиями упругопластического вида разрушения в реальных условиях работы фундамента началось не так давно, что вызвано, по-видимому, повышенной трудоемкостью проведения экспериментальных исследований фундаментов на грунтовом основании.

В процессе исследования железобетонных плит и фундаментов при действии нагрузок, распределенных по квадратной, прямоугольной и круглой площадкам при различных начальных параметрах конструкции и условий опирания, было выдвинуто достаточно предложений по расчету, которые отличаются не только отдельными положениями и количественными соотношениями, но и различным подходом.

В разных странах, при проектировании фундаментов, используются отличающиеся по теоретическому подходу методы расчета, зафиксированные нормативными документами, которые приводят к существенно различающимися показателям, значительно отклоняющимися от экспериментальных данных. Удовлетворительного решения расчета прочности железобетонных фундаментов при действии концентрированной по площади нагрузки еще не найдено. Такое положение объясняется сложным характером напряженно-деформированного состояния, возникающего в системе «грунтовое основание-фундамент» при повышении внешней нагрузки до разрушающей, а также отсутствием достаточно представительной выборки экспериментов с фундаментами на грунтовом основании, отвечающей необходимым требованиям статистической обработки.

Основная часть

Теоретические исследования по уточнению расчета прочности преследовали цель увеличить значение коэффициента в формуле по определению продавливающей силы до 2,5–3,0. В некоторых работах предлагается повысить значение продавливающей силы за счет увеличения расчетной формы пирамиды продавливания, постановкой специальной поперечной или наклонной арматуры, концентрацией продольной арматуры в зоне нижнего основания пирамиды продавливания, преднапряжением арматуры и другими конструктивными приемами [5, 6, 15, 18].

Разрушение плитной части фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся образованием пирамиды продавливания, характерно только

при действии нагрузки по ограниченной площади, но в этом случае, как известно из теоретических решений, растет изгибающий момент по грани нагрузочной опоры, что вызывает увеличение нормальных и главных напряжений особенно в углах опоры, но не учитывается в расчетах [7, 11, 12, 17]. Так как для фундаментов были проведены весьма ограниченные исследования прочности по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, естественно предположить, что простой перенос форм хрупкого разрушения и методов расчета надфундаментных конструкций (безбалочных плит междуэтажных перекрытий, монолитных перекрытий с балочными плитами и плитами, работающими в двух направлениях) на фундаменты нуждается в критическом анализе с учетом экспериментальных данных [2, 14].

С целью экспериментального обоснования положений рассматриваемого метода нами были проведены многочисленные опыты по получению продавливания фундаментных плит, испытано 49 крупномасштабных образцов фундаментных плит размерами 1,0×1,0×0,1 м и 29 плит 2,0×2,0 м высотой сечения от 0,08 м до 0,4 м. В рассмотрение были включены четыре фактора, существенно влияющие на хрупкую прочность плит: вылет консоли (расстояние от грани плиты до грани монолитной вышележащей ступени), высота плиты, коэффициент армирования подошвы плиты и класс бетона по прочности на сжатие. Каждый из факторов имел пять параметров [12, 17], охватывающих все встречающиеся в практике случаи и гарантирующих потерю прочности плит по одному из видов хрупкого разрушения (табл.1).

Таблица 1. Характеристика и результаты испытаний столбчатых фундаментов размером в плане 2,0×2,0 м

№ Фп по комби-квад-рату	Параметры образцов						Нагрузки, кН, соответствующие						
	Высота плиты, см	Опорная ступень, см×см	$\frac{l-l_{оп}}{2h}$	Кубиковая прочность бетона, МПа	Рабочая арматура		образованию трещин		продавливанию $P_{пр}$	раздроблению бетона сжатой зоны	срезу бетона сжатой зоны	разрушающей $P^{оп}_{пред}$	$\frac{P^{оп}_{пред}}{P_{пр}}$
					площадь, см^2	класс							
1	24	30×30	3,5	10,6	не армирован		139	188^x	457		1059	850	1,9
2	40	60×60	1,8	19,5	не армирован		862	310^x	3545		4431	1650	0,5
3	32	70×70	2,0	33,0	не армирован		900	240	3767		4616	1140	0,3
4	8	50×50	9,4	42,0	не армирован		49	82	383		826	190	0,5
5	16	40×40	5,0	49,3	не армирован		186	75	818		1825	685	0,84
6	32	40×40	2,5	12,3	14,7	A-III	347	450	942	1038	1675	1340	1,4
7	8	70×70	8,1	19,2	4,0	A-I	44	65	284	59	461	290	1,0
8	40	30×30	2,1	29,8	24,1	A-III	854	1120	2169	1863	3975	3140	1,4
9	16	60×60	4,4	42,4	5,0	A-III	236	357^x	1014	238	1697	1384	1,4
10	24	50×50	3,1	49,3	11,3	A-III	507	630	1650	704	2852	2800	1,7
11	40	50×50	1,9	26,5	38,2	A-III	1066	810^x	2929	3802	4185	3550	1,2

№ Фп по комби-квад-рату	Параметры образцов						Нагрузки, кН, соответствующие						
	Высота плиты, см	Опорная ступень, см×см	$\frac{l-l_{оп}}{2h}$	Кубиковая прочность бетона, МПа	Рабочая арматура		образо-ванию трещин		про-давли-ванию $P_{пр}$	раздроб-лению бетона сжатой зоны	срезу бетона сжатой зоны	разру-шаю-щей $P^{оп}_{пред}$	$\frac{P^{оп}_{пред}}{P_{пр}}$
					площадь, см^2	класс							
12	16	30×30	5,3	20,7	15,6	A-III	118	273	325	440	920	882	2,7
13	8	40×40	10,0	31,7	7,8	A-I	43	40[x]	220	79	586	445	2,0
14	24	70×70	2,7	31,7	26,0	A-II	591	930	1901	1567	2575	3250	1,7
15	32	60×60	2,2	51,2	30,8	A-III	1136	1360	3478	2918	4825	4050	1,2
16	16	70×70	4,1	21,8	21,6	A-III	224	380	775	1013	1152	1340	1,7
17	32	50×50	2,3	20,0	54,3	A-II	675	950	1583	3065	2473	3750	1,5
18	24	60×60	2,9	32,1	41,8	A-II	564	833[x]	1579	2109	2400	2690	1,6
19	40	40×40	2,0	40,0	56,0	A-III	1341	1650	3300	4943	5322	4980	1,9
20	8	30×30	10,6	51,2	10,2	A-III	119	180[x]	211	143	720	344	1,4
21	8	60×60	8,8	11,8	12,4	A-III	35	75	160	191	301	305	1,9
22	24	40×40	3,3	20,7	43,3	A-III	328	287	775	1988	1471	1050	1,4
23	16	50×50	4,7	25,8	33,1	A-III	198	155	542	1071	1064	1076	2,0
24	32	30×30		38,7	58,5	A-III	752	850[x]	1561	3503	3268	2450	1,6
25	40	70×70	2,7	53,0	72,2	A-III	2351	2230[x]	7111	9539	8284		

Опыты проводили в железобетонном лотке размером 4,0×4,0×3,0(h) м (рис. 1), заполненном песком $M_к$ = 1,4, высота слоя составляла 2,2–2,4 м, перед очередным испытанием песок раскапывали и послойно уплотняли до достижения объемной массы 1,65–1,7 т/м³.

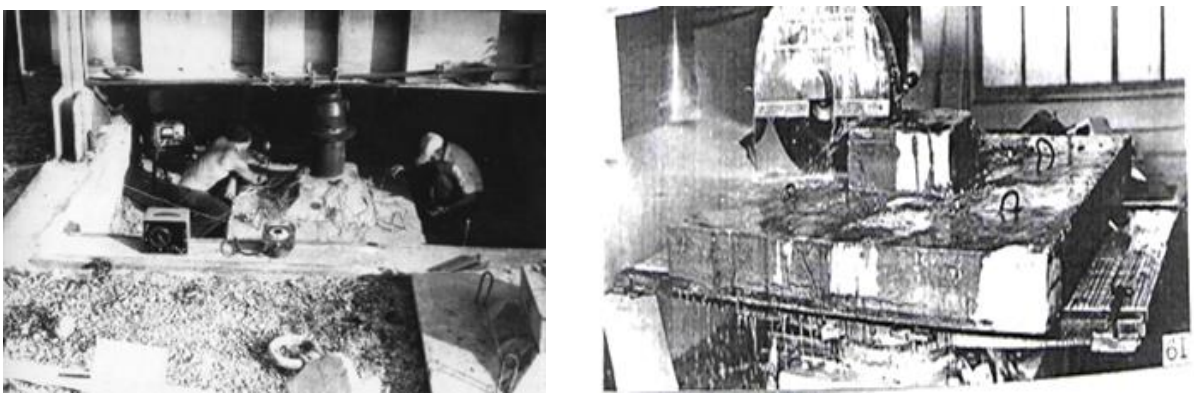


Рис. 1. Оборудование для проведения экспериментальных исследований

Нагрузку передавали центрально с установленной выдержкой на каждой ступени одним или двумя гидродомкратами 1 МН и 2 МН. В процессе возрастания уровня внешнего усилия, вплоть до разрушения фундамента, изучали деформации бетона, стержней арматурной сетки, трещинообразование, деформации поверхности плитной части, общую осадку конструкции и контактные напряжения в грунтовом основании.

Деформации бетона сжатой зоны и стержней арматурной сетки замеряли тензорезисторами с базой 20 и 50 мм с регистрацией показаний на цифровом измерителе деформаций ИДЦ-1. Прогибы поля плиты — индикаторами часового типа с диапазоном измерений от 0–10 мм. Осадку плит — прогибомерами марки 6ПАО с диапазоном измерений от 0-100 мм; контактные напряжения электротензометрическими месдозами. Фиксацию начала трещинообразования проводили методом акустической эмиссии, используя серийные пьезопреобразователи 150 кГц или высокочувствительные микрофоны [17]. Контроль ширины раскрытия трещин по граням плиты проводили с использованием микроскопа МПБ-3 с диапазоном измерений от 0–0,7 мм, контроль развития трещин и ширину их раскрытия проводили специально разработанными датчиками [1]. После испытаний часть образцов фундаментных плит, для изучения траектории внутреннего трещинообразования, в сечении по грани нагрузочной ступени, распиливали на камнерезном станке дисковыми пилами с алмазными резцами (рис. 1).

Проблема исследований и расчета прочности при продавливании фундаментов актуальна еще и потому, что в фундаментостроении, как и вообще в строительстве имеется тенденция к повышению классов бетона и снижению площади поперечного сечения конструкций. Конструкции фундаментов приближаются к обычным надземным конструкциям по процентам армирования и толщинам сечений. В то же время, не удается значительно снизить высоту сплошных плитных конструкций фундаментов и ступеней фундаментов под колонны, так как она определяется в первую очередь расчетом на продавливание.

В расчетах прочности фундаментов, работающих в системе «грунтовое основание – фундамент», интенсивно развиваются направления, связанные с представлениями о грунте и железобетоне – как о вязких материалах, у которых физико-механические свойства и условия совместной работы зависят от времени, длительности действия нагрузки, трещинообразования, нелинейных изменений в грунте и железобетоне, жесткости надфундаментной конструкции [1, 4, 7, 8, 11, 18]. Разработаны, реализуемые на основе метода конечных элементов, программы расчета, позволяющие учитывать нелинейный характер работы системы [1, 4, 8, 14, 15]. рассматривается возможность применения в расчетах каркасно-стержневой аналогии в железобетоне [2, 3, 10, 12].

До последнего времени для расчета условно коротких железобетонных элементов, а с нашей точки зрения фундаменты мелкого заложения следует отнести к этому классу конструкций, использовались в основном два подхода: либо по методам теории упругости, либо по общим для железобетонных элементов методом расчета сечений, нормальных и наклонных, а

также на продавливание. Подобные приемы не отражают реального характера работы фундаментов в стадии, близкой к разрушению, и дают результаты, существенно отклоняющиеся от опытных, как правило, в сторону запаса, что приводит к излишнему расходу материалов. Анализ результатов экспериментально-теоретических исследований и вопросов конструирования фундаментов [5–7, 11, 15–18] позволяет сформулировать несколько выводов:

– с увеличением относительного вылета консоли фундамента возрастает вероятность хрупкого разрушения от продавливания, при этом на опорных плоскостях фундаментов трещинообразование приобретает локальный характер;

– пирамиды продавливания (точнее тела продавливания), получаемые после раздробления бетона сжатой зоны, его среза, а также и смятия под опорной ступенью имеют более сложную форму, чем герметически-правильная усеченная пирамида, угол наклона граней тела продавливания составлял 10°–83°;

– разрушению фундаментов от продавливания всегда сопутствовало образование и раскрытие трещин на подошве фундамента;

– предельные нагрузки при продавливании, определенные с использованием равномерно-распределенной эпюры нормальных контактных напряжений, были меньше опытных в среднем на 54%, степень превышения зависит от начальных параметров системы «грунтовое основание – фундамент»;

– размеры конструкции фундамента качественно влияют на механизм разрушения, схемы трещинообразования, напряжения в арматуре и бетоне; деформации натурных фундаментов имеют более сложное, часто несимметричное распределение в отличие от деформаций моделей фундаментов;

– характерной особенностью напряженно-деформированного состояния фундамента является неравномерное распределение изгибающих моментов и поперечных сил в ортогональных сечениях фундамента по контуру опорной ступени, концентрация местных нормальных и касательных напряжений в углах опорной ступени, как следствие перераспределения нормальных контактных напряжений в грунте; наблюдаемую концентрацию изгибающих моментов, поперечных сил у опорной части, работу продольной арматуры на срез рекомендуется учитывать при расчете прочности фундаментов.

Эксперименты на образцах фундаментов, а также фотоупругих моделях, равно как и теоретический анализ напряженно-деформированного состояния, проведенный различными способами с применением метода конечных элементов, теории одноосных напряженных состояний, теории равновесных полей напряжений показали, что в фундаментах можно выделить локальные полосы, зоны и поля, концентрированных напряжений, по которым происходит разрушение. Образование и раскрытие трещин на подошве фундамента еще более концентрирует потоки в четко очерченные полосы.

Наиболее оптимальным решением задачи представляется создание расчетной модели фундамента в виде каркасно-стержневого аналога, состоящего из наклонных сжатых бетонных полос и растянутых стержней арматурной сетки, замыкающихся в местах приложении внешней нагрузки и опорных реакций. В фундаментах задача усложняется тем, что отпор грунта, являющийся по существу внешней нагрузкой на фундамент, с различной степенью концентрации распределен по подошве фундамента. Определение мест приложения опорных реакций вызывает затруднение.

Предлагаемый метод расчета прочности основан на рассмотрении статически замкнутой равновесной схемы усилий в системе «грунтовое основание – фундамент», образующейся при формировании внутренней распорной стержневой системы в виде наклонных призм сжатия в процессе совместного деформирования фундамента и грунтового основания, рис. 2.

При этом исчерпание прочности фундамента происходит от разрушения некоторой условной пространственной призмы (точнее фигуры более сложной формы) от действия концентрированных потоков главных напряжений, приложенных к основанию призмы, ориентированной под углом «α» к основанию фундамента, с некоторым приближением аналогия с разрушением бетонной призмы при испытании ее на сжатие (на рисунке показано пунктиром). В рассматриваемом методе реализуется также перераспределение нормальных контактных напряжений.

Расчет фундаментов по наклонным сечениям (без поперечного армирования) производится из условия:

$$F \leq R_b u_1 l_c \sin\alpha. \quad (1)$$

В формуле (1) u_1 – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований фигуры сжатия в пределах высоты сжатой зоны. При прямоугольном контуре площади сжатия с размерами $c_1 \times c_2$:

$$u_1 = 2(c_1 + c_2 + 2x), \quad (2)$$

то же при круглой с радиусом «*r*»

$$u_1 = \pi(2r + x), \quad (3)$$

где l_c – длина основания призмы сжатия, равная

$$l_c = \frac{x}{\cos\alpha}, \quad (4)$$

Высоту сжатой зоны бетона «*x*» определяем по формуле:

$$x = \frac{ho - c \cdot \mathrm{tg}\alpha}{\mathrm{tg}^2\alpha + 1}, \quad (5)$$

полученной из рассмотрения геометрических параметров распорной системы (см. рис. 2).

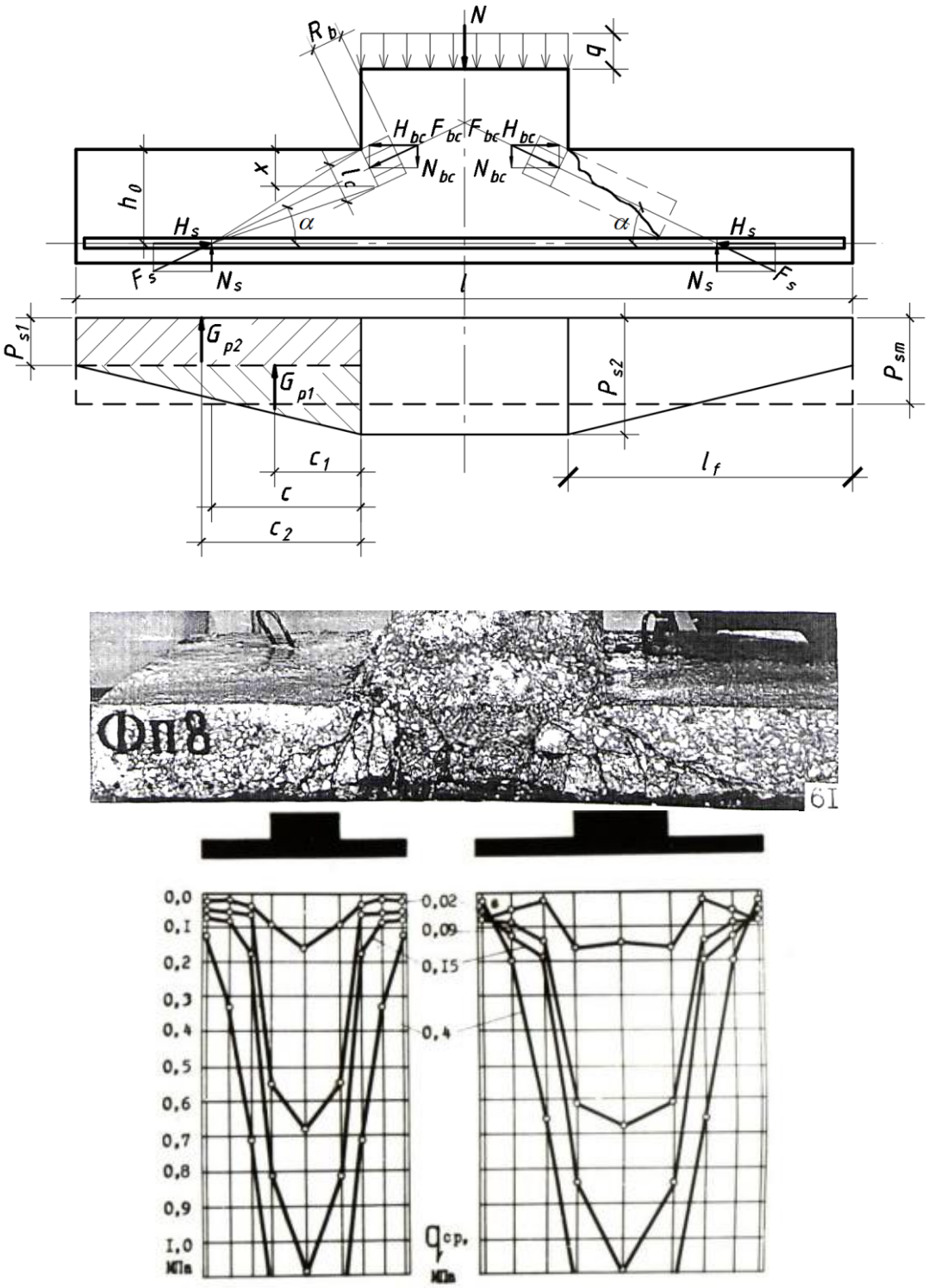


Рис. 2. Схема усилий в сечении фундаментной плиты, схема образования трещин и трансформация эпюр контактных напряжений

Подставляя в условие прочности (1) выражение «l_c», определенной по формуле (4) с учетом зависимости (5), после преобразования получим:

$$F \leq R_b u_1 \mathrm{tg}\alpha \frac{ho - \mathrm{c}\cdot\mathrm{tg}\alpha}{\mathrm{tg}^2\alpha + 1}. \qquad (6)$$

Разделим обе части уравнения (6) на $R_b u_1 ho$ и выполним дифференцирование полученного выражения по $tg\alpha$, после не сложных математических преобразований получим:

$$\mathrm{tg}\alpha = -\frac{c}{ho} + \sqrt{\left(\frac{c}{ho}\right)^2 + 1}\,. \quad (7)$$

В формулах (5)–(7) расстояние от грани опоры до точки приложения равнодействующей усилий отпора грунта «*C*» рекомендуется определять при перераспределении нормальных контактных напряжений, заменяя форму эпюры нормальных контактных напряжений с прямоугольного при традиционном расчете, на трапециевидную (рис.2) [9].

$$C = \frac{G_{p1}c_1 + G_{p2}c_2}{G_{p1} + G_{p2}}, \quad (8)$$

где G_{p1} и G_{p2} — части равнодействующего усилия от треугольной и прямоугольной эпюры соответственно, определяемые по формулам:

$$\begin{cases} G_{p1} = 0{,}5(p_{s2-} p_{s1}) l_f; \\ G_{p2} = p_{s1} l_f; \end{cases} \quad (9)$$

где l_f — вылет консоли фундамента, соответственно точки их приложения от грани опоры

$$c_1 = \frac{1}{3} l_f; \quad c_2 = \frac{1}{2} l_f. \quad (10)$$

Нормальные контактные напряжения в сечениях по обрезу фундамента и грани опоры, определяем из условий

$$\begin{cases} p_{s1} = p_{sm} - \Delta p_s; \\ p_{s2} = p_{sm} + \Delta p_s\ , \end{cases} \quad (11)$$

где p_{sm} — среднее давление на грунт от расчетных нагрузок, определяемое по формуле

$$p_{sm} = \frac{N}{A_f}, \quad (12)$$

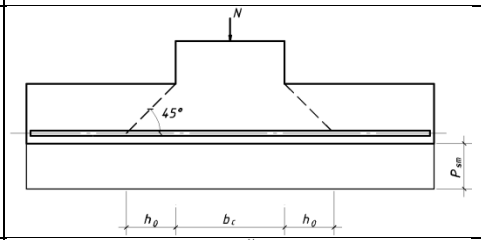
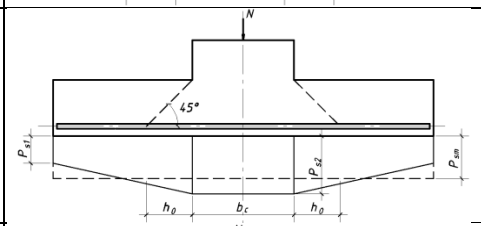
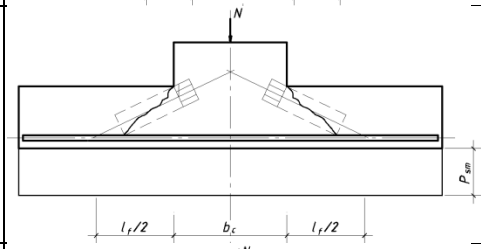
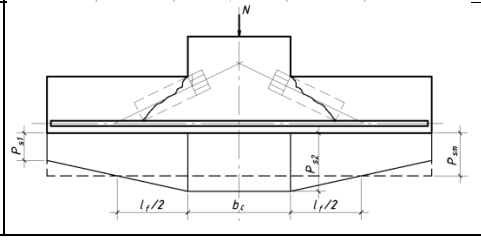
где A_f — площадь подошвы фундамента; Δp_s – дополнительные нормальные контактные напряжения определяем исходя из пропорциональной зависимости между напряжениями в основании и осадками фундамента, описываемой моделью упругого полупространства с одним коэффициентом пропорциональности по выражению

$$\Delta p_s = \frac{\Delta l_s N l_f}{0.28 ho S l}, \quad (13)$$

где Δl_s — продольные деформации арматуры, принимаемые 0,03 – 0,04 см в зависимости от условий эксплуатации фундаментов (уровня грунтовых вод, агрессии среды и т. д.); S — осадка фундамента, определяемая по схеме линейно-деформируемого основания.

Для проверки теоретических предложений и сравнения с рекомендациями норм анализируются экспериментальные результаты, описанные в работе [17]. В табл. 2 показаны результаты расчета несущей способности фундаментных плит по [13], по рассматриваемой методике и опытные данные.

Таблица 2. Результаты оценки точности расчета прочности фундаментов по наклонным сечениям

№ п/п	Расчетная схема	Расчет прочности	F_{test}/F_{calc}
1		$N_1 = \frac{\alpha R_b u\, ho}{1-\frac{A_h}{A_f}}$, где $A_h = (b_c + 2ho)(a_c + 2ho)$	1.64
2		$= \frac{N_2 = 0.28 R_b u\, ho^2 S}{\Delta l_s l_f \left(\frac{0.28 ho S}{\Delta l_s l_f} - 1 + \frac{l_f - ho}{l_f}\right)\left(1 - \frac{A_d}{A_f}\right)}$	1.59
3		$N_3 = \frac{R_b u_1 x tg\alpha}{1-\frac{A_c}{A_f}}$, где $A_c = (b_c + 0{,}5 l_f)(a_c + 0{,}5 l_f)$	1.31
4		$= \frac{N_4 = 0.28 R_b u_1\, x\, tg\alpha\, ho\, S}{\Delta l_s l_f \left(\frac{0.28 ho S}{\Delta l_s l_f} - 1 + \frac{l_f - b_c}{l_f}\right)\left(1 - \frac{A_c}{A_f}\right)}$	0.98

Теоретические результаты расчета несущей способности по рассматриваемому методу лучше согласуются с экспериментальными данными, чем результаты расчетов с использованием СП [13]. Причем с увеличением жесткости фундаментных плит эта тенденция сохраняется, а также и возрастает степень приближения к опытным данным. Немаловажным фактором в пользу использования рассматриваемого метода является наглядность статической схемы деформирования системы «грунтовое основание–фундамент», сведение к минимуму различного рода условностей и предположений, присущих другим методам.

На этом основании можно сделать вывод о возможности оценки прочности плитных фундаментов на основе применения каркасно-стержневой модели.

Заключение

Применяемые в настоящее время методы расчета железобетонных фундаментов не в полной мере учитывают реальные особенности взаимодействия фундамента с грунтовым основание в нелинейной постановке: перераспределение нормальных контактных напряжений в грунте, концентрацию изгибающих моментов, напряжений и усилий в сжатой зоне бетона, распорные усилия, силы зацепления в наклонной трещине, работу продольной арматуры на срез, реологические факторы.

Теории расчета прочности плитных фундаментов при продавливании основываются на различных предпосылках. В расчетные формулы вводятся эмпирические коэффициенты, различные прочностные характеристики бетона (R_b или R_{bt}), формы пирамиды продавливания. Часто проводится аналогия расчетов прочности нефундаментных конструкций с фундаментами. Конструктивные мероприятия по усилению прочности фундаментов по наклонным сечениям и против разрушения от продавливания сводятся в основном к предложению по постановке специального поперечного армирования, преднапряжению арматуры, увеличению сечения бетона.

Имеются значительные запасы прочности в величинах теоретических разрушающих нагрузок при разрушении фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, и их фактическими значениями. Предложена методика расчета, которая позволяет учитывать особенности силового взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в нелинейной постановке и повысить точность расчета и проектирования фундаментов.

Список источников

1. Анищенко, Е. Ю. Программа расчета параметров столбчатого фундамента на продавливание и трещинообразование / Е. Ю. Анищенко, С. И. Евтушенко, Г. М. Скибин // Сб. III Междунар. науч.-практ. конф.: Компьютерные технологии в науке, производстве, социальных и экономических процессах. – Новочеркасск: Темп, 2002. – Ч. 3. – С. 27-30.

2. Дыба, В. П. К расчету взаимодействия железобетонного фундамента с грунтовым основанием при предельной нагрузке / В. П. Дыба, М. П. Матвиенко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 2. – С. 87–95. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08.

3. Прочность плитных фундаментов по наклонным сечениям / А. С. Залесов, А. Н. Тетиор, С. В. Родин, А. М. Лехно // Бетон и железобетон. – 1987. – № 10. – С. 45-46.

4. Карпенко, Н. И. Трещиностойкость и жесткость железобетонных плит с трещинами при совместном действии моментов и мембранных сил / Н. И. Карпенко, В. С. Кукунаев // В кн. Предельное состояние элементов железобетонных конструкций НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 72-158.

5. Качановский, С. Г. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / С. Г. Качановский // В сб.: Новые исследования железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М.: НИИЖБ, 1982. – С. 96-105.

6. Крылов, С. М. Сопротивление плоских железобетонных элементов местному сжатию / С. М. Крылов, Л. Н. Зайцев, И. С. Ульбиева // Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. – С. 8-9.

7. Мурзенко, Ю. Н. Результаты экспериментальных исследований совместной работы моделей железобетонных фундаментов под колонны зданий и песчаного основания / Ю. Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, Е. Ю. Анищенко // Сб. IV Междунар. науч.-практ. конф.: Моделирование. Теория, методы и средства. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2004. – Ч. 4. – С. 43-49.

8. Мурзенко, Ю. Н. Расчет сборного плитного фундамента кинематическим методом предельного равновесия / Ю. Н. Мурзенко, А. А. Цесарский, С. И. Евтушенко // Сб.: Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. – Новочеркасск: Новочеркасский ПИ, 1986. – С. 80-89.

9. Родин, С. В. Расчет фундаментов с учетом перераспределения усилий / С. В. Родин // Сб. Исследование и разработка методов расчета оснований и прочности фундаментов с применением нелинейных теорий деформирования. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 1984. – С. 62-67.

10. Родин, С. В. Каркасно-стержневая аналогия в расчетах прочности плитных фундаментов / С. В. Родин, П. А. Литовченко // Сб. Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов. - Казань, 1989. – С. 30-71.

11. Продавливание железобетонных фундаментных плит [Электронный ресурс] / С.В. Родин, Э.М. Меннанов, Ю.Г. Богуцкий, Д.А. Калафатов // Строительство и техногенная безопасность. 2025. № 38(90). с.19-27. DOI: 10.29039/2413-1873-2025-38-19-27.

12. Родин, С. В. Силовое взаимодействие фундаментов мелкого заложения с грунтовым основанием: монография / С. В. Родин, Э. М. Меннанов, Ю. Г. Богуцкий; Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского. – Симферополь: Ариал, 2024. – 258 с.

13. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции». [Текст]. – М.: Минрегион России, 2018. – 143 с.

14. Соломин, В. И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В. И. Соломин, С. Б. Шматков. – М.: Стройиздат, 1986. – 207 с.

15. Сорочан, Е. А. Исследование работы квадратных железобетонных фундаментов стаканного типа под колонны промышленных зданий во взаимодействии с песчаным основанием. Рекомендации по проектированию фундаментов / Е. А. Сорочан, А. В. Вронский, Ю. А. Рогатин. – М.: НИИОСП, 1976. – 66 с.

16. Тетиор, А. Н. О механизме хрупкого разрушения столбчатых фундаментов А. Н. Тетиор, С. В. Родин // Бетон и железобетон, 1982. – № 9. – С. 43-44.

17. Родин, С. В. Экспериментальные исследования работы столбчатых фундаментов на моделях: монография / С. В. Родин, С. И. Евтушенко, Д. А. Калафатов; Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского. – Новочеркасск: Лик, 2024. – 183 с.

18. Политов, С. И. Экспериментальные и теоретические исследования работы плитных фундаментов: монография / С. И. Политов, С. И. Евтушенко, Д. А. Калафатов; Крымский федеральный университет им. В.И. Вернадского. - Новочеркасск: Лик, 2024. – 198 с.

19. Talbot, A.N. Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings // Univ. Illinois Eng. Exp. Stat. Buld., 1913 - № 67. - p. 88-103.

© Родин С. В., Меннанов Э.М.,
Калафатов Д. А., Богуцкий Ю. Г., 2026

УДК 624.131.43
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-250-259

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ РЕЖИМА ВЛАЖНОСТИ НА СВОЙСТВА ЛЕССОВИДНЫХ СУГЛИНКОВ

О. Н. Осипова, А. А. Волошин

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Рассматриваются некоторые физико-механические свойства лессовидных суглинков, характерных для города Новочеркасска, полученные по данным инженерно-геологических изысканий на ряде строительных площадок города, которые расположены, в основном, на водораздельной части Новочеркасского холма на второй и третьей надпойменных террасах; свойства делювиальных суглинков склонов в данной работе не рассматривались. На основании лабораторных испытаний произведен анализ изменения характеристик грунтов с учетом повышения влажности.*

Ключевые слова: *грунты, лабораторные испытания, степень влажности, просадочность, деформация, прочность*

THE INFLUENCE OF CHANGES IN MOISTURE REGIME ON THE PROPERTIES OF LOESS-LIKE LOAM

O. N. Osipova, A. A. Voloshin

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *This article examines some of the physical and mechanical properties of loess-like loams characteristic of Novocherkassk, obtained from engineering and geological surveys at several construction sites in the city, primarily located on the watershed portion of Novocherkassk Hill on the second and third floodplain terraces. The properties of colluvial loams on the slopes were not considered in this study. Laboratory tests were used to analyze changes in soil characteristics with increasing moisture content.*

Keywords: *soils, laboratory tests, moisture content, subsidence, deformation, strength*

Введение

Определение физико-механических свойств грунтов для решения многих практических задач в строительстве является важной составляющей, которая влияет на проектирование объекта, а также на ведение и ход строительных работ в целом. Если рассматривать разные виды грунтов то, конечно, наибольшее влияние на изменение характеристик глинистых грунтов влияет повышение влажности. В глинистых грунтах наблюдается резкое изменение свойств в зависимости от степени влажности. Как правило, сухие глинистые породы ведут себя как твердые тела. С увеличением влажности они постепенно теряют свою первоначальную прочность, переходят в пластичное состояние, а при сильном переувлажнении отдельные их разности могут течь практически как жидкое тело, т. е. полностью потерять прочность.

Лессовидные суглинки покрывают поверхность красно-бурых глин, поэтому мощность суглинков изменяется в зависимости от неровностей рельефа глин. Наибольшую мощность (до 20 м) суглинки имеют на возвышенной части холма и на надпойменных террасах. В толще лессовидных суглинков на большинстве площадок, можно выделить два горизонта. Суглинок верхнего горизонта буровато-желтого цвета со значительным содержанием углекислого кальция и ходами землероев. Текстура столбчатая, при высыхании суглинок делится вертикальными трещинами на призматические отдельности. Влажность в этом слое изменяется в широких пределах, так как мощность его невелика — 2,0–3,0 метра, и при вертикальных трещинах в нем скорее сказывается влияние различных факторов – осадок, влажности, воздуха, производственных вод и т. д.

Наиболее важными характеристиками строительных свойств грунтов является сжимаемость и сопротивление сдвигу. В лессовых грунтах при повышении влажности возникают просадочные явления.

Основная часть

Для определения механических свойств грунтов [1], анализа данных, а также их изменения от влажности, группой авторов проведена серия опытов в лаборатории Механика грунтов, строительного факультета ЮРГПУ(НПИ). Исследовались лессовидные суглинки, характерные для г. Новочеркасск, образцы отбирались с учетом всех требований [2].

Кривая зависимости величины относительной просадочности от начальной влажности представлена на рис. 1 (по результатам опытов группы авторов Новочеркасской школы «Механика грунтов»).

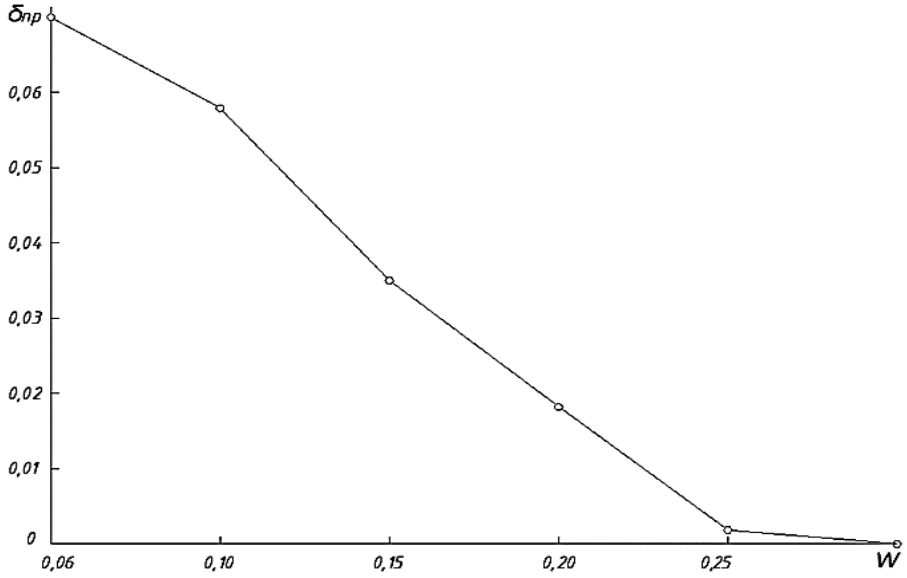


Рис. 1. Кривая зависимости величины относительной просадочности от начальной влажности

В основу графика положены данные обработки результатов компрессионных кривых лессовидных суглинков площадок г. Новочеркасска с близкими значениями начальной пористости. При влажности 0,19–0,20 относительная просадочность уменьшается до 0,02, при увеличении влажности выше 0,19–0,20, лессовидные суглинки теряют свои просадочные свойства.

В опытах начальная влажность в среднем была 0,16–0,18, следовательно, на основании представленных опытов и анализа исследования грунтов на других площадках, лессовидные суглинки относятся к I типу грунтовых условий по просадочности. Начальное давление, при котором начинают проявляться просадочные свойства, можно считать равным 1,2–1,3 кг/см^2.

Кроме относительно быстро протекающих дополнительных осадок при замачивании у лессовидных суглинков наблюдались медленно протекавшие осадки при длительном замачивании.

Важным является вопрос о влиянии начальной влажности лессовидных суглинков на их сжимаемость. Как известно, характеристикой сжимаемости грунтов является модуль деформации *E,* кг/см^2, вычисляемый по значениям начального коэффициента пористости и коэффициента сжимаемости. Влияние естественной влажности на величину коэффициента сжимаемости изучалось путем анализа данных компрессионных испытаний образцов суглинков, поставленных в лаборатории. Грунты доводились до заданной начальной влажности, а затем подвергались компрессионным испытаниям. Подбирались грунты с близкими значениями пористости; подготовка их для получения заданной влажности производилась тем же способом, как и для определения характеристик сдвига. Компрессионные испытания проводились по общепринятой методике. Коэффициент сжимаемости и модуль деформации определялись в пределах нагрузок, равных бытовому давлению и давлению 3,0 кг/см^2.

Результаты определения зависимости модуля деформации от влажности представлены на рис. 2.

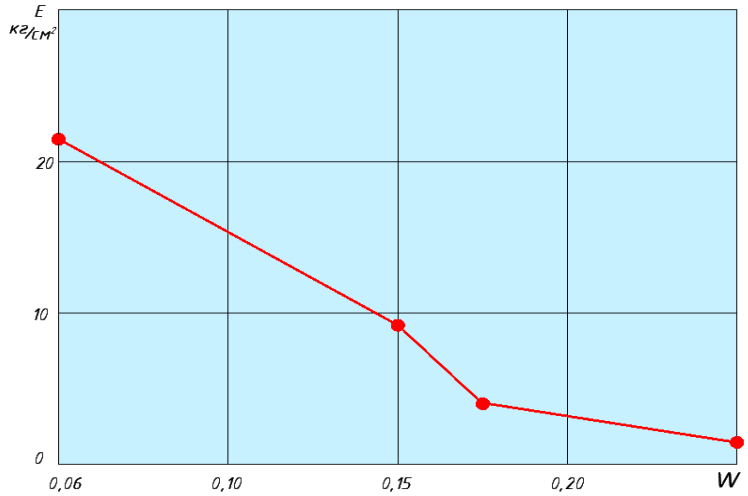


Рис. 2. Изменение модуля деформации от изменения влажности

Величина начальной влажности очень влияет на величину сжимаемости. Анализируя данные кривых зависимости относительной просадочности, можно отметить, что влажность 0,20–0,22 является переломной. При повышении влажности выше этой величины резко повышается просадочность и увеличивается сжимаемость.

Вопрос о характеристиках сдвига является основным при определении нормативного давления на грунты оснований, т. е. при оценке их прочности. Характеристики сдвига (значение угла внутреннего трения и сцепления) необходимы при определении нормативного давления по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b\gamma_{\text{II}} + M_q d_1\gamma'_{\text{II}} + \left(M_q - 1\right)d_b\gamma'_{\text{II}} + M_c C_{\text{II}}\right].$$

Необходимо выполнить условие $p \le R$ (в пределах 10 %÷15 %). Таблица СП дает нормативные и расчетные характеристики φ и *c*.

Только при условии полного заполнения пор водой, т.е. без учета возможного изменения влажности. Кроме этого, таблица вообще не дает характеристик сдвига для лессовидных суглинков, имеющих высокие коэффициенты пористости ($e > 0{,}7$) и небольшие значения числа пластичности.

Наибольшее влияние при проектировании и строительстве на лессовидных грунтах уделяется характеристикам просадочности. Лессовидные грунты, замоченные поверхностными или грунтовыми водами, теряют просадочные свойства, но вместе с тем уменьшается их прочность и несущая способность. Следовательно, изменение их влажности значительно влияет на величину нормативного давления. Поэтому для определения угла внутреннего трения и сцепления при различной влажности для одного и того же лессовидного суглинка проведен ряд опытов.

Естественная влажность грунтов, а тем более лессовидных суглинков в зависимости от ряда факторов подвержена большим колебаниям [3]. Инженерная деятельность, изменяя природные условия существования грунтов, часто ускоряет процесс изменения влажности. Снятие почвенно-растительного слоя, инфильтрация воды в грунт, возникающая вследствие неправильного устройства и эксплуатации водонесущих устройств, отсутствие планировки строительных площадок и т. д. часто приводят к изменению режима влажности грунтов. Вначале влажность увеличивается в верхних слоях толщи лессовидных суглинков, дальнейшее поступление воды приводит к подъему уровня грунтовых вод. Прочность грунтов зависит от изменения влажности. Проектировщики при определении нормативного давления не учитывают возможности изменения режима влажности, а, следовательно, и прочности грунтов.

В нашу задачу входило определение влияния изменения природной влажности на величину нормативного давления.

Так как сопротивляемость сдвигу — величина переменная (не только для различных грунтов, но и для одного и того же вида грунта), в зависимости от ряда факторов: глубины, влажности, включение солей и т. д., то особую трудность представил отбор монолита грунта однородного строения. Грунт отбирался на глубине 2,0–2,5 м. Так как лессовидные суглинки пронизаны ходами червей и скопления солей, то выбрали такой участок, где они были расположены более или менее равномерно. Размер монолита ø 11 см, *h* 15 см. Внешне грунт представляет собой типичный лессовидный суглинок желтого цвета с ходами земляных червей разбросанными скоплениями углекислого кальция и редкими кристаллами гипса. Основные физические характеристики грунта представлены в табл. 1.

Таблица 1

Природная влажность *W*	Плотность частиц грунта ρ_S, г/см^3	Плотность ρ, г/см^3	Пористость *n*, %	Коэффициент пористости *e*
0,14	2,71	1,71	44,5	0,800

Характеристики грунтов определялись по общепринятой методике. Грунт в естественном состоянии имел влажность *W*= 0,14. По программе опытов предполагалось определять угол внутреннего трения и сцепление в возможно наибольшем диапазоне влажности. Выполнено 4 опыта при влажности от 0,06 до 0,25.

Так как лессовидные суглинки при высыхании дают усадку и трещины, а при замачивании могут немного набухать и увеличиваться в объеме, нами была применена методика получения заданной влажности, при высушивании и замачивании грунтов с возможно наименьшим нарушением структуры. Образцы грунтов отбирались сначала в кольца, отобранный грунт взвешивали вместе с кольцом, определяли исходную влажность, затем грунт или высушивали, или замачивали, получали заданную влажность, а затем переносили в сдвиговой прибор [4].

При замачивании на дно широкого плоскодонного сосуда укладывался слой чистого крупнозернистого песка толщиной 2 см, на него стелили 3–4 слоя фильтровальной бумаги. На эту подготовку устанавливали кольца с грунтом, покрытых с обеих сторон кружками фильтровальной бумаги. Затем на кольца в обратном порядке укладывали фильтровальную бумагу и песок слоем толщиной 5 см, т. е. создавали некоторую пригрузку. На дно сосуда наливают воду так, чтобы она непосредственно не касалась грунта (замачивание через фильтровальную бумагу). Кольца с грунтом и кружками фильтровальной бумаги периодически (примерно раз в сутки) взвешивали до получения заданной влажности. После этого кольца с грунтом переносили в сдвиговой прибор одноплоскостного статического среза ГТ 1.2.9, где они уплотнялись заданным давлением и подвергались сдвигу (результат показан на рис. 3–7).

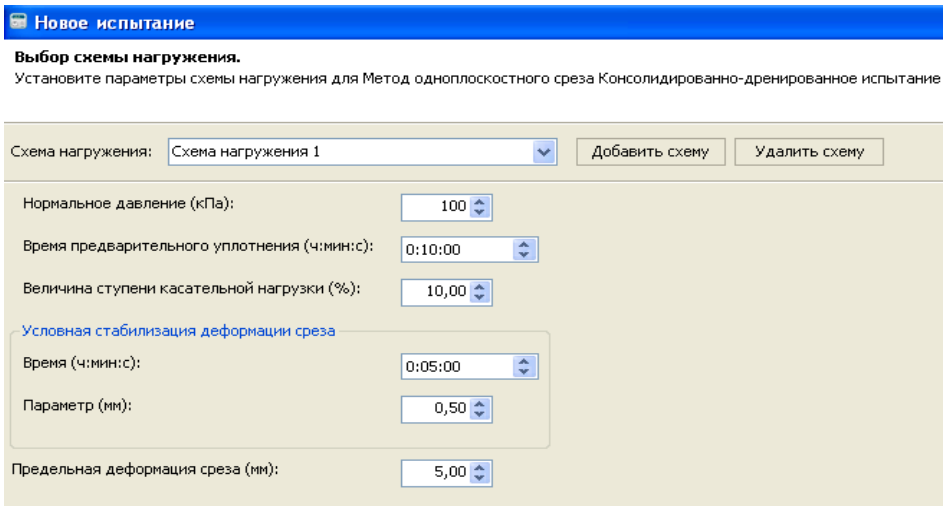


Рис. 3. Исходные данные (пример)

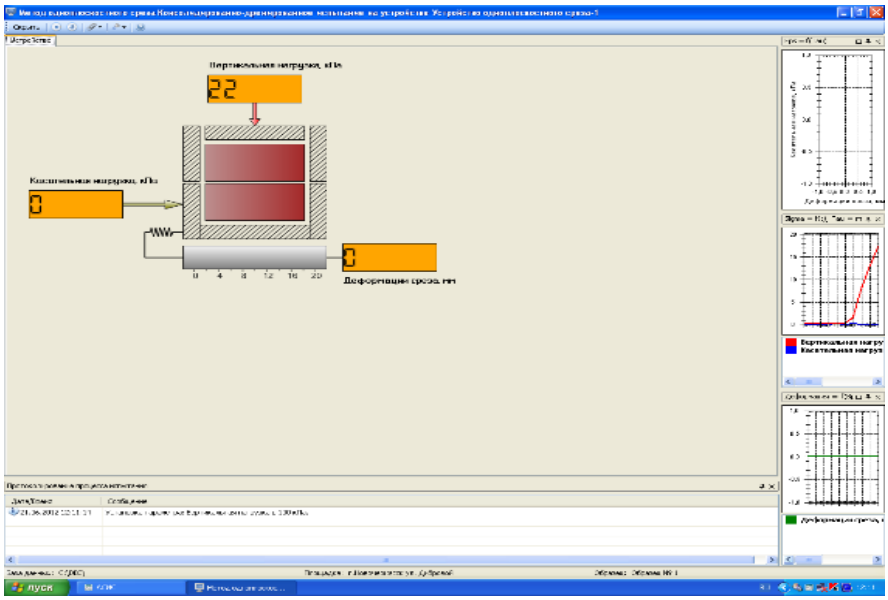


Рис. 4. Обжимающая начальная вертикальная нагрузка

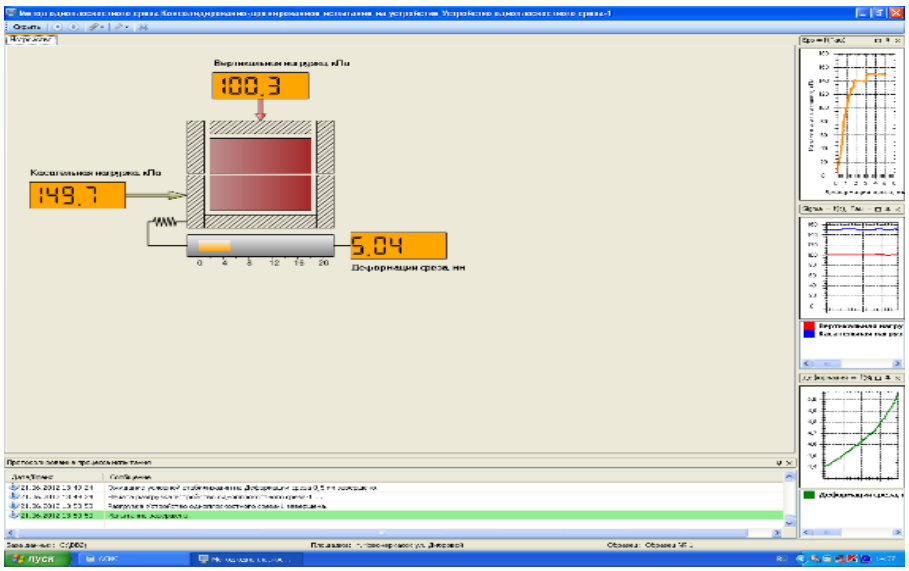


Рис. 5. Сдвиг при вертикальной нагрузке 100,3 кПа

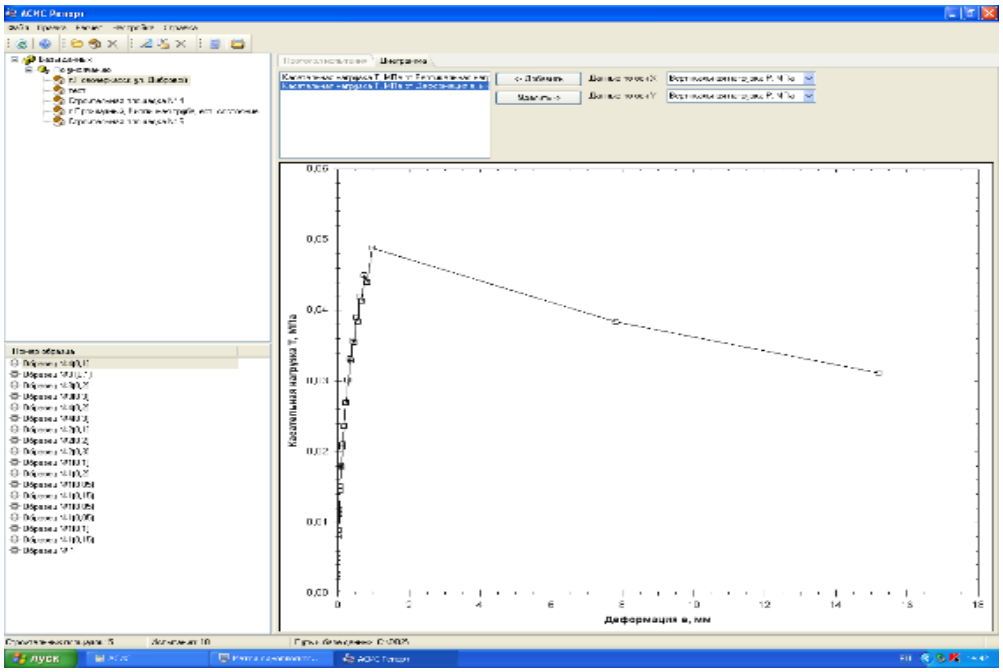


Рис. 6. Сдвигающие усилия при естественной влажности

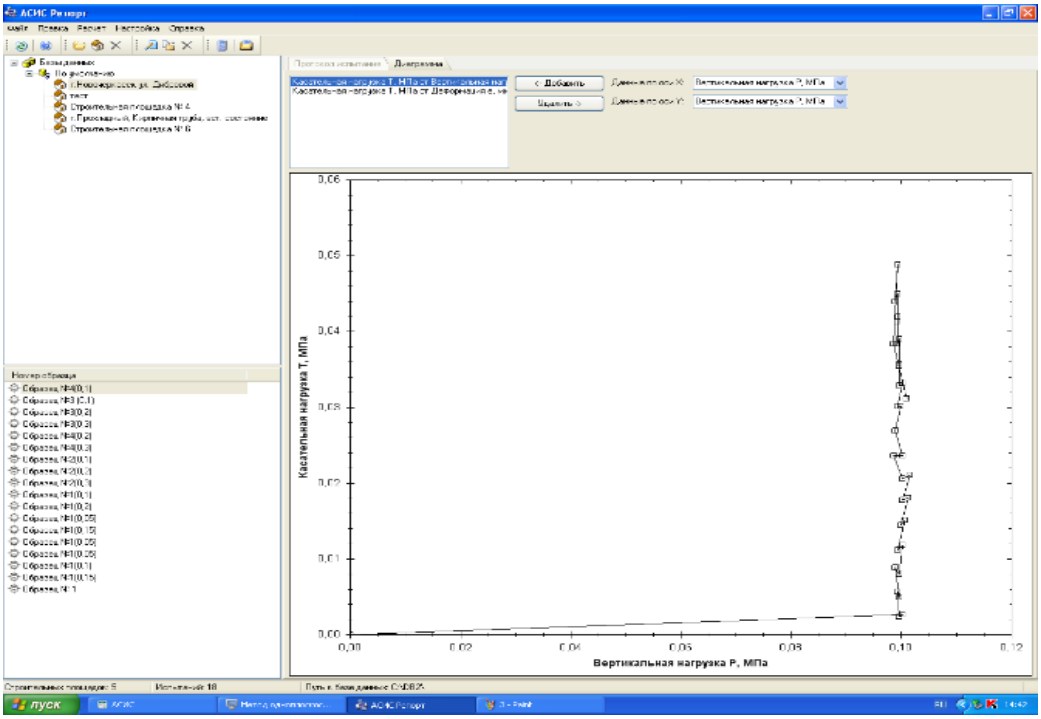


Рис. 7. Нагрузка

Так же, как и для замачивания, подготавливали образцы грунтов для высушивания, затем взвешивали и вместе с поддоном помещали в сушильный шкаф. Кольца с грунтом периодически взвешивали до получения заданной влажности и подвергали сдвигу. Подготовленные таким образом образцы грунтов не имели трещин или каких-либо видимых изменений структуры или объема.

Предварительное уплотнение и сдвиг производились в сдвиговом приборе ГТ 1.2.9.



Рис. 8. Проведение опыта

Уплотняющие нагрузки 1,0; 2,0 и 3,0 кг/см^2 (100, 200 и 300 кПа) выдерживались до стабилизации осадки, что занимало 4–6 часов. Высота кольца для грунта была 3,5 см, а площадь 140 см^2. Всего было проведено 4 испытания грунтов при различной влажности (табл. 2). Благодаря тщательной подготовке образцов, разброс результатов, вызываемой неоднородностью сложения грунта и возможными недостатками прибора, был незначителен.

Влажность грунтов определялось дважды: перед загрузкой в приборы (заданная влажность) и после каждого сдвига. В табл. 2 даны средние значения влажности по каждому опыту после сдвига.

Таблица 2

Влажность *W*	Сцепление *c*, кг/см^2	Угол внутреннего трения φ˚
0,06	3,04	26˚
0,15	1,20	23˚30″
0,175	0,70	21˚
0,25	0,26	18˚

Если предположить, что часть прилагаемого сдвигающего усилия идет на преодоление трения металла в приборе, т.е. сдвигающее усилие несколько завышено, то уменьшение прочности грунта идет в основном за счет уменьшения сил сцепления при увеличении влажности.

Увеличение влажности, в соответствие с теорией связанности грунтов, влечет за собой уменьшение и исчезновение кристаллизационно-конденсационных структурных связей за счет растворения солей. Кроме того, увеличение толщины водных пленок на контактах частиц приводит к ослаблению коагуляционно-диспергационных связей. Анализ кривых (рис. 9–11) зависимости величин угла внутреннего трения изменяется значительно меньше, чем сцепление при увеличении влажности. Величина нормативного сцепления имеет большое значение при определении нормативного давления: нормативное давление быстро уменьшается с уменьшением сцепления.

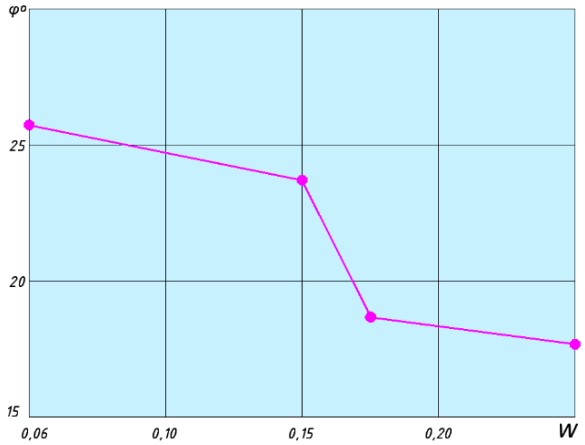


Рис. 9. Зависимость угла внутреннего трения от влажности

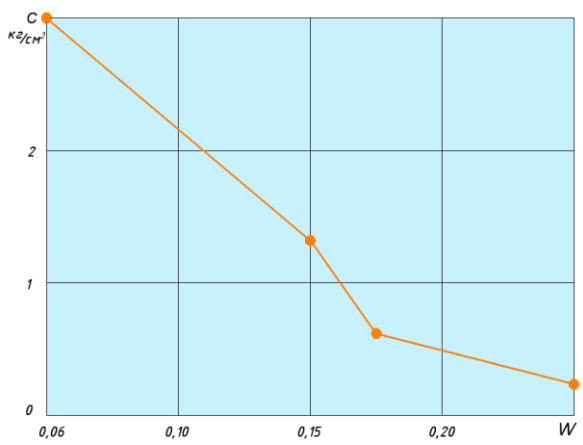


Рис. 10. Зависимость сцепления от влажности

Анализируя данные кривых зависимости угла внутреннего трения и сцепления от влажности, можно прийти к выводу, что увеличение влажности (например, до влажности 0,24–0,25) снижает несущую способность этих грунтов [5]. В природных условиях влажность в этих суглинках может доходить до 0,28–0,30, т. е. несущая способность их очень мала. Просадочные свойства при влажности выше 0,20 исчезают, грунты в этом случае можно с полным правом называть непросадочными, но в этом случае приходится учитывать другую опасность — уменьшение их несущей способности.

По результатам исследования для примера построена кривая изменения расчетного сопротивления грунта от изменения влажности (рис. 11).

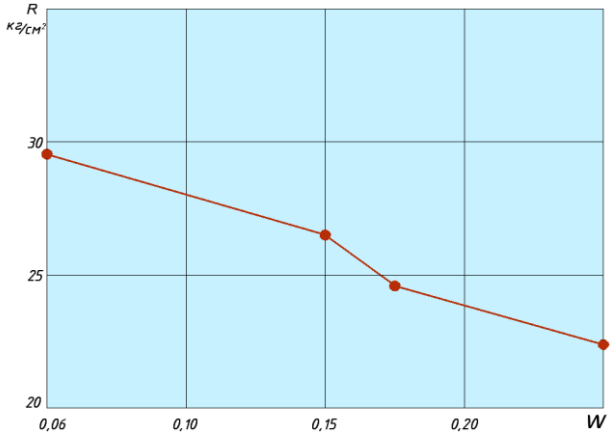


Рис. 11. Зависимость расчетного сопротивления от влажности

Заключение

Лессовидные суглинки г. Новочеркасска теряют просадочные свойства при влажности 0,19–0,22. Сжимаемость грунтов после превышения этой влажности увеличивается.

Суглинки относятся к I типу грунтовых условий по просадочности. Начальным давлением, при котором начинают проявляться просадочные

свойства, является 1,2–1,3 кг/см^2. Потеря грунтом просадочных свойств после замачивания не улучшает полностью их строительные свойства, так как при большой влажности возрастает их деформативность.

Предварительное замачивание Новочеркасских лессовидных суглинков перед строительством с целью устранения их просадочных свойств должно производиться при влажности 0,20–0,22. Если после замачивания влажность грунта сохранится на длительное время, то деформативность грунта возрастет [6]. Изменение режима влажности в глинистых грунтах г. Новочеркасска, происходящее от замачивания поверхностными водами или от подъема грунтовых вод, влияет на величину расчетного сопротивления грунта. При увеличении влажности расчетное сопротивление уменьшается до величин, меньших, чем среднее давление от нагрузок, принятых в строительстве.

Модуль деформации (а значит коэффициент уплотнения) при увеличении влажности уменьшается почти равномерно и нелинейно. Величина угла внутреннего трения в глинистых грунтах г. Новочеркасска с изменением влажности изменяется значительно резче, чем величина сцепления, а характер изменения так же нелинейный. Расчетное сопротивление грунта уменьшается плавно и нелинейно, и зависит не только от резко изменяющегося угла внутреннего трения, но и от равномерно уменьшающегося сцепления.

Потеря глинистыми грунтами просадочных свойств при замачивании не может полностью благоприятно сказываться на строительных свойствах этих грунтов. Необходимо при проектировании учитывать возможное уменьшение их несущей способности и увеличение деформативности. Значительные деформации зданий и сооружений могут быть объяснены уменьшением прочности замоченных грунтов, особенно, если уровень грунтовых вод непрерывно повышается. В то же время просадочные явления затухают и в грунтах могут происходить только длительные осадки.

Список источников

1. СП 446.1325800.2019. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Общие правила производства работ.

2. ГОСТ 30416-2020. Грунты. Лабораторные испытания.

3. Мангушев, Р. А. Механика грунтов: учебник / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахаров /. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009 – 264 с.

4. Болдырев, Г. Г. Автоматизированная система для механических испытаний образцов грунта / Г. Г. Болдырев // Основания, фундаменты и механика грунтов. –1991. – № 3. – С. 18-21.

5. Осипова, О. Н. Особенности расчета деформаций оснований фундаментов: учебно-методическое пособие / О. Н. Осипова. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2022. – 38 с.

6. Осипова, О. Н. Анализ изменения механических свойств при изменении влажности грунтов / О. Н. Осипова, А. А. Волошин, Н. Г. Царитова // Теория и практика фундаментостроения: сб. тез. докл. XV Междунар. симпозиума по реологии грунтов, посвященного 95-летию КГАСУ и 60-летию каф. «Основания, фундаменты, динамика сооружений и инженерная геология», г. Казань, 4-6 июня 2025 г. – Казань: КГСАУ, 2025. – С. 31-32.

© Осипова О. Н., Волошин А. А., 2026

УДК 624.154.53; 624.154.8
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-260-267

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ВЫТЕСНЕНИЯ СВГС ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ

А. В. Савинов[1], В. Э. Фролов[2], А. В. Бондаревский[2], Ю. Н. Бровиков[2], А. С. Сбиритов[2], А. Ю. Колесников[3], Е. В. Бойков[3]

[1]ООО НППП «ГЕОТЕХНИКА-СПИ», г. Саратов, Россия;
[2]ЗАО «Геотехника-С», г. Саратов, Россия;
[3]Саратовский государственный технический университет имени Ю.А. Гагарина, г. Саратов, Россия

Аннотация. *Рассмотрена развивающаяся технология изготовления свай вытеснения Геотехника-С (СВГС). Целью экспериментальных исследований было проведение контрольных полевых испытаний грунтов сваями статической нагрузкой на вдавливание и на выдергивание по ГОСТ 5686-2020. Экспериментальные исследования проводились на объекте в г. Энгельсе Саратовской области, для чего были изготовлены две пробные сваи. Получены предельные сопротивления сваи, вдавливающей и выдергивающей нагрузкам F_u при испытаниях и несущие способности сваи СВГС на вдавливание $F_d^э$ и на выдергивание $F_{du}^э$. Рассчитаны теоретические значения несущей способности сваи на вдавливание и на выдергивание как сваи вытеснения по СП 24.13330.2021. Проведено сравнение теоретических результатов несущей способности свай на вдавливание $F_d^р$ и на выдергивание $F_{du}^р$ с экспериментальными значениями несущей способности по результатам статических испытаний $F_d^э$ и $F_{du}^э$. Сделаны выводы о том, что несущая способность свай по результатам испытаний значительно превышает теоретическую, и о влиянии частичной экскавации грунта по поверхности инвентарной трубы на несущую способность сваи по боковой поверхности. Сваи СВГС, выполненные по технологии ЗАО «Геотехника-С», имеют большие перспективы для широкого применения.*

Ключевые слова: *свайный фундамент, несущая способность, свая вытеснения, экскавация грунта, сопротивление грунта, прочность материала сваи*

EXPERIMENTAL STUDY OF THE BEARING CAPACITY OF SVGS DISPLACEMENT PILES ON THE SIDE SURFACE

A. V. Savinov[1], V. E. Frolov[2], A. V. Bondarevsky[2], Yu. N. Brovikov[2], A. S. Sbiritov[2], A. Y. Kolesnikov[3], E. V. Boykov[3]

[1]OOO NPPP «GEOTEKHNIKA-SPI», Saratov, Russia
[2]ZAO «Geotekhnika-S», Saratov, Russi
[3]Yuri Gagarin State Technical University of Saratov, Saratov, Russia

Annotation. *This paper examines the evolving technology for manufacturing Geotechnica-S (SVGS) displacement piles. The objective of the experimental studies was to conduct control field tests of soils using the piles under static compression and pullout loads in accordance with GOST 5686-2020. The experiments were conducted at a site in Engels, Saratov Region, for which two test piles were manufactured. The ultimate pile resistances, F_u, to compression and pullout loads during testing were determined, as well as the SVGS pile's bearing capacities for compression, $F_d^э$, and pullout, $F_{du}^э$. The theoretical bearing capacities of the pile for compression and pullout were calculated as displacement piles in accordance with SP 24.13330.2021. The theoretical results for the pile bearing capacity under pressure $F_d^р$ and*

pull-out F_{du}^{p} were compared with the experimental values of bearing capacity based on static tests $F_{d}^{э}$ and $F_{du}^{э}$). Conclusions were reached that the pile bearing capacity based on test results significantly exceeds the theoretical value, and the effect of partial excavation of soil along the surface of the stock pipe on the pile bearing capacity along the lateral surface was also discussed. SVGS piles manufactured using Geotekhnika-S CJSC's technology offer great potential for widespread use.

Keywords: *pile foundation, bearing capacity, displacement pile, soil excavation, soil resistance, pile material strength*

Введение

Технология изготовления набивных свай вытеснения Геотехника-С (СВГС), предложенная и запатентованная ЗАО «Геотехника-С» [1–3], достаточно часто используется при устройстве свайных фундаментов в Саратовской области.

Согласно СП [4] сваи СВГС относятся:

– по способу заглубления в грунт — к набивным железобетонным сваям, устраиваемым в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения грунта [4, п. 6.1в];

– по способу устройства — к вытеснительным сваям, устраиваемым путем погружения (завинчиванием) инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте наконечником (башмаком), с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью [4, п. 6.4а].

Для свай СВГС нами предложено определять:

– несущую способность F_d набивной сваи СВГС, работающей на сжимающую нагрузку [4, по формуле 7.13]. Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи R принимается [4, табл. 7.2] как для забивных и вдавливаемых свай, а расчетное сопротивление грунта основания на боковой поверхности сваи f [4, табл. 7.3].

– несущую способность на выдергивание F_{du}^{p} сваи СВГС [4, по формуле 7.2.7]. Значение расчетного сопротивления грунта основания на боковой поверхности сваи f принимается [4, табл. 7.3].

В связи с тем, что при изготовлении сваи СВГС по шнековой навивке трубы происходит частичная экскавация разуплотненного и разжиженного грунта, возникает вопрос о влиянии этого процесса на общую несущую способность сваи.

Для вытеснительных свай «Фундекс», аналогичных по способу устройства [4, п. 6.4 а], в работе [5] даже предложен понижающий поправочный коэффициент 0,5, который учитывался умножением на табличные значения сопротивления грунта основания на боковой поверхности сваи f [4, табл. 7.3].

Целями экспериментальных исследований являются:

– проведение контрольных полевых испытаний грунтов сваями СВГС статической нагрузкой на вдавливание и на выдергивание по ГОСТ [6];

– получение предельных сопротивлений сваи, вдавливающей и выдергивающей нагрузками F_u при испытаниях и экспериментальных значений несущих способностей сваи СВГС — на вдавливание $F_d^э$ и на выдергивание $F_{du}^э$;

– расчет значений несущей способности сваи на вдавливание $F_d^р$ и на выдергивание $F_{du}^р$ как для сваи вытеснения [4, п. 6.4 а];

– сравнение расчетных результатов определения несущей способности свай на вдавливание $F_d^р$ и на выдергивание $F_{du}^р$ по СП [4] с соответствующими экспериментальными значениями по результатам статических испытаний на вдавливание $F_d^э$ и на выдергивание $F_{du}^э$;

– оценка возможности предварительного назначения несущей способности сваи СВГС при проектировании свайных оснований [4].

– оценка влияния процесса частичной экскавации разуплотненного и разжиженного грунта на несущую способность сваи по боковой поверхности;

– анализ необходимости введения понижающего поправочного коэффициента, аналогичного предложенному в работе [5].

Изготовление свай

Экспериментальные исследования проводились в 2022 г. на объекте, расположенном по адресу: ул. Трудовая, д. 12 в г. Энгельс Саратовской области. При изготовлении фундамента 25-этажного здания, до устройства рядовых свай, были изготовлены две пробные сваи СВГС диаметром мм, длиной 12,0 м из бетона В25, W6, П4, прочностью материала сваи на сжатие 165,0 т (рис. 1):

– свая № 217 — для испытания статической вдавливающей нагрузкой;

– свая № 128В — для испытания статической выдергивающей нагрузкой. Армирование сваи рассчитано на выдергивающую нагрузку 180,0 т.

Расстояние между сваями — 15,9 м, отметка низа свай — 5,22 м.

Грунтовые условия на площадке однородные. Характеристики слоев грунта представлены в табл. 1.

Таблица 1. Общая характеристика слоев грунта основания

Номер слоя	Характеристика грунта
1	Насыпной грунт – техногенно перемещенные грунты, представляющие собой смесь глины, строительного мусора, щебня и почвы. Мощность слоя от 2,8 до 3,0 м
2	Песок серовато-желтого цвета, мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения, с прослойками песка пылеватого мощностью слоя до 0,1 м. Мощность слоя от 3,6 до 4,4 м
3	Песок серовато-желтого цвета, мелкий, средней плотности, водонасыщенный, с прослойками песка пылеватого мощностью слоя до 0,1 м. Мощность слоя от 6,8 до 9,0 м

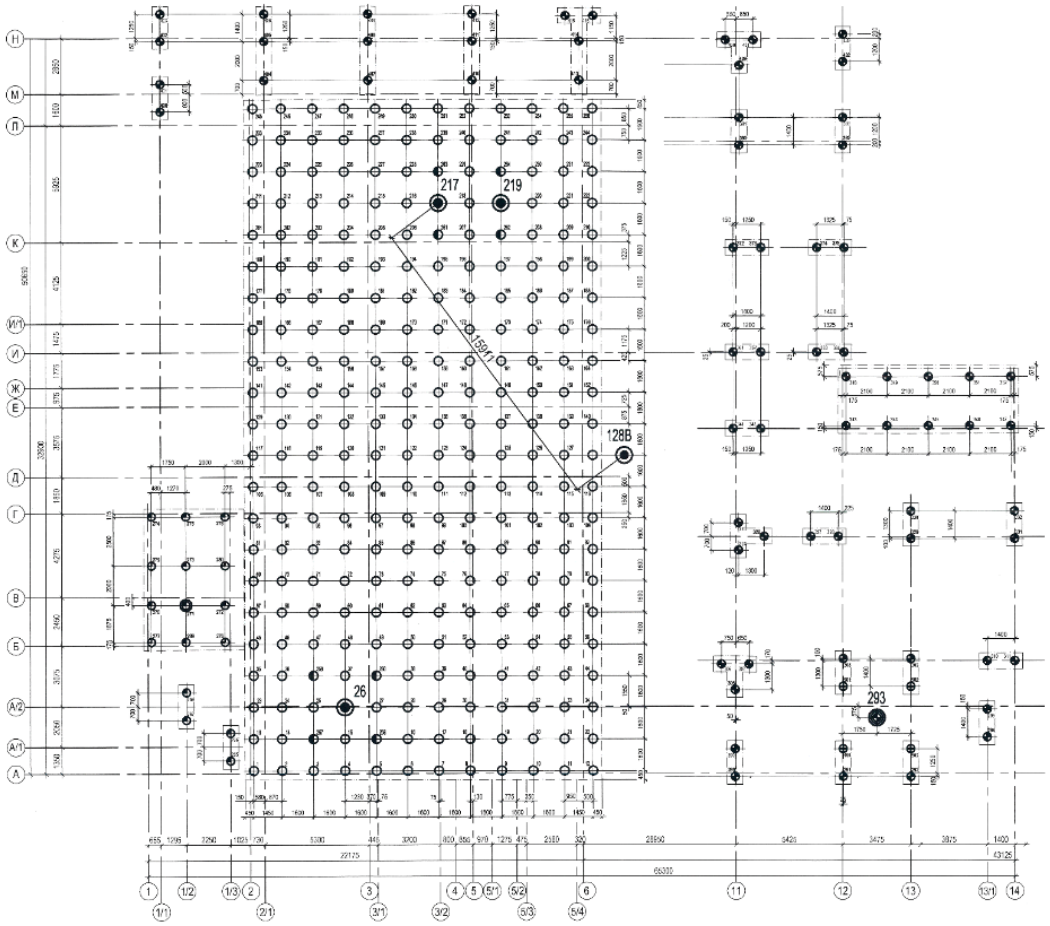


Рис. 1. Расположение испытуемых свай №№ 217 и 128В на плане свайного поля

В качестве несущего слоя свай СВГС служил мелкий песок средней плотности (ИГЭ № 3) (рис. 2).

После «отдыха» пробной сваи № 217 более 28 суток проведено испытание грунта сваей статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ [6]. Для более точного определения осадки и предельного сопротивления сваи на вдавливание в Программе испытаний ступени нагружения были приняты равными 8,25 т (1/20 от N_{max} = 165,0 т). Максимальная нагрузка на сваю при испытании (N_{max}) была назначена 1,5 от N проектной плюс одна ступень. График зависимости осадки сваи S от нагрузки P представлен на рис. 3. Сваю не удалось сорвать или хотя бы довести до осадки сопротивления сваи вдавливающей нагрузке F_u по результатам испытаний невозможно. В качестве предельного сопротивления сваи вдавливающей нагрузке F_u при испытаниях приняли максимально достигнутую нагрузку P = 173,3 т при осадке S = 10,3 мм. Время стабилизации сваи на последней ступени нагружения составило 2 часа. Соответственно, значение несущей способности сваи $F_d^э$ (экспериментальное) по результатам испытаний вдавливающей нагрузкой по формуле 7.20 СП [4] было принято $F_d^э$ = 173,3 т.

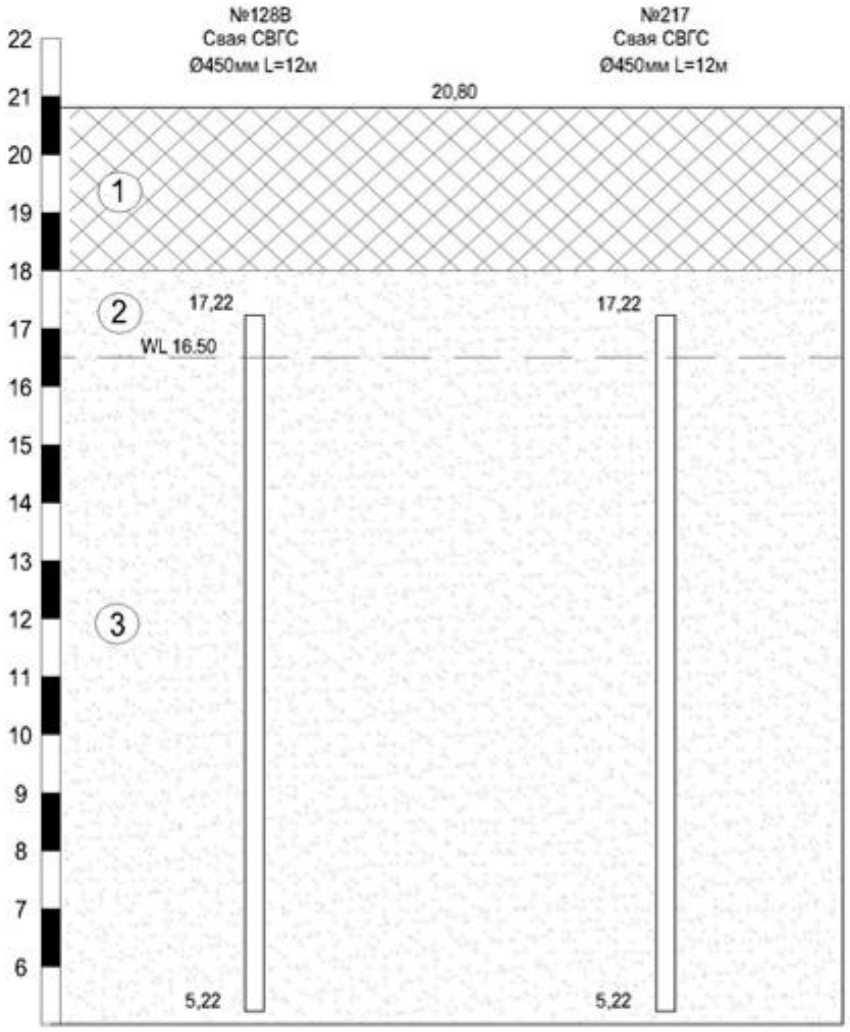


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез площадки с привязкой экспериментальных свай

Контрольные испытания свай

После «отдыха» пробной сваи № 128В более 28 суток проведено испытание грунта сваей статической выдергивающей нагрузкой по ГОСТ [6]. Для более точного определения осадки и предельного сопротивления сваи на выдергивание в Программе испытаний ступени нагружения были приняты равными 8,25 т (1/20 от N_{max} = 165,0 т), что позволило соизмерять перемещения свай при вдавливании и выдергивании при одинаковых ступенях нагружения. Результаты испытания приведены на рисунке 3. По графику зависимости перемещения сваи от нагрузки определено частное значение предельного сопротивления сваи выдергивающей нагрузке = 165,0 т по п.7.3.6 СП [4]. Срыв сваи произошел при нагрузке P = 173,3 т.

Соответственно, значение несущей способности сваи по результатам испытаний выдергивающей нагрузкой $F_{du}^{э}$ (экспериментальное) по формуле 7.20 СП [4] составило $F_{du}^{э}$ = 165,0·0,8 = 132,0 т, где 0,8 – коэффициент условий работы сваи в грунте.

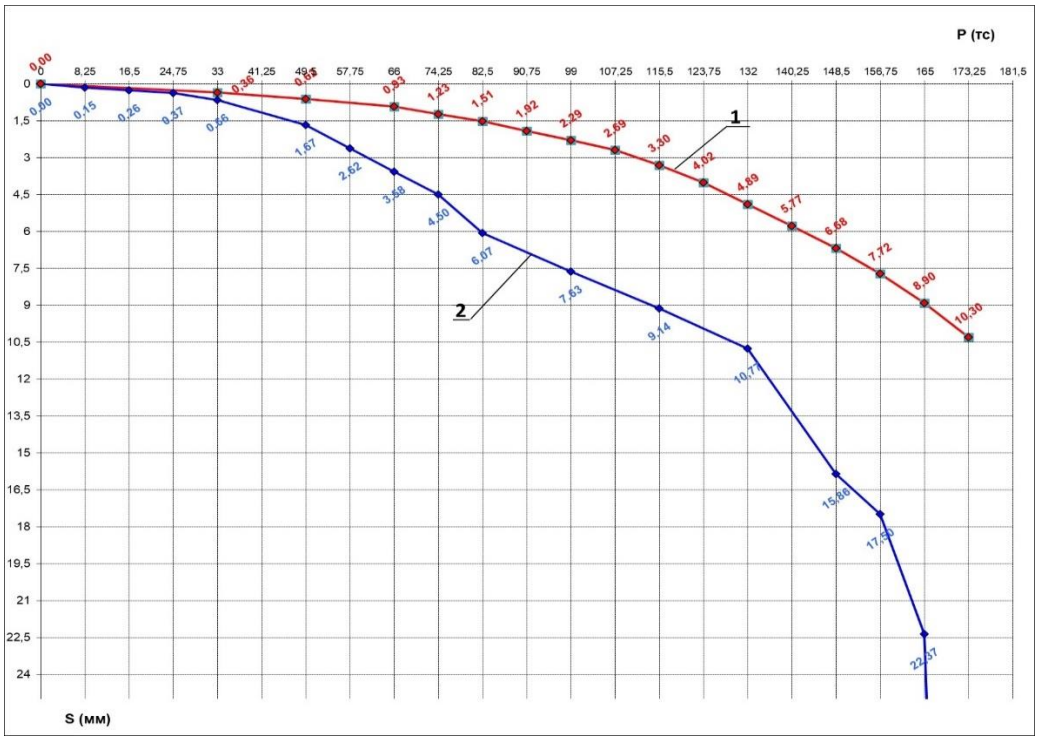


Рис. 3. Совмещенный график зависимостей перемещения сваи от нагрузки:
1 – осадка вдавливаемой сваи № 217; 2 – выход (подъем) выдергиваемой сваи № 128В

4. Расчет несущей способности свай по СП [4]

Несущая способность по грунту F_d^p (расчетная) на вдавливание пробной сваи № 217, как сваи вытеснения (п.6.4а) СП [4], определена по формуле 7.9 СП [4] и составила $F_d^p = 130{,}8$ т. При этом значение расчетного сопротивления грунта основания под нижним концом сваи R принято по табл. 7.2 СП [4], а расчетное сопротивление грунта основания на боковой поверхности сваи f — по табл. 7.3 СП [4].

Несущая способность по грунту F_{du}^p (расчетная) на выдергивание пробной сваи № 128В, как сваи вытеснения (п.6.4а) СП [4], определена по формуле 7.2.7 СП [4], с учетом коэффициента условий работы сваи в грунте грунта на боковой поверхности f принято по [4, табл. 7.3].

Сравнение теоретических и экспериментальных результатов определения несущей способности свай на вдавливание F_d^p и на выдергивание F_{du}^p по СП [4] показано в табл. 2.

Таблица 2. Сравнение расчетных и экспериментальных значений несущей способности

Отметка		Длина, м	Марка и диаметр башмака, мм		Диаметр сваи, мм	Несущая способность сваи № 217 на вдавливание, т			Несущая способность сваи № 128В на выдергивание, т		
верха, м	низа, м					F_d^p	$F_d^э$	$(F_d^э - F_d^p)/F_d^p \cdot 100\%$	F_{du}^p	$F_{du}^э$	$(F_{du}^э - F_{du}^p)/F_{du}^p \cdot 100\%$
17,22	5,22	12,0	4Е	465	450	130,8	173,3	32,5	62,8	132,0	110,2

Выводы

1. Свая, изготовленная по технологии СВГС, показала очень высокую несущую способность по результатам испытаний $F_d^э$ = 173,3 т, значительно превышающую расчетную несущую способность F_d^p = 130,8 т по СП [4]. Увеличение составило 32,5% (табл. 2). При этом по графику (рис. 3) четко видно, что нагрузка еще очень далека от предельных значений. Реальное значение $F_d^э$ еще больше, о чем свидетельствует и малое время стабилизации — 2 часа, т. е. свая далека до срыва. Об этом свидетельствует и тот факт, что предельное сопротивление сваи вдавливающей нагрузке при испытаниях F_u = 173,3 т всего лишь на 5 % больше предельного сопротивления сваи выдергивающей нагрузке F_u = 165,0 т.

2. Получить полную несущую способность сваи № 217 на вдавливание по результатам испытания не удалось, т. к. нагрузка на сваю при испытании P = 173,3 т при осадке S = 10,3 мм превысила прочность материала сваи, рассчитанную на максимальное вертикальное усилие N = 165,0 т.

3. Сравнение несущей способности сваи № 128В на выдергивание по результатам испытания $F_{du}^э$ = 132,0 т с расчетной несущей способностью на выдергивание F_{du}^p = 62,8 т свидетельствует о том, что в данных грунтах очень значительно влияние частичной экскавации разуплотненного грунта по боковой поверхности инвентарной трубы на несущую способность сваи по боковой поверхности. Существенно увеличивается значение несущей способности сваи на выдергивание по результатам испытания по сравнению с расчетной несущей способностью (на 110,2 %).

4. Проведенные исследования подтверждают корректность использования для предварительного назначения несущей способности сваи СВГС при проектировании свайных оснований рекомендаций СП [4]. Несущую способность F_d сваи СВГС, работающей на сжимающую нагрузку, можно определять по формуле 7.13 СП [4]. При этом расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи R принимается по табл. 7.2 СП [4] как для забивных и вдавливаемых свай, а расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности f — по табл. 7.3 СП [4].

5. Несущую способность на выдергивание F_{du}^p сваи СВГС, как сваи вытеснения [4, п. 6.4 а], можно вычислять [4, по формуле 7.2.7]. При этом значение расчетного сопротивления грунта основания на боковой поверхности сваи f принимается [4, табл. 7.3].

6. Необходимость введения понижающего поправочного коэффициента, аналогичного предложенному в работе [5], отсутствует. Скорее можно говорить о повышающем коэффициенте, но для этого необходимо проведение дополнительных исследований.

7. Сваи СВГС позволяют добиться 100 % использования прочности материала, так как их несущая способность по грунту превышает прочность по материалу сваи на сжатие.

Список источников

1. Патент 2804651 C1 Российская Федерация, МПК E02D 5/38, E02D 5/56. Способ возведения набивной сваи в грунте: № 2023101517: заявл. 24.01.2023: опубл. 03.10.2023 / Фролов В.Э. [и др.]; заявитель ЗАО «Геотехника–С». – 9 с.

2. Внедрение новых технологий изготовления свай вытеснения / Е. В. Бойков, В. Э. Фролов, А. В. Бондаревский [и др.] // Современное строительство и архитектура. – 2024. – № 11(54). – С. 1-4. – DOI 10.60797/mca.2024.54.3.

3. СВГС как дальнейшее развитие технологии изготовления набивных свай / Е. В. Бойков, В. Э. Фролов, А. В. Бондаревский [и др.] // Фундаменты. – 2026. – № 1(23). – С. 38-41.

СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты». – М.: ОАО «ЦПП», 2021. – 113 с.

5. Дьяконов, И. П. Теоретические предпосылки оценки величины трения по боковой поверхности свай «Фундекс» / И. П. Дьяконов, А .А. Веселов, Л. Н. Кондратьева // Жилищное строительство. – 2017. – № 11. – С. 30-33.

ГОСТ 5686-2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями». – М.: Стандартинформ, 2020. – 51 с.

© Савинов А. В., Фролов В. Э. ,Бондаревский А. В., Бровиков Ю. Н., Сбиритов А. С., Колесников А. Ю., Бойков Е. В., 2026

УДК 624.159.1-004.94
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-268-279

К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТРАНСФОРМИРОВАННОЙ ЭПЮРЫ НОРМАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ СОВМЕСТНОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНОГО ФУНДАМЕНТА И НАКЛОННОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ВНЕЗАПНОМ ОБРАЗОВАНИИ КАРСТОВЫХ ПРОВАЛОВ

Е. В. Зеленин, Б. Ю. Барыкин, А. Б. Барыкин
Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского
г. Симферополь, Россия

Аннотация. *Предложена методика для определения перераспределенной эпюры нормальных контактных напряжений при совместном взаимодействии перекрестно-балочного фундамента и наклонного грунтового основании (α=15°, 30°) при образовании внезапного карстового провала на основе полученных результатов модельных исследований в лабораторных условиях с применением эквивалентного грунта. Описана методика определения напряжений, основанная на эмпирических зависимостях. Полученные результаты дают возможность определить основные параметры НДС при совместном взаимодействии перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания в условиях закарстованных территорий, что позволит на этапе предпроектных работ оценить все риски застройки и предусмотреть необходимые решения по инженерной защите. Представлена степенная функция к определению расчетного диаметра карстовой полости, позволяющая проводить вариантные расчеты в зависимости от месторасположения карстовой полости, ее диаметра и угла наклона склона, на котором планируется вести строительство.*

Ключевые слова: *модельные исследования, карст, перекрестно-балочный фундамент, наклонное основание, склон*

ON THE ISSUE OF DETERMINING THE TRANSFORMED DIAGRAM OF NORMAL CONTACT STRESSES DURING THE JOINT INTERACTION OF A CROSS-BEAM FOUNDATION AND AN INCLINED BASE DURING THE SUDDEN FORMATION OF KARST FAILURES

E. V. Zelenin, A. B. Barykin, B. Y. Barykin

V.I. Vernadsky Crimean Federal University, Simferopol, Russia

Annotation. *A method for determining the redistributed normal contact stress diagram for the combined interaction of a cross-beam foundation and an inclined soil base (α=15°, 30°) during the formation of a sudden karst sinkhole is proposed. This method is based on the results of laboratory modeling studies using equivalent soil. A stress determination technique based on empirical relationships is described. The obtained results make it possible to determine the key stress-strain state parameters for the combined interaction of a cross-beam foundation and a sloped foundation in karst areas. This will enable the assessment of all development risks during the pre-design phase and the provision of necessary engineering protection solutions. A power function for determining the estimated diameter of a karst cavity is presented, enabling calculations based on the location of the karst cavity, its diameter, and the slope angle of the planned construction site.*

Keywords: *model studies, karst, cross-beam foundation, inclined base, slope*

Введение

Анализ, планирование, возведение и контроль состояния зданий и конструкций на территориях с карстовыми процессами представляют собой сложные задачи. Из-за непредсказуемости геологических изменений, вызванных карстовыми деформациями, сбор и анализ данных для проектирования требуют больше усилий, чем в обычных условиях. Карстовые процессы относятся к числу наиболее сложных и трудно предсказуемых явлений в геологии и инженерной геологии [5]. По итогам комплексных инженерно-геологических исследований участков под строительство, где есть вероятность карстовых процессов, нужно принимать решение о возможности строительства. Даже если на данный момент активного развития карста не наблюдается, важно учесть риск возникновения провалов в будущем и их возможные размеры. Нужно подобрать такую конструкцию фундамента, которая будет не только экономически выгодной, но и позволит минимизировать последствия возможного разрушения основания. Для этого следует применить геотехнический метод противокарстовой защиты. Затем нужно проанализировать, как появление пустоты под фундаментом может повлиять на его целостность. Важно предотвратить разрушение конструкции в случае увеличения пролётной части балки и изменения распределения контактных давлений под подошвой. В настоящее время на южном берегу Крыма уже застроена большая часть удобных площадок, подходящих для строительства. Это вынуждает инвесторов и застройщиков обращать внимание на территории, которые раньше не рассматривались из-за неблагоприятных экзогенных процессов. Один из таких проблемных процессов в Крыму — карст, занимающий почти три четверти общей площади региона. В южной части гористой местности полуострова пользуется популярностью технология устройства фундаментов без террасирования склона используя перекрестно-балочный фундамент [7]. На сегодняшний день нормативной документации РФ и в зарубежных источниках [1–6, 8–17] отсутствует информация, в которой даны рекомендации к определению действительной работы фундаментов мелкого заложения в условиях наклонных участков с применением технологии принципа отказа от террасирования в условиях закарстованных территорий. В статье предложена методика определения нормальных контактных напряжений под конструкциями фундаментов мелкого заложения, устроенных на наклонных участках в условиях закарстованных территорий, основанная на полученных соотношениях эпюр под фундаментными балками ненарушенного основания и после образования карстовых деформаций.

Основная часть

В данной работе анализируются результаты модельных исследований [18] и полученных эмпирическим методом результатов на основе сравнения

характера взаимодействия перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания до и после образования карстовых деформаций в наклонном массиве. Обычно при строительстве, состав грунта, на котором будет возводиться сооружение, включает в себя несколько разных элементов и не является одинаковым по всей площади. Характеристики этой сложной системы могут значительно различаться в зависимости от местоположения строительной площадки. Сегодня проектировщикам особенно трудно проводить геотехнические расчёты, когда есть вероятность образования карстовых пустот. Это связано с тем, что сложно определить деформации основания и нормальные контактные напряжения в наклонных грунтах.

В данных исследованиях покровная толща моделировалась однослойным грунтом со средневзвешенными показателями грунтовых напластований. Карстующиеся грунты не моделировались, моделировались только сами карстовые деформации с помощью применения разработанного устройства [20], позволяющего моделировать обрушение свода карстовой полости в любой точке грунтового массива в экспериментальной установке (рис. 1).

Перед началом проведения модельных исследований был использован метод математического планирования экспериментов. В ходе работы рассматривались способы воздействия на объект исследования (факторы) с учётом строгих требований к ним и их сочетанию. Матрица планирования представлена в табл. 1.

Применение эквивалентного модельного грунта позволило применить масштабный коэффициент и избежать трудоемкость при организации натурных исследований. Масштабный коэффициент составил 1:20.

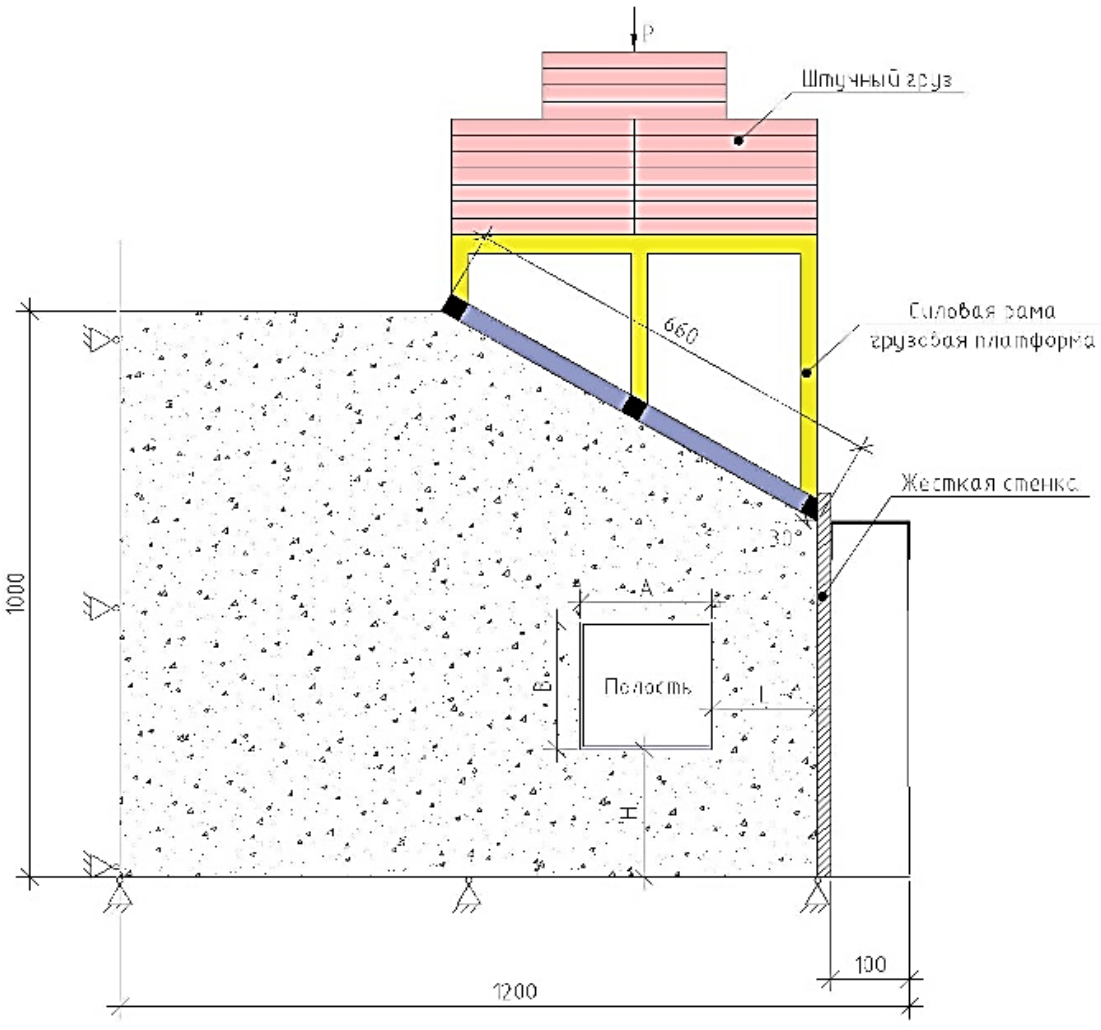
Таблица 1. Матрица планирования в качественных показателях с использованием линейного масштаба (М 1:20)

Номер опыта (расчетный случай)	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4
1	+1	D = 0.1 м	$H_{\text{до центра}} = 3D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 2D_{\min}$	15
2	+1	D = 0.2 м	$H_{\text{до центра}} = 3D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 2D_{\min}$	30
3	+1	D = 0.1 м	$H_{\text{до центра}} = 4D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 2D_{\min}$	30
4	+1	D = 0.2 м	$H_{\text{до центра}} = 4D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 2D_{\min}$	15
5	+1	D= 0.1 м	$H_{\text{до центра}} = 3D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 5D_{\min}$	30
6	+1	D= 0.2 м	$H_{\text{до центра}} = 3D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 5D_{\min}$	15
7	+1	D = 0.1 м	$H_{\text{до центра}} = 4D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 5D_{\min}$	15
8	+1	D = 0.2 м	$H_{\text{до центра}} = 4D_{\min}$	$L_{\text{до центра}} = 5D_{\min}$	30

По полученным результатам проведения модельных испытаний в лабораторных условиях, были выполнены совмещенные схемы, на которых отображается схема карстовых провалов и параметром изменения эпюр нормальных контактных напряжений (рис. 2–9).



а



б

Рис. 1. Ощий вид устройства, моделирующего карстовый провал *(а)* и схема расположения модели карстовой полости в экспериментальной установке *(б)*

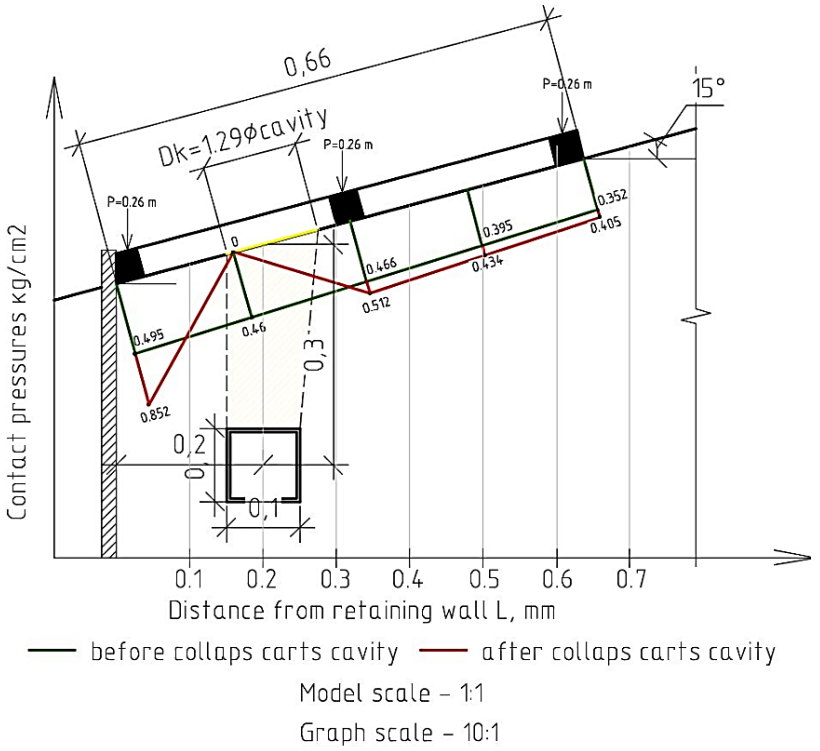


Рис. 2. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 1

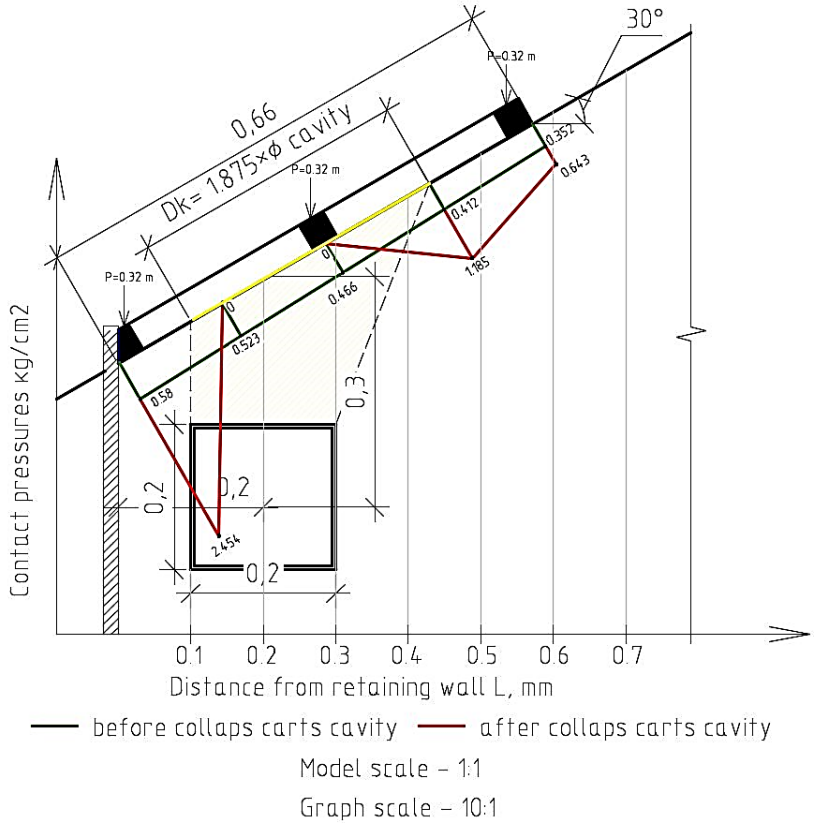


Рис. 3. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 2

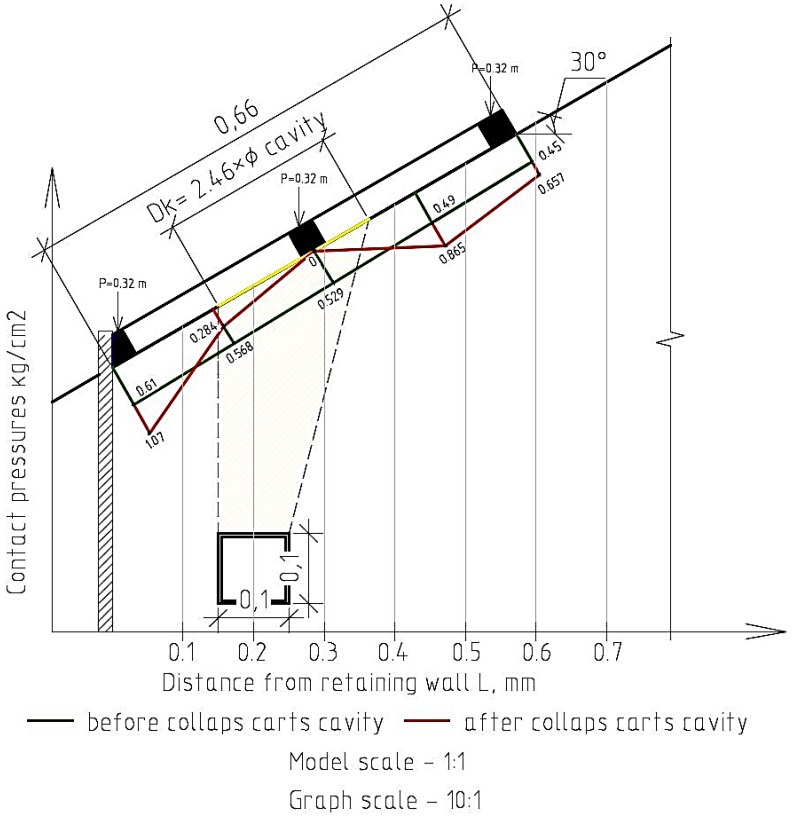


Рис. 4. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 3

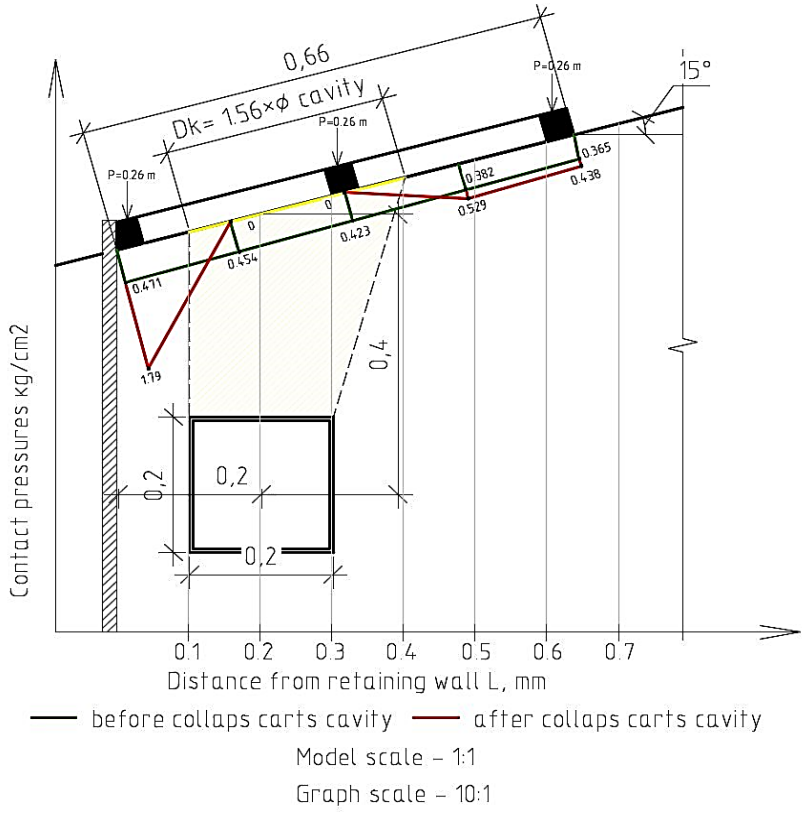


Рис. 5. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 4

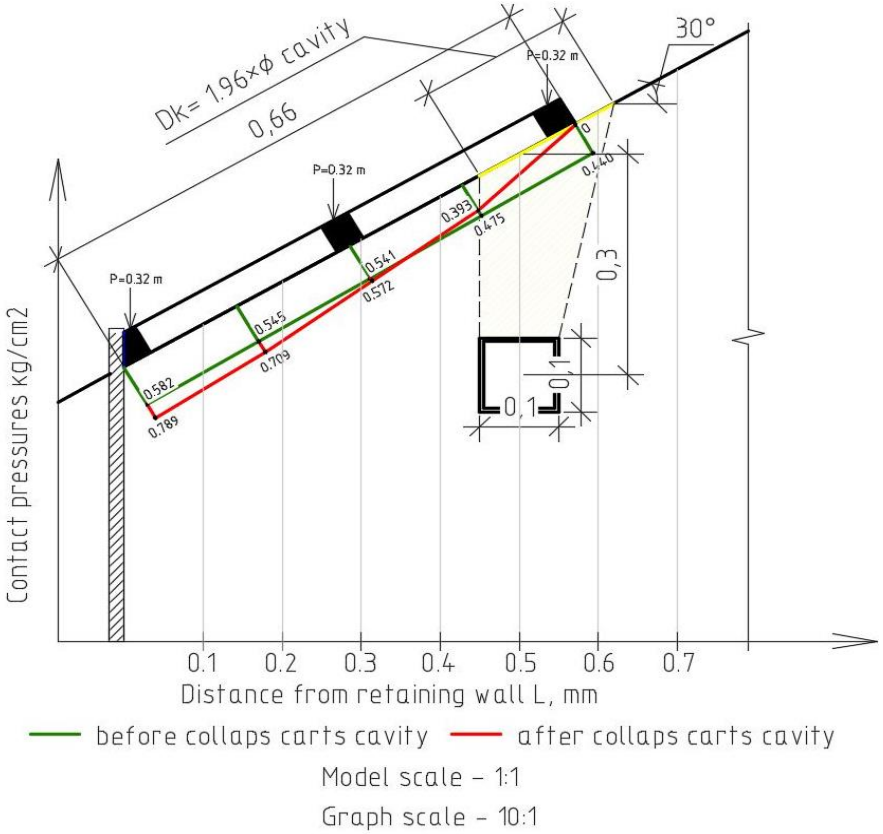


Рис. 6. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 5

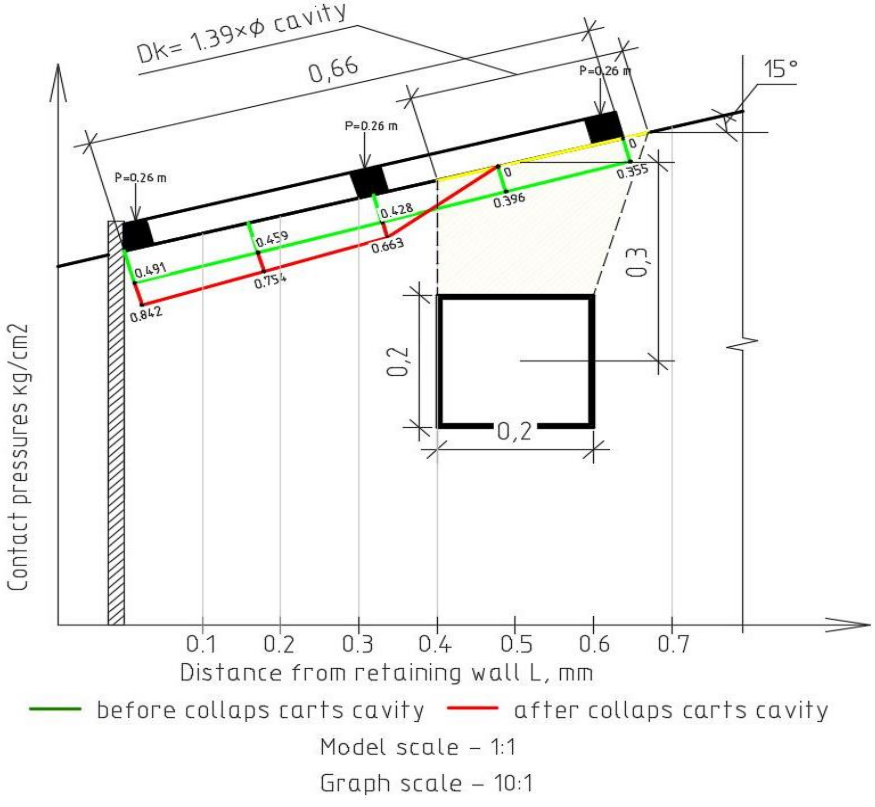


Рис. 7. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 6

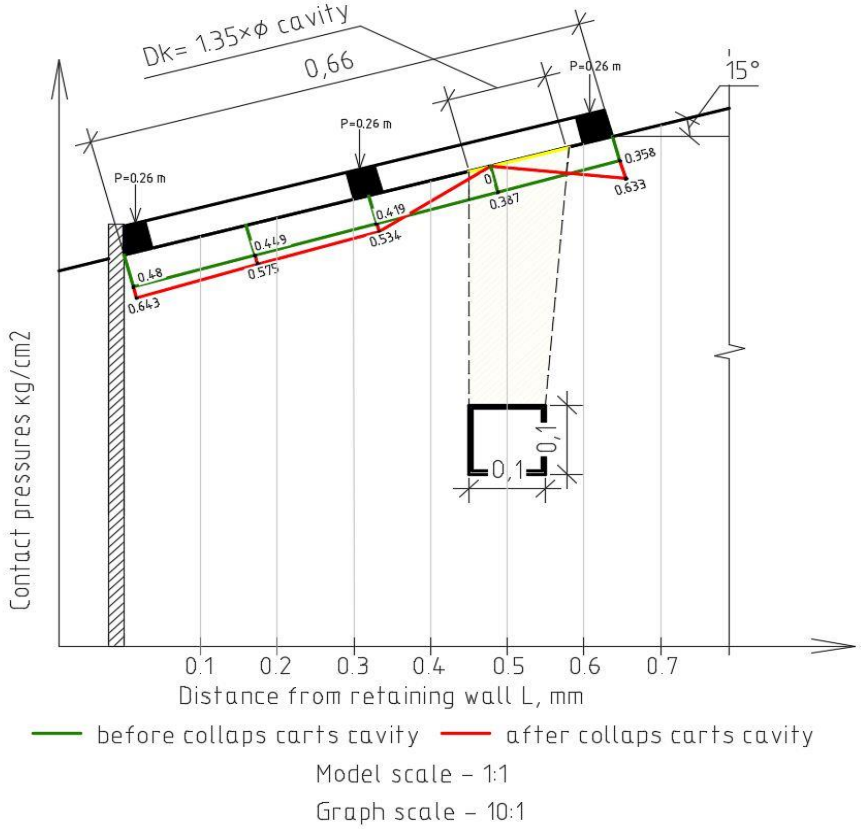


Рис. 8. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте №7

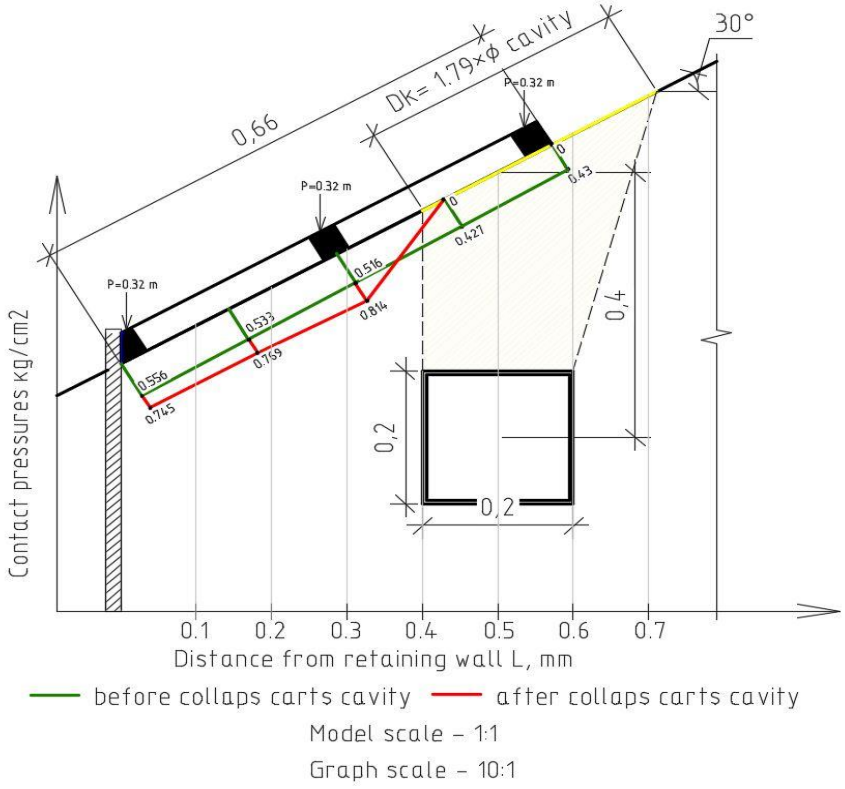


Рис. 9. Совмещенная схема изменения контактных напряжений и карстового провала в опыте № 8

Результаты проведённых модельных исследований позволили установить связь между отношением начального (возможного) диаметра карстовой полости D_0, расстояния от удерживающей стены L, толщины покровной толщи H. С помощью предложенной функции можно определить вероятный диаметр карстового провала в наклонном основании при совместном взаимодействии с перекрестно-балочным фундаментом на этапе предпроектных работ.

$$\mathrm{D}k = D_0 \times (203{,}4(Htg\alpha)^3 - 85{,}821(Htg\alpha)^2 + 9.0455(Htg\alpha) \quad +0{,}464). \quad (1)$$

Величина достоверного приближения составляет R^2 = 0,84.Анализ полученных совмещенных схем изменения контактных напряжений и карстового провала всех восьми опытов позволил провести статистическую обработку результатов, с помощью которой были получены эмпирические коэффициенты к определению количественных параметров контактных напряжений под перекрестно- балочным фундаментом.

Значения трапециевидной эпюры σ_1 и σ_2 определяются по методике, изложенной в работах [19, 20] по формулам:

$$\sigma_1 = 2\sigma^*_{\text{ср}}\,\Delta K; \quad (2)$$

$$\sigma_2 = 2\sigma^*_{\text{ср}}(1 - \Delta K), \quad (3)$$

где ΔK —оэффициент определяющий соотношение граничных коэффициентов жесткости основания на этапах нагружения конструкции;

$$\Delta K = \frac{\frac{2}{3}\sigma^*_{\text{ср}}L^2 b - \sum_{i=1}^{n} G_i \cos\alpha\, x_i}{\frac{1}{3}P^*_{\text{ср}}L^2 b}, \quad (3)$$

где x_i — расстояние от точки приложения усилия G_i до нижней крайней точки фундаментной ленты, м.

Величину среднего давления $\sigma^*_{\text{ср}}$ определяют из уравнения равновесия всех сил, действующих на балку, при проектировании их на местные координатные оси OYα. Тогда

$$\sigma^*_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i}{L\,b}(\cos\alpha + \cos\alpha \sin^2\alpha - \cos^2\alpha \sin\alpha\, f^{\text{б}}_{\text{тр}}). \quad (4)$$

Так как полученные коэффициенты были определены на основании модельных исследований, то применяя их необходимо задаться граничными условиями, которые использовались при физическом моделировании:

1. Диапазон расположения карстовой полости L_R находится в пределах:

$$0{,}6\frac{D_0}{2} \le L_R \le L_b\ . \quad (5)$$

2. Расчет применим для карстовых полостей в диапазоне:

$$3\text{м} \le D_0 \le 6\text{м}. \quad (6)$$

3. Расчетный отрезок продольной ленты принимается как равные два пролета по 6 м.

4. Для построения эпюры нормальных контактных напряжений ординаты рассчитываются в пяти расчетных отрезках продольной ленты перекрестно-балочного фундамента.

В табл. 2 предложены коэффициенты, применение которых позволит сократить трудоемкость расчетов изменения нормальных контактных напряжений на наклонном основании с вероятным образованием карста предложенной в работах [19, 20] на этапе предпроектных работ.

Таблица 2. Расчетные коэффициенты к определению ординат нормальных контактных напряжений после образования карстовых деформаций по типу провал на наклонном основании от 15° до 30°

Диаметр карстовой полости			
3 м		**6 м**	
$К_1$	1,54	$К_1$	2,77
$К_2$	1,16	$К_2$	0,77
$К_3$	0,85	$К_3$	0,78
$К_4$	1,01	$К_4$	1,06
$К_5$	1,1	$К_5$	0,75

Таким образом, применяя представленные в таблице 2 коэффициенты, полученные эмпирическим путем, можно существенно сократить трудоемкость при вычислении эпюры нормальных контактных напряжений в наклонном основании при образовании карстовых деформаций.

Заключение

С помощью статистического анализа данных, полученных опытным путём, удалось вывести полиномиальное уравнение. Оно позволяет рассчитать диаметр карстовой воронки в наклонном основании при взаимодействии с конструкциями перекрёстно-балочного фундамента. Также были предложены коэффициенты для определения перераспределённой эпюры нормальных контактных напряжений под конструкцией перекрёстно-балочного фундамента на наклонном основании в случае карстово-обвальных процессов.

По результатам проведенных исследований предложена упрощенная методика расчета перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании, осложненного карстово-провальными процессами.

Разработаны коэффициенты для расчёта для перекрёстно-балочного фундамента, которые позволяют сократить трудоемкость расчета при определении нормальных контактных напряжений в наклонном грунтовом основании после появления карстового провала. С помощью предложенных коэффициентов можно рассчитать и оценить возможность применения фундаментов мелкого заложения на этапе предпроектных работ.

С помощью математико-статистического анализа данных, полученных опытным путём, удалось вывести степенную функцию, которая позволяет рассчитать диаметр карстовой воронки в наклонном основании при взаимодействии с конструкциями перекрёстно-балочного фундамента.

Список источников

1. Аникеев, А. В. Оценка геологического риска на участке городского строительства / А. В. Аникеев, А. Л.Рагозин, В. Н. Селезнев // Геоэкология. – 2007. – № 6. – С. 547-560.

2. Леоненко, В. М. Определение параметров проектирования противокарстовой защиты в рамках геотехнической системы «карст- сооружение» / В. М. Леоненко, М. В. Леоненко, В. В. Толмачев // Оценка и управление природными рисками: Материалы Всеросс. конф.“Риск–2006”. – М.: Изд-во РУДН, 2006. – С. 315-318.

3. Karst Landscapes in Russia. // Karst management / Ph. E. van Beynen (ed). Springer, 2011. Chapter 4. P. 75–102.

4. Tolmachev V., Leonenko M. Experience in Collapse Risk Assessment of Building on Covered

5. Особенности инженерных изысканий на закарстованных территориях в пределах Крымского п-ова / Г. Н. Амеличев, Б. А. Вахрушев, Г. В. Самохин, С. В. Токарев // Материалы Общероссийской научно-практической конференции «Изучение опасных природных процессов и геотехнический мониторинг при инженерных изысканиях. – Москва, 2023. – С. 72-92.

6. Вахрушев, Б. А. Районирование карста Крымского полуострова / Б. А. Вахрушев // Speleology and Karstology. – 2009. – № 3. – С. 39-46.

7. Барыкин, Б. Ю. Здания и сооружения на сложном рельефе: учебно-методическое пособие к проведению практических занятий, организации самостоятельной работы и выполнению расчетно-графических работ для студентов направления 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения / Б. Ю. Барыкин, А. Б. Барыкин, В. В. Морозов. – Симферополь, Институт «Академия строительства и архитектуры», 2022. – 74 с.

8. Aktürk, Ö., Drumm, E.C., Tutluoğlu, L., Akgün, H. Undrained stability of residual soil in karst // Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst: GeotechnicalSpecial Publ. No. 183 / ASCE, 2008. P. 223–232.

9. Newton, J.G. Development of Sinkholes Resulting From Man’s Activities in the Eastern United States: U.S. Geological Survey Circular 968. Denver, 1986. 128 p.

10. Newton, J.G. Development of Sinkholes Resulting From Man’s Activities in the Eastern United States: U.S. Geological Survey Circular 968. Denver, 1987. 54 p.

11. Waltham, T., Bell, F., Culshau, M. Sinkholes and subsidence. Karst and Cavernous Rocks in Engineering and Construction. Springer Praxis, 2005.

12. Zhou, W., Beck, B.F. Management and mitigation of sinkholes on karst lands: an overview of practical applications // Environmental Geology. 2008. Vol. 55. P. 837–851.

13. Roscoe, K.H. The influence of strains in soil mechanics // Géotechnique. 1970. Vol. 20. P. 129–170.

14. Salvati, R., Tharp, T.M., Capelli, G. Conceptual model for geotechnical evaluation of sinkhole risk in the Latium Region // Geotechnical and Environmental Applications of Karst Geology and Hydrology / B.F. Beck, J.G. Herring (eds). Lisse: Swets & Zeitlinger,2001. P. 163–167.

15. Tharp, T.M. Cover-collapse sinkhole formation and soil plasticity // Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst: Geotechnical Special Publ. No. 122 / ASCE, 2003. P. 110–123.

16. Аникеев, А. В. Провалы и воронки оседания в карстовых районах: механизмы образования, прогноз и оценка риска / А. В. Аникеев. – М.: РУДН, 2017. – 328 с.

17. Саваренский, И. А. Руководство по инженерно-геологическим изысканиям в районах развития карста / И. А. Саваренский, Н. А. Миронов // ПНИИИС Госстроя России. – М., 1995. – 167 с.

18. Результаты экспериментальных исследований взаимодействия моделей перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания при влиянии карстово-обвальных процессов / С. И. Евтушенко, Е. В. Зеленин, Б. Ю. Барыкин, А. Б. Барыкин // Construction and geotechnics. – 2024. – Т.15. – № 3. – С. 26-41.

19. Барыкин, А. Б. Модельные исследования деформаций оснований перекрестно-балочных фундаментов на склонах / А. Б. Барыкин //Строительная механика и расчет сооружений. – 2017. – № 3 (272). – С. 68-75.

20. Зеленин, Е. В. Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания с карстовой полостью: дис. … канд. тех. наук / Е. В. Зеленин. – Москва, 2025. – 137 с.

© Зеленин Е. В., Барыкин А. Б. Барыкин Ю. Б., 2026

УДК 625.731.82
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-280-287

СТАБИЛИЗАЦИЯ ОРГАНО-МИНЕРАЛЬНЫХ ГРУНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ: НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ И СДЕРЖИВАЮЩИЕ ФАКТОРЫ

Б. А. Бондарев[1], А. Е. Борисов[2], А. Н. Канищев[2], А. А. Быкова[2]

[1]Липецкий государственный технический университет, г. Липецк, Россия,
[2] Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж, Россия

Аннотация. *Представлено научно-практическое обоснование стабилизации гумусовых грунтов с неблагоприятными физико-механическими свойствами с применением крупнотоннажных промышленных отходов. Детально охарактеризованы физико-механические и химические свойства гумусовых грунтов, предопределяющие их пониженную несущую способность и ограниченную эффективность традиционного цементирования. Предложена функциональная классификация вторичных ресурсов по их роли в формировании структуры геокомпозитов. Выявлены и проанализированы нормативно-экономические и технологические барьеры, сдерживающие внедрение ресурсосберегающих технологий. Разработана комплексная модель оценки применимости отходов, объединяющая технический, экологический, нормативный и экономический блоки. Особое внимание уделено многокомпонентным рецептурам, нейтрализующим ингибирующее действие органики и обеспечивающим требуемые деформационно-прочностные характеристики укреплённого массива. Показано, что ключевым ограничением внедрения является не техническая непригодность материалов, а нормативная неурегулированность и отсутствие действенных экономических стимулов.*

Ключевые слова: *механика грунтов, органо-минеральные грунты, гумус, укрепление грунтов, вторичные минеральные ресурсы, золошлаковые отходы, нормативные барьеры, геотехническое проектирование*

STABILIZATION OF ORGANO-MINERAL SOILS USING INDUSTRIAL WASTE: SCIENTIFIC AND PRACTICAL ASPECTS AND CONSTRAINING FACTORS

B. A. Bondarev[1], A. E. Borisov[2], A. N. Kanishchev[2], A. A. Bykova[2]

[1]Lipetsk State Technical University, Lipetsk, Russia,
[2]Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia

Annotation. *This article presents a scientific and practical substantiation of the stabilization of humus soils with unfavorable physical and mechanical properties using large-tonnage industrial waste. The physical-mechanical and chemical properties of humus soils that determine their reduced bearing capacity and the limited effectiveness of traditional cementation are characterized in detail. A functional classification of secondary resources according to their role in the formation of the structure of geocomposites is proposed. The regulatory, economic, and technological barriers hindering the implementation of resource-saving technologies are identified and analyzed. A comprehensive model for assessing the applicability of waste has been developed, combining technical, environmental, regulatory, and economic blocks. Particular attention is paid to multicomponent formulations that neutralize the inhibitory effect of organic matter and ensure the required deformation and strength characteristics*

of the reinforced massif. It is shown that the key constraint to implementation is not the technical unsuitability of the materials, but rather the lack of regulatory regulation and effective economic incentives.

Keywords: *soil mechanics, organomineral soils, humus, soil stabilization, secondary mineral resources, ash and slag waste, regulatory barriers, geotechnical design*

Введение

Развитие транспортной инфраструктуры в условиях роста осевых нагрузок и ужесточения экологических требований выдвигает на первый план задачу эффективного использования местных грунтов в качестве оснований дорожных одежд. Значительная часть территории Российской Федерации сложена грунтами, обладающими неблагоприятными строительными свойствами, среди которых особое место занимают органо-минеральные (гумусовые) разности, а также пылеватые суглинки и глины с высокой пластичностью. Такие грунты обладают пониженной прочностью, высокой сжимаемостью, склонностью к набуханию и морозному пучению, что делает их непригодными для непосредственного применения в конструктивных слоях дорог без специальных мероприятий по стабилизации [1, 2, 7].

Одновременно в России накоплены миллиарды тонн техногенных отходов – золошлаковых смесей, металлургических шлаков, фосфогипса, уровень утилизации которых не превышает 15 % – 20 %. Эти материалы обладают скрытым вяжущим потенциалом и способны заменить привозной щебень и портландцемент при укреплении местных, часто обладающих недостаточной несущей способностью, грунтов. Переход к циркулярной экономике в дорожной отрасли, зафиксированный отраслевыми программами до 2030 г., требует переосмысления роли техногенного сырья: из «отхода» оно должно стать стандартизованным строительным материалом [3–5, 11].

Цель настоящей работы – на основе обобщения ранее выполненных исследований представить целостное геотехническое обоснование стабилизации органо-минеральных грунтов с неблагоприятными свойствами с применением вторичных ресурсов. Для этого детально анализируются физико-механические характеристики грунтового массива, формулируются принципы выбора стабилизирующих добавок, разрабатывается модель комплексной оценки эффективности и предлагаются конкретные рецептурно-технологические решения.

Характеристика грунтов

С позиций механики грунтов наибольшие сложности при строительстве дорог вызывают грунты, в составе которых доминируют пылеватые и глинистые фракции, а также присутствует органическое вещество. Особую группу образуют органо-минеральные (гумусовые) грунты, содержащие от 3 % до 15 % и более гумуса. Их физическое состояние и поведение под нагрузкой кардинально отличаются от минеральных аналогов.

Гумусовые кислоты, присутствующие в составе органики, оказывают ингибирующее действие на процессы гидратации портландцемента: они связывают ионы кальция, препятствуя формированию гидросиликатной матрицы. В результате цементные составы либо вовсе не набирают проектную прочность, либо демонстрируют резкое её падение после циклического увлажнения–высушивания. Кроме того, гумусовые грунты характеризуются [7]:

- высокой пластичностью (число пластичности I_p нередко превышает 15–20);
- значительным водопоглощением (коэффициент водонасыщения достигает 0,9–1,0);
- выраженной склонностью к набуханию при увлажнении и усадке при высыхании;
- пониженными значениями сцепления и угла внутреннего трения в нарушенном состоянии.

Вследствие этого расчётные модули деформации таких грунтов редко превышают 5–10 МПа, что существенно ниже требуемых значений для оснований дорожных одежд. Согласно действующим нормативным документам, гумусовые грунты с содержанием органики более 3 % не допускается использовать в основаниях без предварительной стабилизации [6, 7].

Наряду с гумусовыми разностями, сложности создают *пылеватые суглинки и глины*, обладающие высокой морозоопасностью и низкой водопроницаемостью. Для них главными задачами стабилизации выступают снижение пучинистости, повышение прочности на сдвиг и обеспечение дренирующих свойств.

Учитывая разнообразие грунтовых условий, универсальных решений не существует. Выбор стабилизирующей добавки должен опираться на детальный лабораторный анализ исходного грунта, включающий определение гранулометрического состава, содержания гумуса, pH, пластичности и прочностных характеристик. Только на этой основе возможен целенаправленный подбор компонентов, способных компенсировать природные дефициты грунта.

Геотехническая классификация вторичных ресурсов

С позиции механики грунтов принципиальное значение имеет не происхождение отхода, а та роль, которую он играет в формировании структуры укреплённого грунта. На основании анализа химико-минералогического состава и механизма твердения предложена функциональная классификация, разделяющая все техногенные материалы на три категории [9–13]:

- *Активные (вяжущие) компоненты.* К ним относятся золы-уноса ТЭС с высоким содержанием оксида кальция, гранулированные доменные шлаки, активированный фосфополугидрат. Их главная функция — образование цементирующей матрицы за счёт пуццолановых, гидравлических или

сульфатно-шлаковых реакций, что напрямую определяет рост прочности и водостойкости.

• *Заполнители (инертные и слабоактивные).* Шлаковый щебень, дроблёный бетонный лом, отсевы горного производства, инертная часть золошлаков. Они формируют жёсткий скелет материала, повышают модуль деформации и снижают усадочные деформации.

• *Модификаторы и активаторы.* В эту группу входят сульфатсодержащие отходы в малых дозах (фосфогипс, фторгипс), щелочные шламы, нефтешламы, лигнин, полимерные дисперсии. Они регулируют скорость схватывания, придают гидрофобность, пластичность, морозостойкость, а в случае волокнистых материалов — выполняют микроармирующую функцию.

Такая классификация позволяет целенаправленно конструировать геокомпозиты под конкретные грунтовые условия и проектные требования, переводя проектирование из эмпирической плоскости в область управляемого структурообразования.

Системные барьеры внедрения технологий

Несмотря на многолетний положительный опыт (включая практику ЕС и США) [8–10], в России применение ВМР при укреплении грунтов остаётся не значительным. Анализ показал наличие трёх взаимосвязанных групп препятствий, образующих самоподдерживающийся «замкнутый круг»:

• Технологические риски: нестабильность состава от партии к партии, отсутствие долгосрочных данных о поведении укреплённых массивов в цикле замораживания-оттаивания, слабая стандартизация подготовки материала.

• Нормативная неопределённость*:* статус «отхода» существенно усложняет согласование проектной документации; федеральные технические регламенты, приравнивающие подготовленные ВМР к строительным материалам, практически отсутствуют, а имеющиеся ГОСТы не носят обязательного характера. Межведомственная разобщённость между регуляторами обращения с отходами и строительного комплекса усугубляет ситуацию.

• Экономические препятствия*:* низкая плата за размещение отходов для их производителей не стимулирует вложения в переработку; для дорожника транзакционные издержки (испытания, логистика, оформление разрешений) делают традиционный щебень и цемент зачастую более предсказуемым и дешёвым решением.

Эти группы барьеров усиливают друг друга: технологическая неоднородность требует сложных испытаний, что увеличивает нормативные издержки, а отсутствие ясных правил и гарантий блокирует экономическую мотивацию. Разорвать этот круг можно только синхронными мерами по всем трём направлениям.

Методика комплексной оценки и алгоритм принятия решений

Для преодоления информационной неопределённости предложена четырёхступенчатая модель, позволяющая на этапе эскизного проектирования объективно оценить целесообразность использования конкретного вида отхода в конкретном грунтовом основании [11–16]:

1. *Техническая оценка.* Лабораторное определение химической активности, оптимальной дозировки, прогнозируемых прочности на сжатие, водонепроницаемости и морозостойкости. Критерий — соответствие нормируемым показателям для рабочего слоя земляного полотна или основания дорожной одежды.

2. *Экологическая экспертиза.* Подтверждение радиационной и токсикологической безопасности, оценка миграции тяжёлых металлов и углеродного следа относительно традиционного цементного аналога.

3. *Анализ нормативного поля.* Возможность разработки технических условий (ТУ/СТО), допустимость внесения изменений в проектную документацию, наличие прецедентов согласования.

4. *Экономический расчёт.* Сопоставление полной стоимости устройства 1 м² укреплённого слоя с использованием ВМР и базового варианта (щебень + цемент) с учётом логистики, подготовки отхода и эффекта от сокращения платы за его размещение.

При отрицательном результате на любой ступени возможна коррекция рецептуры или возврат к другому материалу. Модель апробирована на примере золы-уноса типа II: техническая пригодность высока, экологический риск управляем при входном контроле, нормативная обеспеченность — критически низкая, а экономическая эффективность становится положительной только при одновременном учёте утилизационных платежей и близости источника золы к объекту.

Геотехнические решения для органо-минеральных грунтов

Детальное рассмотрение гумусовых грунтов показывает, что первоочередной задачей является нейтрализация негативного влияния органики. Установлено, что при содержании гумуса более 6 % традиционное цементирование становится практически неэффективным. Решением служит трёхстадийная технология, включающая химическую нейтрализацию, формирование минерального каркаса и гидрофобизацию [7].

Химическая нейтрализация. Предварительное введение гашёной извести (2 % – 4 % от массы сухого грунта) с обязательной выдержкой 24–48 ч. Известь переводит активные органические соединения в нерастворимые гуматы кальция, повышает pH среды и активирует последующие пуццолановые реакции.

Формирование минерального каркаса. На втором этапе вводится комплексное вяжущее: цемент (4 % – 6 %) в сочетании с золой-уноса (8 % – 12 %) и/или молотым гранулированным доменным шлаком (5 % – 10 %). Такая комбинация обеспечивает прочность на сжатие через 28 суток не менее 3–5 МПа и трещиностойкость.

Гидрофобизация и армирование. Для снижения водонасыщения и повышения морозостойкости в смесь дополнительно вводят битумные эмульсии (3 % – 5 %) или акриловые полимерные дисперсии (1 % – 3 %). Для микроармирования могут применяться полипропиленовые волокна (0,1 % – 0,3 %) либо обработанные известью древесные опилки, выполняющие роль демпфирующих включений и одновременно снижающие усадочные деформации.

В табл. 1 сведены примеры экономичных рецептур, ориентированных на конкретные свойства исходного грунта и региональную доступность отходов. Снижение прямых затрат по сравнению с традиционными цементно-песчаными смесями достигает 20 % – 50 % [5–13].

Таблица 1. Рекомендуемые составы для стабилизации гумусовых грунтов

№	Состав (доля от массы сухого грунта)	Примечание
1	Цемент 5 %, зола-уноса 10 %, известь 3 %, песок 12 %	Замена 30 % – 40 % цемента золой, пригодна для гумуса до 6 %
2	Доменный шлак 12 %, известь 4 %, песок 10 %	Бесцементное вяжущее, высокая сульфатостойкость
3	Цемент 6 %, опилки (известкованные) 6 %, песок 15 %	Армирующий эффект, снижение усадочных деформаций
4	Глина местная 20 %, битумная эмульсия 5 %, щебёночная крошка 25 %, известь 2 %	Для грунтов с низкой несущей способностью; гидрофобная защита

Независимо от выбранной рецептуры обязательным является предварительный лабораторный анализ грунта: содержание гумуса, гранулометрический состав, число пластичности, pH и прочностные характеристики. Механическая модель такого геокомпозита может рассматриваться как трёхфазная среда: минеральный скелет, эластичная связующая матрица и закрытая пористость. Подобный подход позволяет прогнозировать деформационное поведение укреплённого массива и обоснованно назначать толщину конструктивного слоя.

Экономическая и экологическая результативность

Расчётные оценки демонстрируют, что при налаженной логистике замещение привозного щебня и части цемента техногенными материалами способно сократить стоимость устройства 1 км двухполосной дороги на

20 % –60 %. Например, применение золы-уноса в основании позволяет исключить до 40 % цемента, одновременно утилизируя 10–15 тыс. т отхода на каждый километр. С экологической точки зрения, помимо ликвидации пылящих золоотвалов, снижается эмиссия CO_2 (в среднем на 0,6–0,8 т на каждую замещённую тонну цемента) и сохраняются природные ландшафты, выводимые из-под карьеров.

Заключение

Таким образом, ключевым звеном в решении геотехнических задач дорожного строительства является всесторонний учёт свойств грунтов с неблагоприятными характеристиками, прежде всего — степени их гумусированности, пластичности и проницаемости. Предложенная функциональная классификация вторичных ресурсов и комплексная модель оценки позволяют обоснованно выбирать компоненты для стабилизирующих смесей, адаптируя рецептуру под конкретные грунтовые условия. Многокомпонентные составы, включающие известь для нейтрализации органики, пуццолановые или гидравлические вяжущие для формирования каркаса и модификаторы для гидрофобизации, обеспечивают требуемые деформационно-прочностные характеристики и долговечность укреплённого слоя. Однако практическая реализация этих решений сдерживается не техническим несовершенством, а отсутствием синхронизированной нормативно-экономической среды. Для преодоления разрыва необходимы введение федеральных технических регламентов на подготовленные ВМР, обязательность их применения при бюджетном финансировании, экономическое стимулирование генераторов отходов и создание банка типовых геотехнических решений. Только при этих условиях колоссальный потенциал техногенного сырья может быть конвертирован в безопасную и долговечную транспортную инфраструктуру.

Список источников

1. Федеральная служба государственной статистики [Электронный ресурс] : офиц. сайт. – URL: https://www.fedstat.ru/indicators/search?searchText =отходы+ производства+и+ потребления (дата обращения: 02.12.2025).

2. Пичугин, Е. А. Аналитический обзор накопленного в Российской Федерации опыта вовлечения в хозяйственный оборот золошлаковых отходов теплоэлектростанций / Е. А. Пичугин // Проблемы региональной экологии. – 2019. – № 4. – С. 77-87.

3. Марьев, В. А. Использование вторичных материальных ресурсов при строительстве и ремонте автомобильных дорог – важный резерв ресурсосбережения / В. А. Марьев, А. В. Руденский // Дороги и мосты. – 2017. – № 1 (37). – С. 11-24.

4. Применение вторичных ресурсов, вторичного сырья из отходов в сфере строительства и жилищно-коммунального хозяйства на 2022–2030 годы: паспорт отраслевой программы / Утв. Правительством Российской Федерации 10 октября 2022 г. № 11795п-П11. – Москва, 2022. – 48 с.

5. Слободчикова, Н. А. Использование отходов промышленности для получения вяжущих в дорожной отрасли / Н. А. Слободчикова // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2015. – № 1 (12). – С. 116-120.

6. Кочетков, А. В. Применение фосфогипса для строительства монолитных слоев дорожной одежды / А. В. Кочетков, Л. В. Янковский // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. – 2017. – № 4. – С. 91-102.

7. Бондарев, Б. А. Комплексная стабилизация гумусовых грунтов для дорожного строительства: эффективные составы на основе отходов промышленности / Б. А. Бондарев, А. Е. Борисов, А. Н. Канищев // Научный журнал строительства и архитектуры. – 2025. – Выпуск № 4 (80). – С. 82-90.

8. Золотова, Е. С. Исследования почвенно-растительного покрова в зоне влияния шлаковых отвалов чёрной металлургии / Е. С. Золотова // Известия УГГУ. – 2024. – Вып. 1(73). – С. 97-105.

9. Пухов, С. А. Вовлечение в хозяйственный оборот золошлаковых отходов тепловых электростанций в интересах эколого-ориентированного развития экономики / С. А. Пухов, С. П. Киселева // Отходы и ресурсы. – 2020. – № 4. – URL: https://resources.today/PDF/10ECOR420. pdf (дата обращения: 01.02.2026).

10. Проблемы и перспективы утилизации золошлаковых отходов ТЭЦ. Часть 1 / Г. С. Подгородецкий, В. Б. Горбунов, Е. А. Агапов [и др.] // Известия высших учебных заведений. Черная металлургия. – 2018. – Т. 61. – № 6. – С. 439-446.

11. Системный анализ причин недостаточного применения вторичных ресурсов в дорожном строительстве / Т. К. Акчурин, Б. А. Бондарев, А. Н. Канищев [и др.] // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2026. – № 1(102). – С. 125-133. – DOI 10.35211/18154360_2026_1_125. – EDN OTIPFI.

12. Пашкевич, М. А. Современные тенденции управления отходами доменного производства / М. А. Пашкевич, Ю. А. Куликова // Вестник евразийской науки. – 2022. – Т. 14. – № 6. – URL: https://esj.today/PDF/30NZVN622.pdf.

13. Траутваин, А. И. Разработка различных видов цементов для устройства конструктивных слоёв дорожной одежды на основе асфальтогранулобетонных смесей / А. И. Траутваин, Д. Г. Тимофеев // Вестник БГТУ им. В. Г. Шухова. – 2023. – № 4. – С. 34-45.

14. Wong, K. C., & Wang, J. Sustainable Urban Construction: The Role of Waste Management. Urban Planning International, 34(3), 37-44, 2019.

15. European Commission. Construction and Demolition Waste: Challenges and Opportunities. Retrieved from, 2020. https://ec.europa.eu.

16. Soutsos M., Domone P. Construction Materials: Their Nature and Behaviour. 5th ed. London: CRC Press, 2018. 768 p.

© Бондарев Б. А., Борисов А. Е., Канищев А. Н., Быкова А. А., 2026

УДК 624.131.41
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-288-293

ПРОЧНОСТЬ ИСКУССТВЕННЫХ ГРУНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ВЛАЖНОСТИ

И. В. Королева, А. А. Балабанова, Р. Р. Гильванова
Казанский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Казань, Россия

Аннотация. *Представлены результаты лабораторных исследований поведения искусственно приготовленных образцов песчаных грунтов в приборе одноплоскостного среза. Грунтовые образцы имели различное значение влажности: от воздушно-сухого состояния до 15 %, при этом плотность скелета грунта была одинаковой. По результатам испытаний на одноплоскостной срез определены прочностные характеристики искусственных песчаных грунтов. Выявлено, что величина влажности влияет на разрушение образцов. Полученные результаты лабораторных исследований могут быть использованы при проектировании песчаных подушек.*

Ключевые слова: *испытания, песок, прочность, насыпная плотность, влажность, искусственный грунт*

STRENGTH OF ARTIFICIAL SOILS AT DIFFERENT HUMIDITY LEVELS

I. V. Koroleva, A. A. Balabanova, R. R. Gilvanova
Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russia

Annotation. *The laboratory studies results of the behavior of artificially prepared sandy soil samples in a single-plane shear tester are presented. The soil samples had varying moisture contents, ranging from air-dry to 15%, while the soil skeletal density was identical. The strength properties of the artificial sandy soils were determined using single-plane shear tests. It was found that moisture content influences sample failure. The obtained laboratory results can be used in the design of sand cushions.*

Keywords: *testing, sand, strength, bulk density, moisture, artificial soil*

Введение

Безопасность зданий и сооружений во многом зависит от надежности грунтовых оснований их фундаментов [1, 2]. Согласно действующей нормативной документации грунты оснований могут быть ненарушенной и нарушенной структуры, при этом последнее может происходить в результате техногенных воздействий или как результат создания искусственного массива в виде насыпи, грунтовой подушки [3, 4] и т. д. Устройство искусственных оснований из грунтов нарушенной структуры выполняют на основании проектной документации, а основным параметрами для контроля качества устроенного объема является значение плотности, которое обеспечивает равномерное распределение нагрузок [5, 6] и создание дренирующего слоя [7]. В качестве основного материала применяется песок крупный и средней крупности [8, 9].

Исследование механических свойств искусственных грунтов лабораторных условиях при различных значениях влажности является важной задачей в современном фундаментостроении.

В научном центре КГАСУ «Основы» были проведены исследования механических параметров песчаного грунта насыпной плотности от влажности.

Целью данного исследования является анализ влияния содержания воды в искусственном песчаном грунте на прочность в приборе одноплоскостного среза.

Задачи исследования:

– создание цилиндрических образцов из песка с одинаковым значением насыпной плотности, но разной влажности;

– проведение испытаний в приборе одноплоскостного среза;

– выявление зависимостей между содержанием воды в образце и параметрами прочности грунта.

Основная часть

Согласно разработанной программе испытаний проведено в условиях одноплоскостного среза исследование прочности искусственно приготовленных образцов песчаных грунтов с несколькими значениями процентного содержания воды в образце. Песчаный грунт высушивался в печи и послойно отсыпался в лоток через сито с определенной высоты, чем достигалось одинаковое значение плотности грунта в сухом состоянии ρ_d=1,4 г/см^3. Каждый отсыпанный слой увлажнялся заданным в программе экспериментальных исследований объемом воды путем ее распыления. Увеличение влажности моделировало возможное замачивание насыпного слоя грунтового основания атмосферными, талыми или техногенными водами. За начальное значение влажности было принято воздушно-сухое состояние грунта, приравненное условно к W = 0 %, также были созданы грунты с влажностью W = 5 %, W = 10 % и W = 15 %. После послойного формирования модели искусственного песчаного массива методом режущих колец из него отбирались пробы грунта для контроля плотности, оценивалось значение влажности и вырезались образцы для проведения сдвиговых испытаний. Полученные параметры искусственного грунта в каждой серии экспериментов приведены в табл. 1.

Таблица 1. Параметры искусственного песчаного грунта

	Плотность в сухом состоянии, ρ_d, г/см^3	Плотность, ρ, г/см^3	Влажность, W, %
Серия 1	1,4	1,40	0
Серия 2	1,4	1,46	5
Серия 3	1,4	1,55	10
Строка 4	1,4	1,62	15

Исследования проведены на приборе одноплоскостного среза, входящего в состав полевой лаборатории Литвинова ПЛЛ, предназначенной для ускоренных исследований строительных свойств однородных грунтов в непосредственной близости от места отбора. Использование указанного оборудования позволит применять полученные в работе авторов данные при решении практических задач.

Для удобства проведения анализа результаты исследований оформлены в виде диаграммы (рис. 1).

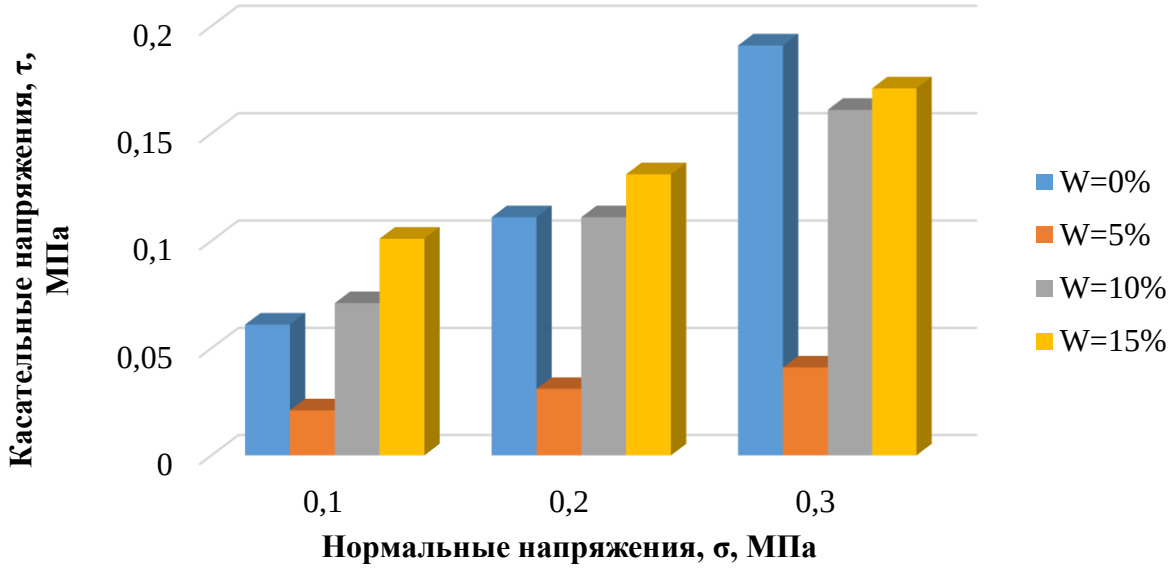


Рис. 1. Величины касательных напряжений τ от значений нормальных напряжений σ

Песчаный образец в воздушно сухом состоянии был принят за эталонный, так как график его испытаний полностью совпадает с «теоретическим» для сыпучего грунта. Следует отметить, что именно он имел большую сдвиговую прочность при σ = 300 кПа, реализованную за счет сил трения между твердыми частицами. Меньшая прочность на сдвиг при всех значениях нормальных напряжений σ оказалась грунта с влажностью W = 5 %, что возможно объяснить значительным уменьшением трения между песчинками при начальном значении плотности вследствие действия воды как «смазки». Образцы с влажностью W = 10 % и W = 15 % оказались при σ = 100 кПа прочнее эталонного образца на 16 % и 65 % соответственно, а при загружении до уровня σ = 300 кПа они оказались менее прочными на 15 % и 11 % соответственно.

С целью определения угла внутреннего трения и удельного сцепления искусственного песчаного грунта построена сводная графическая зависимость касательных напряжений τ от нормальных напряжений σ (рис. 2).

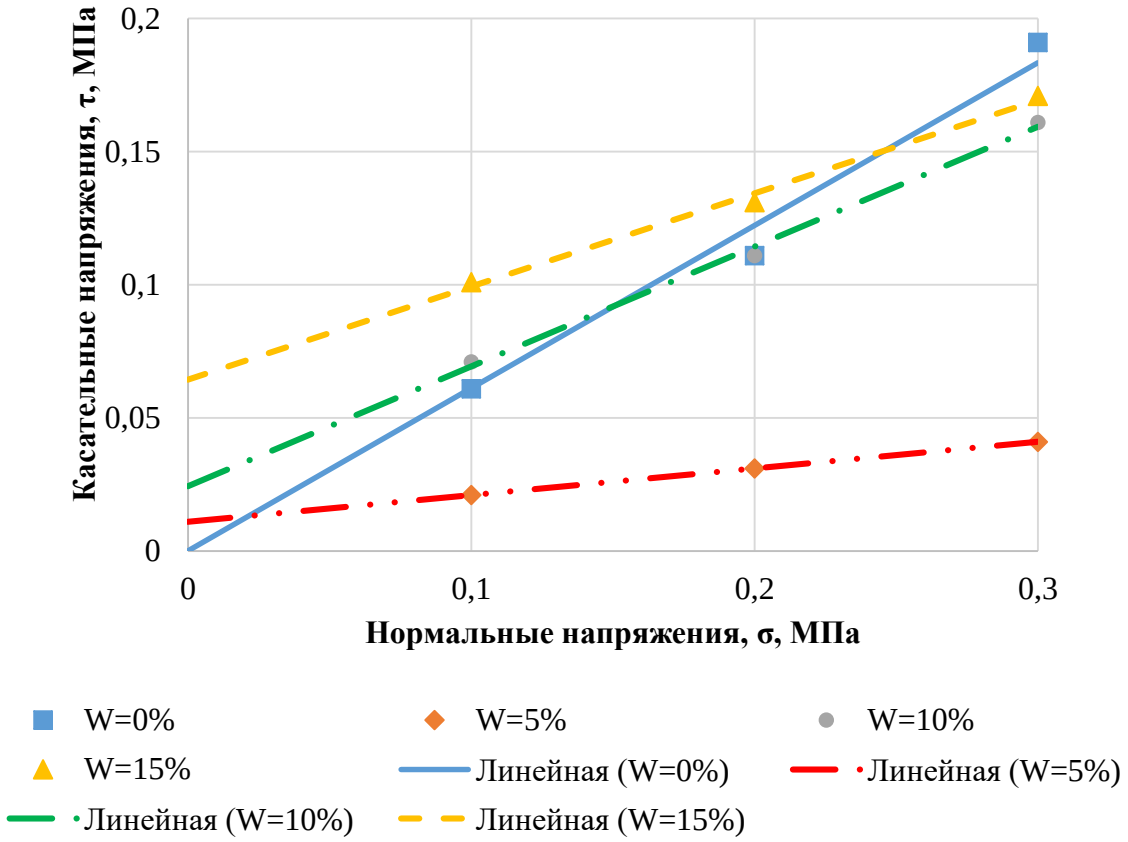


Рис. 2. График зависимости величины сдвиговых (касательных) напряжений τ от нормальных напряжений σ

Отсутствие влаги в образцах первой серии (воздушно-сухое состояние W = 0 %) показало отсутствие сцепления между твердыми частицами искусственного песчаного грунта, при этом угол внутреннего трения грунта составил φ = 31º. Увеличение влажности до W = 5 % привело к «появлению» удельного сцепления С = 11,5 кПа и снижению угла внутреннего трения до φ = 6º. Этот факт можно объяснить тем, что вода увлажнила пылеватые частицы, включающие в себя глины, которые увеличились в объеме и оказали влияние на перемещение твердых частиц искусственного песка при сдвиге на начальном этапе нагружения до σ = 100 кПа, но выступили в роли «смазки» при высоких значениях внешней нагрузки. В третьей серии экспериментов влажность искусственного грунта составила W = 10 %, что увеличило удельное сцепление до С = 23,3 кПа и угол внутреннего трения до φ = 24º. При влажности W = 15 % зафиксировано уменьшение угла внутреннего трения до φ = 19º и увеличение удельного сцепления до С = 61,5 кПа. Последнее экспериментально полученное значение сцепления кажется завышенным, но оно показывает увеличившуюся роль воды и как увлажняющей среды для глинистых частиц и как смазки.

Удельное сцепление песка при замачивании возникает благодаря нескольким физическим и химическим процессам, связанным с взаимодействием частиц и воды:

1) при увлажнении песка между зёрнами образуются тонкие водяные перемычки (мениски), которые стягивают частицы друг к другу за счёт сил поверхностного натяжения, что создаёт временное сцепление, исчезающее при высыхании;

2) глинистые частицы в виде примеси заполняют поры при замачивании увеличивая число контактов между песчинками;

3) тонкая пленка свободной воды выполняет роль смазки, уменьшая силы трения.

Следует отметить, что удельное сцепление песка — это не постоянное свойство материала, а расчётный параметр, который зависит от множества факторов и может меняться в зависимости от условий.

Заключение

Проведенные лабораторные исследования искусственно приготовленных песчаных грунтов позволили выявить влияние влажности на изменение прочностных параметров образцов. Полученные результаты могут быть использованы при проектировании песчаных подушек и насыпных оснований фундаментов зданий и сооружений, а также в качестве одного из векторов для дальнейших исследований.

Благодарности: *работа выполнена за счет гранта, предоставленного Академией наук Республики Татарстан образовательным организациям высшего образования, научным и иным организациям на поддержку планов развития кадрового потенциала в части стимулирования их научных и научно-педагогических работников к защите докторских диссертаций и выполнению научно-исследовательских работ.*

Список источников

1. Lunev, A.A., Katsarskii R.S. Influence of Water Content and Degree of Compaction on the Mechanical Properties of Soils of Various Geneses // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2022. Vol.59. P. 417–421.

2. Абакумова, Н. В. Инженерно-геологические особенности насыпных грунтов территории города Москвы: автореф. дис. … канд. геолого-минералог. наук / Н. В. Абакумова. – Москва, 2024. – 22 с.

3. Абелев, М. Ю. Об эффективности устройства уплотненной песчаной подушки М. Ю. Абелев, Р. Р. Бахронов, З. У. Джангидзе // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 4. – С. 55-58.

4. Аимбетов, И. К. Оценка возможности использования барханных песков в качестве фундаментных подушек / И. К.Аимбетов, С. Т. Каипов // Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации : электрон. сб. ст. VI междунар. науч. конф., Новополоцк, 30-31 окт. 2024 г.; Полоц. гос. ун-т им. Евфросинии Полоцкой; Редкол.: Д. Н. Лазовский (председ.) [и др.]. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т им. Евфросинии Полоцкой, 2025. – С. 80-85.

5. Сазонова, С. А. Получение эмпирической градуировочной зависимости для экспресс-оценки качества выполнения грунтовых конструкций / С. А. Сазонова, Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14. – № 3. – С. 70-79. DOI: http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2023.3.07.

6. Validation of a new gamma ray soil bulk density sensor / G. Staats, K. Teuling, R. Koomans, K.H.J. Pepers // Eur J Soil Sci. – 2024. – 75:e13542. DOI: http://dx.doi.org/10.1111/ejss.13542.

7. Comparative assessment of soil bulk density measurements using core metal ring and power probe methods in acidic soils of Colombian pasturelands / L. Rodriguez, M. Bastidas, M. Da Silva, J. Arias, J.M. Martín-López, N. Matiz-Rubio, S. Loaiza, I. Rao, J. Arango and C. Costa Junior // Front. Soil Sci. – 2025. – 5:1527807. DOI: http://dx.doi.org/10.3389/fsoil.2025.1527807.

8. Носков, И. В. Прочность и деформируемость двухслойного основания – композит из песчаной подушки и лессового грунта / И. В.Носков, Ю. А. Гатилов, М. А. Осипова // Ползуновский вестник. – 2013. – № 4-1. – С. 18-22.

9. Швецов, Г. И. Экспериментально-теоретические исследования двухслойного основания из песчаной подушки и лессовидного грунта / Г. И. Швецов, И. В. Носков. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. - № 6. – С. 28-31.

© Королева И. В., Балабанова А. А., Гильванова Р. Р., 2026

УДК 624.154.1
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-294-298

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПЛИТНО-СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАГРУЗКИ

В. М. Дереховский

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ)
имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Представлены результаты экспериментальных исследований работы плитно-свайного фундамента при действии внецентренной нагрузки. Исследование является продолжением работ, посвященных изучению взаимодействия свай в составе свайного поля и оптимизации параметров плитно-свайных фундаментов. Выполнена серия лабораторных испытаний одиночных модельных свай различной длины и диаметра с последующим анализом их деформативности и несущей способности. На основании экспериментальных данных разработана программа дальнейших исследований плитно-свайного фундамента при внецентренном приложении нагрузки. Установлено влияние длины свай на характер развития осадок и перераспределение усилий в основании. Полученные результаты могут быть использованы при проектировании плитно-свайных фундаментов высотных зданий, работающих в условиях действия изгибающих моментов и горизонтальных нагрузок.*

Ключевые слова: *плитно-свайной фундамент, свайное поле, внецентренная нагрузка, экспериментальные исследования, осадка свай, взаимодействие свай, несущая способность, моделирование*

INVESTIGATION OF PILED RAFT FOUNDATION BEHAVIOR UNDER ECCENTRIC LOADING

V. M. Derekhovskii

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *The paper presents the results of experimental studies of piled raft foundation behavior under eccentric loading. The study continues previous research devoted to the interaction of piles within pile groups and optimization of piled raft foundation parameters. A series of laboratory tests of single model piles with different lengths and diameters was carried out. The obtained experimental results were used for the development of a further research program devoted to piled raft foundations under eccentric loading. The influence of pile length on settlement development and redistribution of forces within the soil foundation was established. The obtained results may be applied in the design of piled raft foundations for high-rise buildings subjected to bending moments and lateral loads.*

Keywords: *piled raft foundation, eccentric loading, pile group, settlement, bearing capacity, experimental research, modeling*

Введение

Плитно-свайные фундаменты широко применяются при строительстве многоэтажных и высотных зданий благодаря высокой надежности и способности воспринимать значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки [1, 2]. Особую актуальность при проектировании подобных фундаментов приобретает учет неравномерного распределения усилий в сваях, возникающего при действии внецентренных нагрузок [3].

В реальных условиях эксплуатации зданий нагрузки на фундамент редко являются строго центральными. Воздействие ветровых нагрузок, эксцентриситет расположения несущих конструкций, неравномерная жесткость каркаса и асимметрия эксплуатационных нагрузок приводят к возникновению изгибающих моментов и кренов фундаментной системы. В результате происходит перераспределение усилий между сваями, что оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние основания [4].

Ранее авторами были выполнены исследования, посвященные повышению эффективности использования несущей способности свай и оптимизации свайных полей плитно-свайных фундаментов [2]. Было установлено, что рациональный подбор длины и расположения свай позволяет существенно снизить неравномерность осадок и повысить эффективность работы свайного поля.

Настоящая работа является продолжением указанных исследований и посвящена постановке и предварительному экспериментальному изучению работы плитно-свайного фундамента при действии внецентренной нагрузки.

Основная часть

Целью работы является экспериментальное исследование влияния внецентренного нагружения на работу плитно-свайного фундамента.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

– проведение испытаний одиночных свай различной длины;

– определение зависимости «нагрузка–осадка»;

– анализ влияния длины свай на несущую способность;

– определение рациональных параметров свайного поля;

– подготовка экспериментальной базы для исследования плитно-свайного фундамента при действии изгибающего момента;

– разработка расчетной схемы численного моделирования.

Материалы и методы исследования:

Экспериментальная установка. Экспериментальные исследования проводились на лабораторной установке «Машина фундаментная МФ-1».

В качестве основания использовался однородный песчаный грунт средней плотности, сформированный методом послойной укладки с обеспечением одинаковой плотности по объему модели [5].

Испытания выполнялись ступенчатым нагружением с фиксацией осадок на каждой ступени нагрузки.

Характеристики модельных свай:

В ходе исследования испытывались модели свай диаметром 48, 57, 76 мм. Длина свай составляла, мм: 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500.

Нагрузка прикладывалась ступенчато до достижения предельных осадок или резкого увеличения деформаций основания. Всего было проведено порядка 100 испытания моделей свай для достижения нормальной сходимости и достоверности результатов.

Результаты и обсуждение

Испытания свай длиной 800 мм. Результаты испытаний свай длиной 800 мм показали сравнительно низкую жесткость системы и интенсивное развитие осадок при увеличении нагрузки.

Для одной из свай диаметром 48 мм при нагрузке 1200 Н осадка составила 96,47 мм, а дальнейшее увеличение нагрузки сопровождалось резким ростом деформаций.

В отдельных испытаниях потеря устойчивости основания наблюдалась уже при нагрузках 1000–1400 Н, что свидетельствует о недостаточной эффективности коротких свай в условиях значительных нагрузок.

Испытания свай длиной 900–1100 мм. Увеличение длины свай до 900–1100 мм привело к существенному снижению осадок и повышению предельной несущей способности.

Для свай длиной 1000 мм при нагрузке 1500 Н осадка составляла порядка 8–15 мм, а интенсивный рост деформаций наблюдался лишь после достижения нагрузок 1800–2200 Н.

Сваи длиной 1100 мм продемонстрировали более устойчивую работу основания и плавный характер развития осадок. Предельные нагрузки достигали 2200–2300 Н при относительно умеренных деформациях.

Испытания свай длиной 1200–1500 мм. Наиболее эффективную работу показали сваи длиной 1200–1500 мм.

Для свай длиной 1300 мм наблюдалось значительное повышение несущей способности основания. Предельные нагрузки в отдельных испытаниях достигали 3000–3200 Н.

Сваи длиной 1400 мм обеспечивали устойчивую работу системы вплоть до нагрузок 3200–3400 Н. При этом характер деформаций оставался относительно плавным без мгновенной потери несущей способности.

Максимальные значения несущей способности были получены при испытаниях свай длиной 1500 мм. Для свай диаметром 57 мм предельные нагрузки достигали 4400–4600 Н.

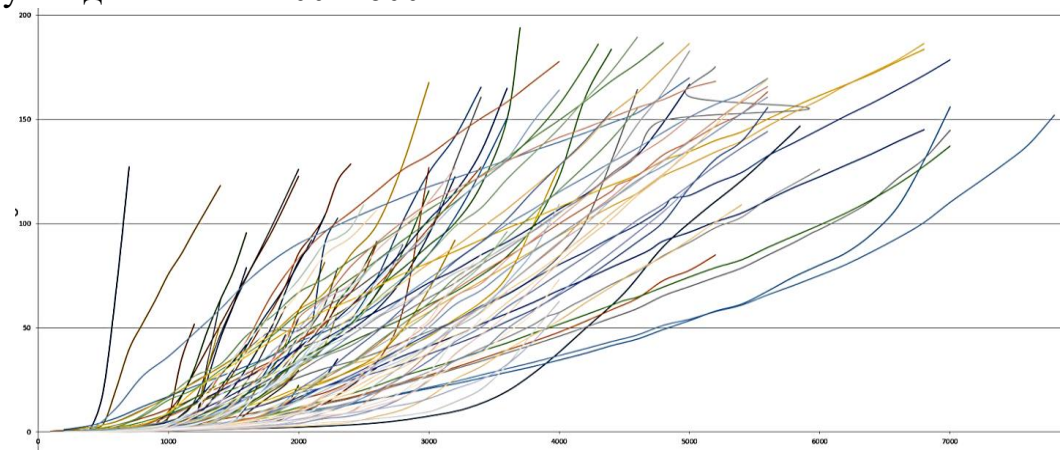


Рис. 1. Графики нагрузка-осадка для каждого испытания

Анализ экспериментальных зависимостей «нагрузка–осадка» показал наличие трех характерных стадий работы свай:

– упругая стадия, характеризующаяся линейным ростом осадки;

– стадия развития пластических деформаций грунта;

– предельная стадия с интенсивным ростом осадок.

Установлено, что увеличение длины свай приводит:

– к снижению относительных осадок;

– к повышению предельной несущей способности;

– к более равномерному перераспределению напряжений в основании;

– к повышению устойчивости системы к развитию пластических деформаций [6].

Полученные результаты подтверждают эффективность применения более длинных свай в составе плитно-свайных фундаментов, работающих при значительных вертикальных и внецентренных нагрузках [2, 4].

Следующим этапом исследования является моделирование работы плитно-свайного фундамента при внецентренном приложении нагрузки.

Предполагается исследование:

– перераспределения усилий между сваями;

– изменения осадок фундаментной плиты;

– возникновения кренов;

– влияния эксцентриситета нагрузки на напряженно-деформированное состояние основания [7].

Экспериментальная модель включает:

– фундаментную плиту;

– группу свай различной длины;

– песчаное основание;

– систему ступенчатого нагружения с регулируемым эксцентриситетом.

Нагрузка будет прикладываться относительно центра тяжести свайного поля с различными значениями эксцентриситета. Параллельно с физическими испытаниями планируется выполнение численного моделирования методом конечных элементов [3].

Расчетная модель будет учитывать:

– нелинейные свойства грунта;

– контактные взаимодействия свай с основанием;

– перераспределение усилий в свайном поле;

– изменение жесткости системы при росте нагрузки.

Численное моделирование позволит сопоставить расчетные и экспериментальные данные, а также уточнить закономерности работы плитно-свайного фундамента при внецентренном нагружении.

Заключение

Выполненные исследования подтвердили влияние длины свай на несущую способность и деформативность основания. Установлено, что увеличение длины свай способствует снижению осадок и повышению устойчивости фундаментной системы.

Наиболее эффективную работу показали сваи длиной 1300–1500 мм, обеспечивающие устойчивую работу основания при высоких уровнях нагрузки.

Полученные экспериментальные данные позволяют определить рациональные параметры свайного поля и являются основой для дальнейшего моделирования работы плитно-свайного фундамента при действии внецентренной нагрузки.

Результаты исследований могут быть использованы при проектировании плитно-свайных фундаментов высотных зданий.

Список источников

1. Шулятьев, О. А. Основные принципы расчета и конструирования плитных и свайных фундаментов высотных зданий: дис. … д-ра техн. наук / О. А. Шулятьев. – Москва, 2019. – 352 с.

2. Скибин, Г. М. Эффективность использования несущей способности свай при формировании свайного поля плитно-свайного фундамента 21-этажного жилого дома / Г. М. Скибин, В. М. Дереховский // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14, № 3. – С. 24-36. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.3.03.

3. Bull J.W. Numerical analysis and modelling in geomechanics. – Boca Raton: CRC Press, 2014. – 397 p.

4. Tan, Y.C., Chow, C.M., Gue, S.S. Piled raft with different pile length for medium-rise buildings on very soft clay // Proceedings of the Sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Burke: IOS Press, 2005. – P. 2045–2049.

5. Espinoza, J.P., Tamayo, J.P. Numerical simulation and parametric study of pile groups under lateral loads // Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering. – 2023. – Vol. 45.

6. Боков, И. А. Взаимовлияние свай через грунт: сравнение аналитических и численных оценок / Б И. Аоков, В. Г. Федоровский // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 10. – С. 19-23.

7. Liu, X., Cheng, G., Wang, B., Lin, S. Optimum Design of Pile Foundation by Automatic Grouping Genetic Algorithms // International Scholarly Research Notices. – 2012. – Vol. 2012. – Article ID 678329. DOI: 10.5402/2012/678329.

© Дереховский В. М., 2026

УДК 624.131.7
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-299-304

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ НА ЭТАПЕ ПОГРУЖЕНИЯ ВДАВЛИВАНИЕМ

В. С. Глухов[1], Ю. С. Вишнякова[2]

[1]Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза, Россия
[2]ООО «Мостехстрой», г. Москва, Россия

Аннотация. *В настоящее время специалистами в области геотехники накоплен значительный объем научно-практических данных о взаимодействии разнообразных грунтовых оснований с различными типами свайных фундаментов и способами погружения последних. При устройстве свай методом вдавливания характерно недопогружение свай до проектной отметки, так как необходимое контролируемое усилие достигается ранее. По результатам проведенных испытаний статической вдавливающей нагрузкой описан метод расчета контролируемого усилия вдавливания для свай, погружаемых в водонасыщенные глинистые грунты на площадке строительства жилого дома в г. Жигулевске.*

Ключевые слова: *фундаменты зданий, несущая способность свай, статические испытания, сваи вдавливания, водонасыщенные глинистые грунты*

STUDY OF THE BEARING CAPACITY OF A PILES AT THE STAGE OF SUBMERSIBILITY BY INDENTATION

V. S. Glukhov[1], I. S. Vishniakova[2]

[1]Penza State University of Architecture and Construction, Penza, Russia
[2]LLC «Mostechstroy», Moscow, Russia

Annotation. *Currently, geotechnical specialists have accumulated vast experience of scientific and practical data on the interaction of various soil foundations with various types of pile foundations and methods of their submersibility. When installing piles using the pressing method, it is typical for the piles to be driven below the design level, since the required controlled force is achieved earlier. Based on the results of static press-in load tests, a method for calculating the controlled press-in force for piles driven into water-saturated clay soils at a residential construction site in Zhigulevsk is described.*

Keywords: *building foundations, bearing capacity of piles, static tests, pressing piles, water-saturated clay soils*

Введение

В современном фундаментосроении при производстве работ в городской застройке и сложных инженерно-геологических условиях самым рациональным вариантом являются свайные фундаменты. По данным ряда исследований, несущая способность погруженных свай оказывается в 1,3–1,5 раза выше результатов классических расчетов [1]. Применение технологии погружения свай вдавливанием актуально для стесненной городской застройки, а также оптимально по уровню шума и уменьшению динамического влияния на близлежащие здания.

Технология вдавливания предполагает применение сваевдавливающих установок типа СВУ-220, СВУ-320, ТАЙЗЕР и др. весом 120÷350 тн. От веса таких установок напрямую зависит максимальное усилие вдавливания сваи.

Из опыта авторов статьи известно, что при вдавливании свай в глинистые водонасыщенные грунты несущая способность последних существенно увеличивается по мере «отдыха» сваи по сравнению с контролируемым усилием вдавливания N_k на завершающем этапе погружения [2–3]. Исследование этого процесса особенно важно, так как при уменьшении необходимого усилия вдавливания увеличивается экономическая эффективность (уменьшение характеристик применяемых сваевдавливающих установок, уменьшение длины свай и т. д.).

Основная часть

В рамках анализа вышеописанного процесса при устройстве свайных фундаментов второго этапа строительства жилого комплекса на объекте в г. Жигулёвск Самарской области авторами настоящей статьи проведены опытные работы по исследованию зависимости несущей способности свай F_d от величины усилия вдавливания (контролируемого усилия) N_k на завершающем этапе погружения сваи. Указанные исследования проводились в 2025 г. и включали вдавливание 6 опытных свай. Проектом предусматривалось применение составных свай общей длиной 15,0 м и сечением 350×350 мм. Расчетная нагрузка составила 360 кН, несущая способность по расчету на основании данных статического зондирования 457 кН.

Согласно техническому отчету по результатам инженерно-геологических изысканий (22/01/24-ИГИ арх.№3345 ООО «Градостроительство», Тольятти, 2024) грунтовое основание включает:

– почвенно-растительный слой мощностью 0,6÷1,0 м;

– ИГЭ-1, мягкопластичный суглинок: число пластичности I_p = 0,14÷0,16, показатель текучести I_L = 0,65, угол внутреннего трения φ_{II} = 12°, удельное сцепление C_{II} = 15 кПа, объемная масса грунта γ_{II} = 18,0 кН/м^3, модуль деформации E = 6,0 МПа. Уровень грунтовых вод вскрыт на глубине 1,2÷1,5 м от поверхности. Мощность слоя суглинка составляет порядка 9,0÷10,0 м;

– ИГЭ-2, тугопластичный суглинок с числом пластичности I_p = 0,10÷0,12, показателем текучести I_L = 0,32, угол внутреннего трения φ_{II} = 16°, удельное сцепление C_{II} = 20 кПа, объемная масса грунта γ_{II} = 17,5 кН/м^3, модуль деформации E = 10,0 МПа. Мощность слоя суглинка не менее 15,0 м.

Согласно практике фундаментостроения принято учитывать требования СП 24.13330.2021 [4] для проектирования свайных фундаментов, а требования СП 45.13330.2017 [5] для производства строительно-монтажных работ. Однако в каждом из этих сводов правил есть указания для определения усилия вдавливания свай.

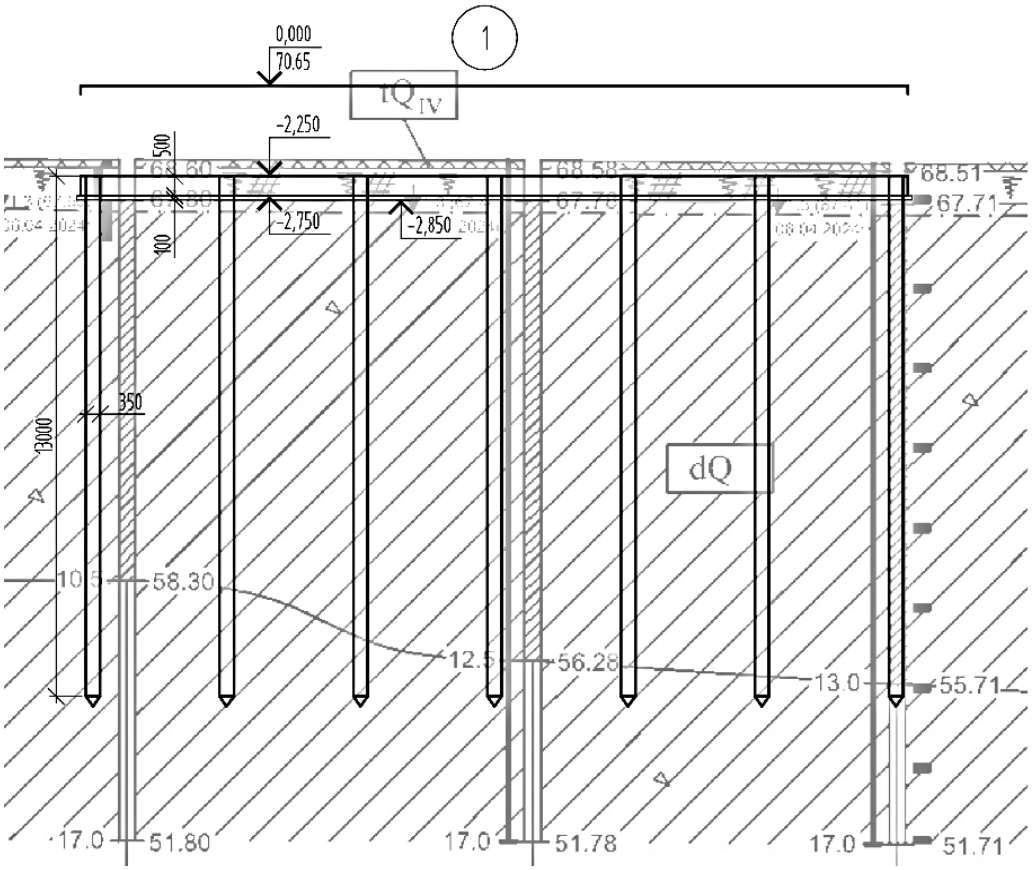


Рис. 1. Инженерно-геологические условия площадки с привязкой фундаментов

Согласно п. 7.6.7 СП 24.13330.2021 [4], минимально необходимое усилие для вдавливания свай N_k определяется по формуле:

$$N_k \geq \gamma_c \cdot F_d, \quad (1)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый при скорости погружения сваи до 3 м/мин равным 1,2; F_d — несущая способность сваи, кН.

Согласно п. Е3 приложения «Е» СП 45.13330.2017 [5] контролируемое усилие должно соответствовать условию:

$$N_k \geq k_g \cdot \frac{F_d}{m}, \quad (2)$$

где k_g — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2; F_d — несущая способность сваи, определяемая по расчету или статическому зондированию при подготовке проекта, кН; m — коэффициент условий работы, принимаемый при отсутствии опытных данных, равным 0,9, коэффициент рекомендуется уточнять по результатам статических испытаний.

Разница получаемых значений между двумя формулами составляет 11 %, при этом в формулах отсутствует коэффициент, учитывающих характеристики грунтового основания. По опыту авторов статьи такой коэффициент для глинистых грунтов должен учитывать как минимум показатель текучести I_L и число пластичности w_p [3].

Для проведения исследования зависимости усилия вдавливания и несущей способности в процессе погружения шести опытных свай в мае 2025 г. фиксировалось усилие вдавливания на каждый метр погружения сваи, результаты приведены в табл. 1.

Таблица 1. Значение усилия вдавливания N_k, кН по мере погружения свай

Глубина, м	Свая № 15	Свая № 146	Свая № 165	Свая № 296	Свая № 315	Свая № 441
1,0	300	100	100	100	100	100
2,0	250	150	150	100	100	100
3,0	200	150	150	100	150	100
4,0	200	150	150	100	150	100
5,0	150	150	150	100	150	150
6,0	150	200	150	150	150	150
7,0	150	200	200	200	200	225
8,0	200	250	250	250	250	250
9,0	300	300	300	315	300	300
10,0	350	350	350	360	350	350
11,0	380	375	380	375	390	380
12,0	430	400	410	405	415	440
12,7	540	480	490	485	530	580

После отдыха свай были проведены классические статические испытания (рис. 2) согласно требованиям ГОСТ 5686-2020 [6]. В ходе испытаний ступени нагрузки принимались равным 90,0 кН. При этом несущая способность принималась соответствующей ступени нагрузки, предшествующей ступени усилия, обуславливающего срыв сваи или осадку $\Delta = S_u \times \xi = 150 \times 0{,}2 = 30{,}00$ мм.

В табл. 2 приведены обобщенные данные по вдавливанию свай и результаты определения несущей способности последних в ходе статических испытаний в пятне застройки жилого дома.

Согласно табл. 2, осредненное значение контролируемого усилия на завершающем этапе вдавливания шести свай на глубине 12,7 м для второго этапа строительства объекта составляет $\sum N_k/6$ =517,5 кН. Средние значения несущей способности $\sum F_d/6$ = 857,5 кН и расчетно-допускаемой нагрузки $\sum N_{р.д.}/6$ = 714,6 кН. Стоит уточнить, что для корректировки проекта были выданы минимальные значения F_d = 790,0 кН и $N_{р.д.}$ = 650,0 кН, а для исследования, приведенного в данной статье, используется весь массив полученных данных.

При соблюдении требований формул (1)–(2) для F_d = 875,5 кН необходимое усилие вдавливания составило:

$$N_k \geq \gamma_c \cdot F_d = 1{,}2 \cdot 875{,}5 = 1050{,}6 \text{ кН}; \quad (3)$$

$$N_k \geq k_g \cdot \frac{F_d}{m} = 1{,}2 \cdot \frac{875{,}5}{0{,}9} = 1167{,}3 \text{ кН}. \quad (4)$$

Как видим фактическое значение усилия вдавливания в 2,03÷2,26 раза меньше требуемых формулами сводов правил (1)–(2).

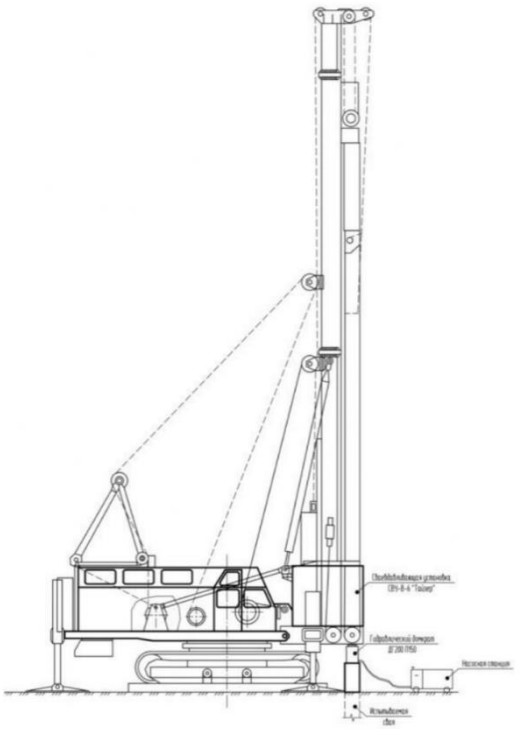






Рис. 2. Схема проведения и фотофиксация испытаний статической вдавливающей нагрузкой

Таблица 2. Результаты исследований по определению несущей способности свай

Номера свай	Глубина погружения, м	N_k, кН	По результатам испытаний		F_d/N_k
			F_d, кН	$N_{р.д.}$, кН	
15	12,7	540,0	870,0	725,0	1,61
165	12,7	490,0	790,0	658,3	1,61
146	12,7	480,0	800,0	666,7	1,67
296	12,7	485,0	900,0	750,0	1,85
315	12,7	530,0	885,0	737,5	1,67
441	12,7	580,0	900,0	750,0	1,55

Заключение

На основании данных статических испытаний составные сваи длиной 15,0 м в проекте были заменены на цельные сваи длиной 12,0 м. Экономический эффект от указанной замены составляет порядка 9800,0 тыс. руб. Наряду с экономическим эффектом использование цельных свай вместо составных позволяет на 40 % ÷ 45 % сократить сроки устройства свайного поля.

По результатам настоящего исследования авторами рекомендуется откорректировать различия в указаниях сводов правил [4–5] и внести изменения в формулу определения контролируемого усилия вдавливания, добавив коэффициент $k_{\text{вд}}$, зависящий от характеристик грунтового основания и способа определения несущей способности:

$$N_k \geq \gamma_c \cdot F_d \cdot k_{\text{вд}}. \quad (5)$$

В подобных грунтовых условиях авторами предлагается принимать $k_{\text{вд}}$ = 0,8. Таким образом контролируемое усилие вдавливания на завершающем этапе для принятой в проекте несущей способности по расчету F_d = 457,0 кН составляет:

$$N_k \geq 1{,}2 \cdot 457 \cdot 0{,}8 \approx 440{,}0 \text{ кН}, \quad (6)$$

Указанное условие не превышает значений фактического усилия вдавливания для свай длиной 12,0 м, приведенных в табл. 2.

Список источников

1. Пилягин, А. В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений. 3-е изд., переработанное и дополненное / А. В. Пилягин. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 398 с.

2. Глухов, В. С. Рекомендации по определению несущей способности свай при погружении вдавливанием / В. С. Глухов, Ю. С. Вишнякова // Региональная архитектура и строительство. – 2019. – № 3 (40). – С. 107-112.

3. Глухов, В. С. Формирование околосвайного грунтового основания / В. С. Глухов, М. В. Панкина, Ю. С. Вишнякова // Региональная архитектура и строительство. – 2024. – № 4 (57). – С. 122-126.

4. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85* – Введ. 2022–01–15. – М.: Минстрой России, 2022. – 134 с.

5. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87. – М., 2017.

6. ГОСТ 5686-2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – М.: Стандартинформ, 2021. – 45 с.

© Глухов В. С., Вишнякова Ю. С., 2026

УДК 624.131
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-305-313

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ЦЕХА ВИБРООПОР ЛЭП г. МИНГЕЧЕВИР

Ф. Г. Габибова
Азербайджанский НИИ Строитедьста и Архитектуры, г. Баку, Азербайджан

Аннотация. *Приведены результаты исследований просадочных грунтов основания, проектируемого цеха виброопор ЛЭП г. Мингечевир. Геолого-литологический разрез грунтового основания на глубину 35-38 м сложен деллювиально-проаллювиальными четвертичными отложнениями представленными просадочными и водонасыщенными суглинками. Приведены подробные исследования грунтов выше уровня грунтовых вод, залегающих на глубине 12,5-17 м. Эти грунты относятся по II типу грунтовых условий по просадочности. Грунты, отобранные из скважин ниже уровня грунтовых вод более плотные, но из-за длительного нахождения под водой потеряли свойство просадочности, перейдя в класс водонасыщенных сильносжимаемых суглинков.*

Ключевые слова: *просадочный грунт, основание здания, вода, шурф, скважина, суглинок, монолит, плотность*

STUDY OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF SUBSIDENCE SOILS OF THE FOUNDATION OF THE VIBRATION SUPPORT WORKSHOP FOR ELECTROTRANSMISSION LINES IN MINGECHEVIR

F. G. Gabibov
Azerbaijan Research Institute of Construction and Architecture, Baku, Azerbaijan

Annotation. *This article presents the results of a study of the subsidence soils of the foundation of a planned power transmission line vibration support workshop in Mingechevir. The geological and lithological cross-section of the foundation soil to a depth of 35-38 m is composed of colluvial-proalluvial Quaternary deposits consisting of subsidence and water-saturated loams. Detailed studies of soils above the groundwater table, located at a depth of 12.5-17 meters, are presented. These soils are classified as Type II soil conditions based on subsidence. Soils sampled from wells below the groundwater table are denser, but due to prolonged exposure to water, they have lost their subsidence properties, becoming classified as water-saturated, highly compressible loams.*

Keywords: *subsidence soil, building foundation, water, pit, borehole, loam, monolith, density*

Введение

Лессовидные просадочные грунты распространены в Ащзербайджанской Республике в основном в Казахском, Бейлаганском районах, а также в г. Мингечевир и его окрестностях. Исследованию просадочных грунтов Азербайджанской Республики посвящены работы А. А. Мустафаева [1], С. А. Алиева [2], П. С. Алиш-заде [3], Ф. Г. Габибова [4] и других.

Современным методам проектирования и строительства зданий и сооружений на просадочных грунтах посвящены труды В. И. Крутова, А. С. Ковалева и В. А. Ковалева [5], Ф. Г. Габибова [6–8] и другие.

Необходимость в проектировании и строительстве нового цеха виброопор ЛЭП появилась в связи с тем, что действующий цех был сильно деформирован в результате просадочных деформаций и находится в аварийном состоянии.

Всего на строительной площадке было пробурено 8 скважин с диаметром 168 мм, глубиной от 35 до 38 м с отбором керпов и 10 шурфов-дудок диаметром 800 мм и глубиной от 5 м до 8,7 м с отбором грунтовых манолитов. Всего было отобрано 66 керпов из скважин и 66 монолитов из шурфов.

Участок проектируемого цеха расположен на правом берегу Верхне-Карабахского канала. Морфологически площадка находится в пределах предгорной наклонной равнины, идущей от Богдагского хребта к югу. Большая часть исследуемой территории покрыта отвальными грунтами мощностью 1,8–2,0 м, представленными строительным мусором, производственными отходами с примесью суглинков.

Площадка сложена делювиально-пролювиальными четвертичными отложениями, которые, в основном представлены суглинками с частыми прослоями и линзами песков и супесей, с редкими включениями гравия, щебня и легких глин.

По монолитам в шурфах наблюдается горизонтальная слоистость со слабым наклоном с севера на юг.

Литологический разрез площадки представлен глинистыми грунтами, от легких суглинков, редко переходящими в глины, местами с прослойками и линзами песков (супесей).

Грунтовые воды обнаружены в скважинах на глубинах от 12,5 до 17,5 м.

Исследование просадочности грунтов основания

Состояния и анализ физико-механических показателей грунтов, полученных из шурфов и скважин, позволяет разделить разрезанную толщу условно на два слоя: выше уровня грунтовых вод (глубина залегания до 12–17 м), где грунты обладают просадочными свойствами и ниже грунтовых вод, где грунты сильносжимаемые без просадки.

В табл. 1 приведены свойства грунтов, полученные из шурфов и скважин. Из табл. 1 видно, что физические показатели грунтов, отобранных из скважин выше уровня грунтовых вод и ниже, практически одинаковые. Отличаются лишь показателям влажности и плотности. В тоже время, эти же показатели, полученные по монолитам, отобранным из шурфов, дают более достоверные сведения об их плотности и влажности. Эти показатели характуризуют толщу мощностью 8,0 м.

Таблица 1. Физические свойства грунтов в естественном состоянии

Показатели	Из скважин		Пески-супеси	Из шурфов	
	глины-суглинки				
	выше уровня грунтовых вод	ниже уровня грунтовых вод		Глины-суглинки	Пески-супеси
Естест. влажн. *W*, %	7,6 – 25,3 / 12,6	15,5 – 25,3 / 19,6	3,2 – 12,9 / 8,6	7,2 – 26,5 / 11,7	5,4 – 18,0 / 9,6
Объем. вес естест. грунта γ, г/см^3	1,47 – 2,13 / 1,77	1,95 – 2,20 / 2,06	1,70 – 2,07 / 1,84	1,49 – 1,79 / 1,61	1,47 – 1,68 / 1,57
Объем вес скелета грунта $\gamma_{ск}$, г/см^3	1,34 – 1,95 / 1,66	1,56 – 1,89 / 1,71	1,62 – 1,27 / 1,75	1,36 – 1,60 / 1,44	1,38 – 1,54 / 1,43
Удельный вес	2,73 – 2,79 / 2,77		2,72 – 2,78 / 2,75	2,72 – 2,79 / 2,76	2,73 – 2,75 / 2,74
Пористость *n*, %	32 – 61 / 44	30 – 49 / 38,4	33,9 – 40,9 / 37,1	41,4 – 51,1 / 46,9	44,0 – 49,6 / 47,7
Коэффициент пористости *e*	0,43 – 1,06 / 0,776	0,471 – 0,708 / 0,62	0,514 – 0,691 / 0,523	0,706 – 1,044 / 0,923	0,786 – 1,986 / 0,914
Степень водонасыщения *G*	0,22 – 0,94 / 0,48	0,8 – 0,89 / 0,84	0,36 – 0,71 / 0,57	0,21 – 0,73 / 0,35	0,17 – 0,53 / 0,29
Влажность предела текуч. W_2	10 – 44 / 30	14 – 24 / 21	23 – 40 / 32	21 – 25 / 24	
Влажность предела раскатывания. W_p	10 – 24 / 18	0 – 17 / 16	14 – 23 / 19	0 – 19 / 18	
Число пластичности *I*	7 – 20 / 12	0 – 7 / 5	8 – 21 / 12	0 – 7 / 6	
Песок > 0,05 мм	8,2 – 79,5 / 39,0	12,0 – 84,8 / 60,4	10,4 – 81,3 / 36,9	25,8 – 81,7 / 59,2	
Пыль 0,05-0,005	2,6 – 57,3 / 30,1	2,5 – 20,0 / 10,1	19,3 – 67,0 / 41,3	12,8 – 42,8 / 25,9	
Глина < 0,005 мм	8,6 – 56,1 / 30,9	4,6 – 16,2 / 9,5	15,0 – 49,1 / 31,8	9,1 – 21,1 / 14,9	
Показатель консистенции	−1,3 ÷ 0,27 / −0,45	0,02 ÷ 0,41 / −0,13	− 2,0 – 0,7 / −0,53	−1 – 0,21 / −0,54	0 – (−2,1) / −0,82
Примечание: в числителе показаны пределы изменений показателей, в знаменателе среднее значение					

Верхняя 8-ми метровая толща исследуемых грунтов до уровня грунтовых вод, сложенная суглинками, характеризуется следующими показателями (по шурфам). Средняя влажность около 12 %. Объемный вес грунта

1,61 г/см^3, объемный вес скелета грунта 1,44 г/см^3, удельный вес 2,76 г/см^3, пористость 48 %, коэффициент пористости 0,923, степень водонасыщения 0,35, число пластичности 12 %. Содержание песка 27 %, пыли 41 %, глины 32 %, показатель консистенции ниже нуля, т. е. консистенция твердая.

Ниже уровня воды (по скважинам), влажность около 20 %, объемный вес 2,06 г/см^3, объемный вес скелета 1,71 г/см^3, пористость 38,4 %, коэффициент пористости 0,62, степень водонасыщения 0,84, число пластичности 12 %. Содержание песка 39 %, пыли 30 %, глины 31 %. Консистенция полутвердая. Плотность грунтов, отобранных из скважин выше уровня воды 1,77, объемный вес скелета 1,56, степень водонасыщения 0,48, консистенция твердая. Таким образом, монолиты, отобранные из скважин выше уровня воды и ниже, отличаются по плотности и влажности, остальные показатели близки.

Сопоставляя результаты исследований, полученных из скважин с монолитами, отобранными на идентичных глубинах из шурфов, можно отметить, что монолиты грунтов? отобранных из скважин (выше уровня грунтовых вод) оказались несколько более уплотненными.

Просадочность грунтов исследовалась в лабораторных условиях на монолитах природной структуры и влажности, отобранных из шурфов 1÷10. Показатели просадочности определены по ГОСТ 23161-78. Графики определения просадочности грунтов, отобранных на различных глубинах из шурфов 1 и 2 приведены на рис. 1–4.

В табл. 2 приведены результаты определения относительной просадочности $\sigma_{пр}$ от нагрузки *P* образцов, отобранных в шурфе 1 на различных глубинах.

Таблица 2. Зависимость относительной просадочности образцов грунтов от внешней нагрузки (шурф 1)

Глубина отбора	Начальное давление просадочности, МПа	Природная нагрузка, МПа	Внешняя нагрузка *P*, МПа				
			0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
1	0,06	0,019	0,07	0,033	0,079	0,095	0,102
2	0,03	0,37	0,012	0,063	0,114	0,136	0,147
3	0,06	0,054	0,008	0,025	0,073	0,094	0,105
4	0,05	0.078	0,010	0,048	0,090	0,108	0,20
5	0,04	0,097	0,013	0,061	0,113	0,135	0,149
6	0,07	0,116	-	0,025	0,067	0,088	0,101
8	0,06	0,134	0,007	0,043	0,096	0,119	0,133
Среднее значение	0,05	-	0,007	0,037	0,079	0,096	0,107
Примечание: естественная нагрузка σ_g берется при влажности равной верхнему пределу текучести грунта.							

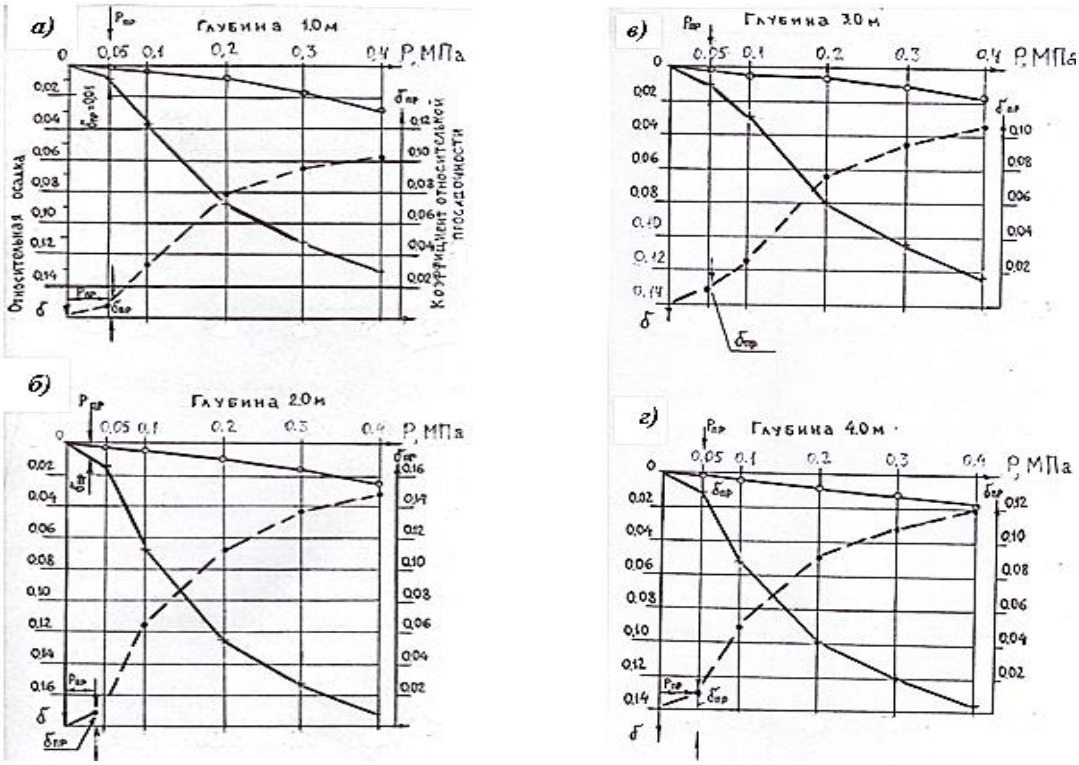


Рис. 1. Графики определения просадочности грунтов, отобранных на различных глубинах (шурф 1): *а* – глубина 1,0 м; *б* – глубина 2,0 м; *в* – глубина 3,0 м; *г* – глубина 4,0 м

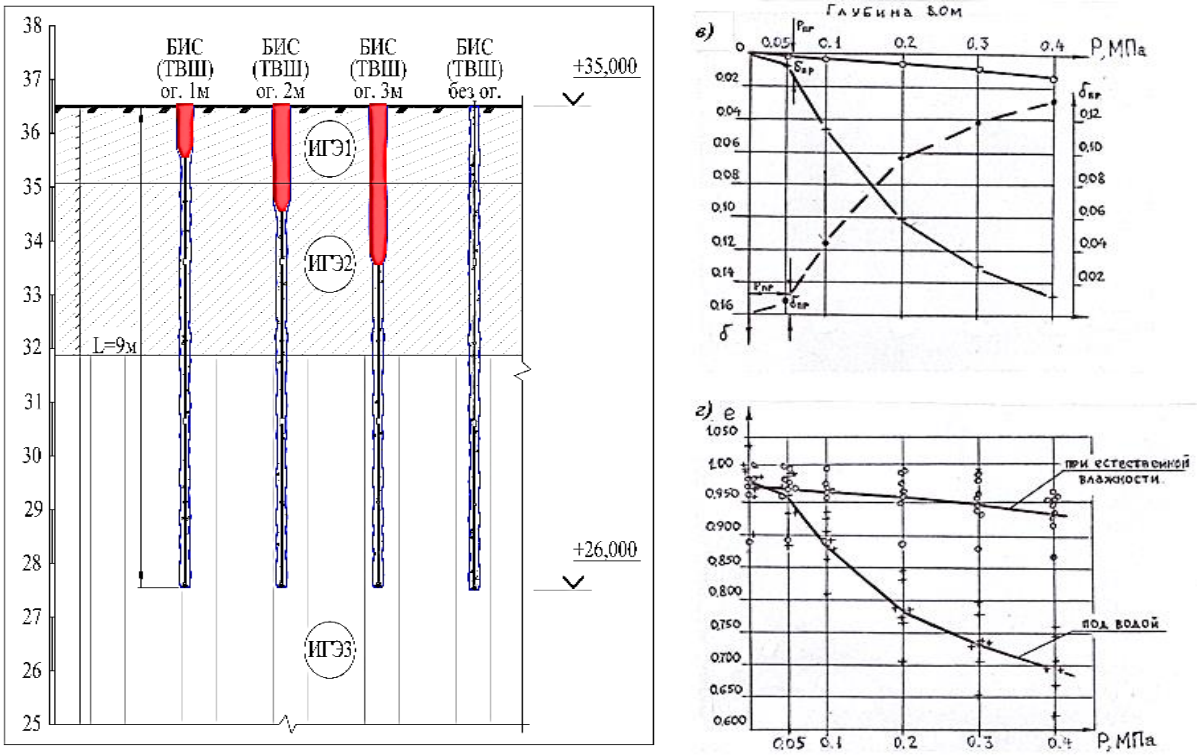


Рис. 2. Графики определения просадочности грунтов, отобранных на различных глубинах и осредненных компрессионных кривых (шурф 1):
а – глубина 5,0 м; *б* – глубина 6,0 м; *в* – глубина 8,0 м;
г – осредненные компрессионные кривые

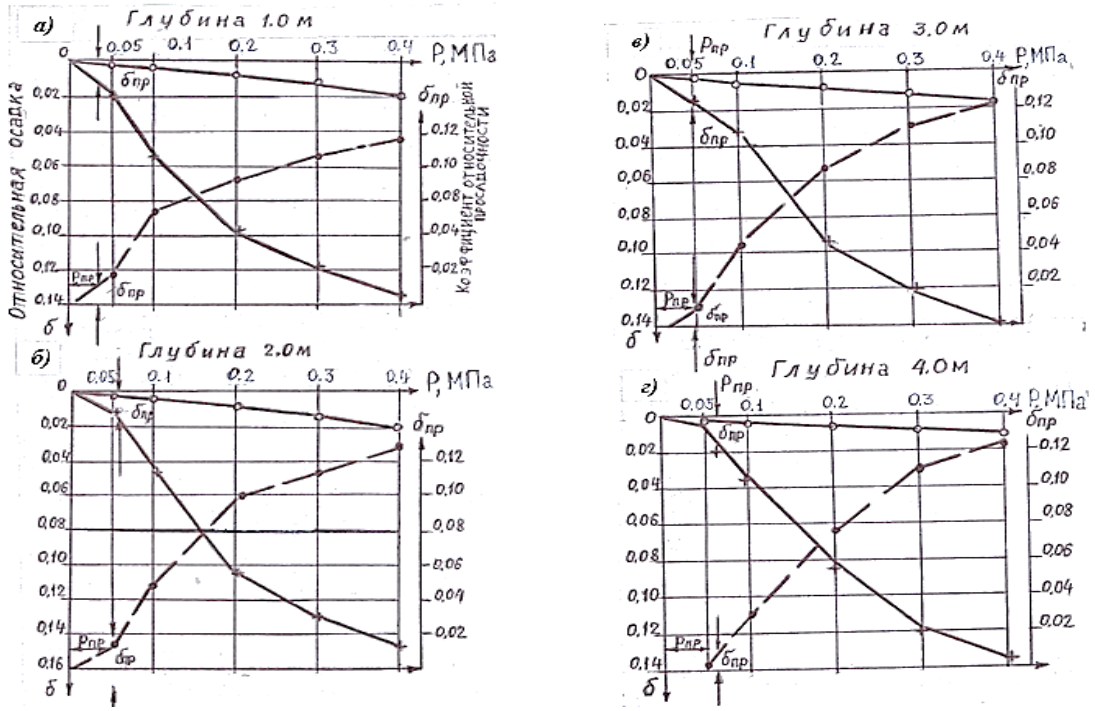


Рис. 3. Графики определения просадочности грунтов, отобранных на различных глубинах (шурф 2): *а* – глубина 1,0 м; *б* – глубина 2,0 м; *в* – глубина 3,0 м; *г* – глубина 4,0 м

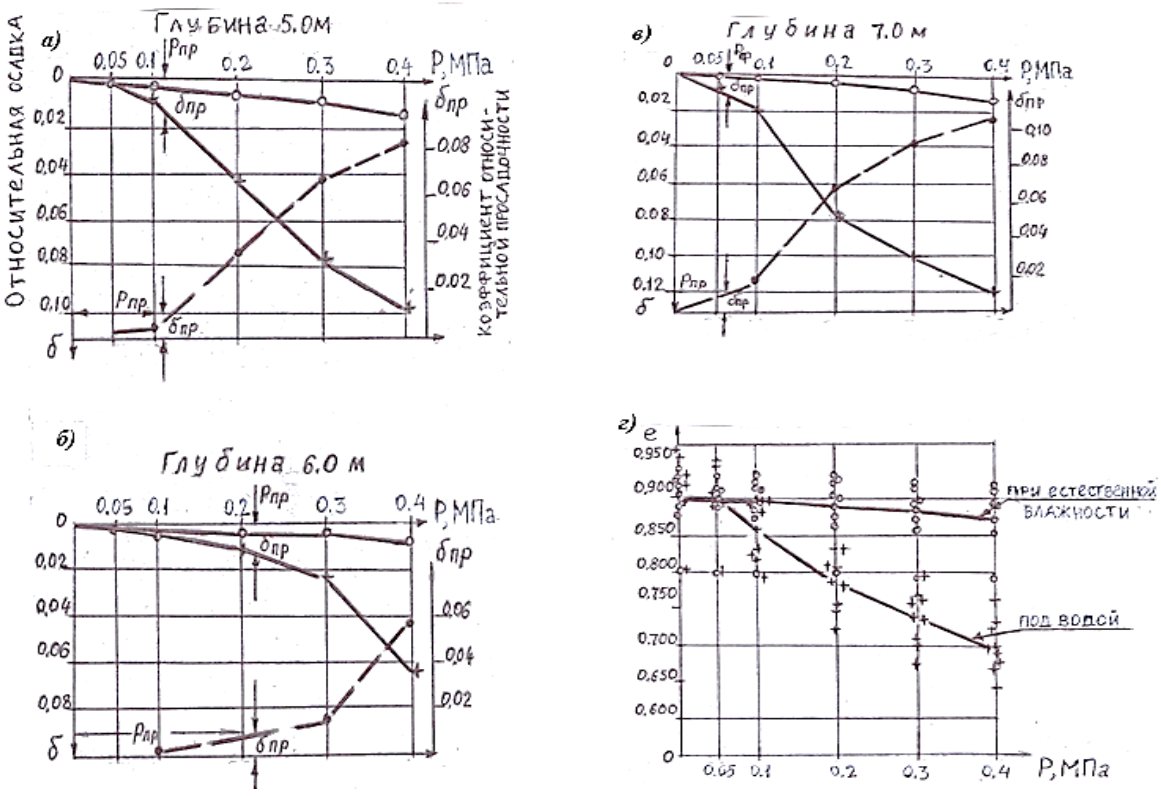


Рис. 4. Графики определения просадочности грунтов, отобранных на различных глубинах и осредненых компрессионных кривых (шурф 2):
а – глубина 5,0 м; *б* – глубина 6,0 м; *в* – глубина 7 м;
г – осредненные компрессионные кривые

В табл. 3 приведены показатели сжимаемости и просадки образцов, отобранных в шурфе 1 на различных глубинах.

В табл. 4 приведены результаты определения относительной просадочности $\sigma_{пр}$ от нагрузки *P* образцов, отобранных в шурфе 2 на различных глубинах.

Таблица 3. Показатели сжимаемости и просадки образцов грунтов (шурф 1)

Глубина, м	Нагрузка, Р, МПа						Естественная нагрузка σ_g	Коэффициент просадочности при природ. нагр. $\varepsilon_{s\,l}$	Суммарная просадочность при естест. нагр. $S_{sl\,g}$, см
	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4			
	Коэффициент пористости, *e*								
1,0	0,971 / 0,957	0,966 / 0,931	0,962 / 0,884	0,952 / 0,787	0,936 / 0,736	0,915 / 0,704	0,009	0,002	0,2
2,0	1,015 / 1,015	1,009 / 0,985	1,004 / 1,878	0,994 / 0,764	0,981 / 0,704	0,964 / 0,666	0,037	0,006	0,8
3,0	0,986 / 0,986	0,980 / 0,965	0,977 / 0,927	0,971 / 0,826	0,963 / 0,777	0,953 / 0,743	0,054	0,008	1,6
4,0	0,964 / 0,964	0,959 / 0,939	0,955 / 0,863	0,949 / 0,773	0,939 / 0,729	0,929 / 0,697	0,078	0,023	3,9
5,0	1,007 / 1,037	1,002 / 1,005	0,996 / 0,901	0,987 / 0,787	0,976 / 0,730	0,965 / 0,690	0,097	0,030	6,9
6,0	0,979 / 0,993	0,974 / 0,993	0,970 / 0,935	0,964 / 0,844	0,955 / 0,795	0,946 / 0,759	0,116	0,040	7,9
8,0	0,897 / 0,897	0,893 / 0,880	0,890 / 0,808	0,886 / 0,703	0,878 / 0,651	0,870 / 0,617	0,134	0,050	17,9
Сред.	0,974 / 0,978	0,969 / 0,958	0,964 / 0,885	0,957 / 0,783	0,946 / 0,731	0,934 / 0,696	-	0,026	-
a	-	-	0,010 / 0,093	0,007 / 0,102	0,011 / 0,052	0,012 / 0,036	-		
E	-	-	19,5 / 300	24,0 / 2,00	17,5 / 3,50	16,0 / 4,50	-		
Примечание: в числителе в естественном состоянии в знаменателе под водой									

Таблица 4. Зависимость относительной просадочности образцов грунтов от внешней нагрузки (шурф 2)

Глубина отбора, м	Нач.давл. прос., МПа	Естест. нагр., МПа	Внешняя нагрузка Р, МПа				
			0,05	0,12	0,2	0,3	0,4
			Относительная просадочность, $\sigma_{пр}$, МПа				
1	0,03	0,018	0,017	0,053	0,092	0,106	0,115
2	0,05	0,038	0,011	0,048	0,097	0,116	0,127
3	0,05	0,054	0,012	0,046	0,087	0,110	0,124
4	0,06	0,073	0,003	0,031	0,077	0,110	0,124
5	0,12	0,092	-	0,005	0,037	0,068	0,084
6	0,21	0,112	-	0,002	0,009	0,016	0,057
7	0,06	0,130	0,006	0,017	0,071	0,093	0,106
8	0,12	0,149	-	0,005	0,026	0,042	0,055
Среднее знчение	0,08	-	0,006	0,25	0,062	0,082	0,099
Примечание: естественная нагрузка σ_g берется при влажности равной верхнему пределу текучести грунта							

В табл. 5 приведены определенные показатели сжимаемости и просадки образцов, отобранных в шурфе 2 на различных глубинах.

Таблица 5. Показатели сжимаемости и просадки образцов грунтов (шурф 2)

Глубина, м	Нагрузка Р, МПа						Естественная нагрузка. σ_g	Коэффициент просадочности при природ. нагр. $\varepsilon_{s\,l}$	Суммарная просадочность при естест. нагр. $S_{sl\,g}$, см
	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4			
	Коэффициент пористости								
1	0,937	0,933 / 0,901	0,930 / 0,928	0,924 / 0,748	0,912 / 0,707	0,890 / 0,677	0,018	0,006	0,60
2	0,923	0,918 / 0,897	0,915 / 0,822	0,908 / 0,721	0,899 / 0,673	0,885 / 0,640	0,36	0,008	1,40
3	0,923 / 0,937	0,918 / 0,909	0,914 / 0,839	0,908 / 0,751	0,900 / 0,700	0,893 / 0,666	0,054	0,016	3,00
4	0,937 / 0,965	0,932 / 0,954	0,930 / 0,897	0,925 / 0,801	0,920 / 0,732	0,913 / 0,968	0,073	0,016	4,60
5	0,980 / 0,916	0,886 / 0,214	0,884 / 0,900	0,879 / 0,834	0,873 / 0,769	0,861 / 0,727	0,092	0,008	4,68
6	0,803	0,802 / 0,803	0,800 / 0,707	0,797 / 0,781	0,794 / 0,764	0,791 / 0,688	0,112	0,002	4,70
7	0,944 / 0,957	0,942 / 0,942	0,8939 / 0,920	0,935 / 0,808	0,928 / 0,759	0,917 / 0,721	0,130	0,024	7,10
8	0,884 / 0,897	0,879 / 0,897	0,876 / 0,878	0,868 / 0,831	0,859 / 0,793	0,852 / 0,761	0,149	0,016	8,70
Среднее значение	0,905 / 0,916	0,901 / 0,902	0,898 / 0,860	0,893 / 0,784	0,885 / 0,737	0,876 / 0,697	-	0,012	-
коэфф. см/кг	-	-	0,005 / 0,06	0,00 / 0,0	0,008 / 0,047	0,009 / 0,040	-		
модуль, МПа	-	-	27,0 / 3,50	38,0 / 2,50	24,0 / 3,50	21,0 / 4,00	-		
Примечание: в числителе в естественном состоянии, в знаменателе под водой									

Относительная просадочность исследуемых образцов грунта в пределах 8-ми метровой толщи колеблется от 0,002 до 0,032 при естественной нагрузке. Возможная просадка составляет от 0,8 до 25,6 см, то есть при естественной (бытовой) нагрузке грунта относятся и I и II группе просадочности. Под нагрузкой 0,2 МПа, возможная просадка составляет от 7,6 до 65 см.

В целом в геотехническом отношении для проектируемого сооружения рассматриваемые грунты относятся к II группе по просадочности.

Модуль деформации грунта в естественном состоянии составляет 16 МПа, а в водонасыщенном состоянии — 3,5 МПа.

Сдвиговые показатели по монолитам отобранным из скважин ниже уровня грунтовых вод имеют следующий вид: уголь внутреннего трения $\varphi = 21°30$; коэффициент внутреннего трения $\mathrm{tg}\varphi = 0,394$, сила сцепления $c = 0,05$ МПа.

По монолитам, отобранным из шурфов, $\varphi = 17°$; $\mathrm{tg}\varphi = 0{,}306$, $c = 0{,}015$ МПа. Как видно грунты ниже уровня грунтовых вод хоть имеют искаженные показатели, но из-за длительного нахождения в воде под воздействием давления вышезалегающих грунтов прошли первую стадию уплотнения, потерями свойство просадочности, перейдя в класс водонасыщенных суглинков.

Выводы

1. Геолого-литологический разрез проектируемого цеха железобетонных виброопор ЛЭП в г. Мингечевир на глубину 35-38 м сложен деллювиально-пролювиальными четвертичными отложениями, представлоенными суглинками с линзами и прослоями песков, супесей глин.

2. Глубина залегания грунтовых вод находится в пределах 12,5-17,0 м.

3. Грунты, расположенные выше уровня грунтовых вод, обладают просадочными свойствами при величине начального просадочного давления от 0,015 МПа до 0,15 МПа. Эти грунты относятся ко II типу грунтовых условий по просадочности.

4. Грунты, отобранные из скважин ниже уровня грунтовых вод, имеют некоторое технологическое уплотнение, но из-за длительного нахождения под водой (более 30 лет) под воздейтствием бытового давления вышележащих слоев прошли первую стадию уплотнения, потеряли свойство просадочности, перейдя в класс водонасыщенных сильносжимаемых суглинков.

Список источников

1. Мустафаев, А. А. Основы механики просадочных грунтов / А. А. Мустафаев. – М.: Стройиздат, 1978. – 263 с.

2. Алиев, С. К. Земляное полотно автомобильных дорог на лесовых просадочных грунтах/ С. К. Алиев. – Баку: ЭЛМ, 2005. – 633 с.

3. Алиш-заде, П. С. Лесовые грунты Азербайджана / П. С. Алиш-заде. – Баку: АзНИИНТИ, 1984. – 22 с.

4. Габибов, Ф. Г. Теория и практика улучшения свойств структурно-неустойчивых глинистых грунтов при решении геотехнических и инженерно-геоэкологических проблем / Ф. Г. Габибов. – Баку: Издательство «ЭЛМ», 2011. – 422 с.

5. Крутов, В. И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В. И.Крутов, А. С. Ковалев, В. А. Ковалев. – М.: Издательство АСВ, 2013. – 544 с.

6. Габибов, Ф. Г. Набивная свая для набухающих и просадочных грунтов. Евразийский патент на изобретение № 045842. – 2023.

7. Габибов, Ф. Г. Забивная свая для набухающих и просадочных грунтов. Евразийский патент на изобретение № 046576. – 2024.

8. Gabibov, F. G. Study of vulnerability and protection of buildings and structures on structuraly unstable clay soils. RT&A, Special Issue №6 (81), Part-1, Volume 19, December 2024, pp. 125-130.

© Габибов Ф. Г., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-314-323

ВЛИЯНИЕ ТРАЕКТОРИЙ НАГРУЖЕНИЙ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ТРЕХОСНЫХ ИСПЫТАНИЯХ

Н. В. Дяченко, А. В. Бершов
Московский государственный университет имени М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия

Аннотация. *Определение влияния траекторий нагружения на прочностные показатели переуплотненных глинистых грунтов в приборе трехосного сжатия при КД испытаниях. Выявление закономерностей изменения прочностных характеристик глинистых переуплотненных грунтов в зависимости от траектории нагружения в условиях трёхосного сжатия. Эксперименты на объекте исследования, суглинках московской морены, показали, что при траектории СТС φ и c составили 28,3°, 49 кПа соответственно, а для RTC – 50,5°, 43 кПа. Такая обратная последовательность снижения прочностных параметров для траектории СТС RTC, относительно консолидированно-недренированных испытаниях нормально уплотненных грунтов или пасты, может быть объяснено, что при RTC были получены пиковые значения по перегибу графиков, а для СТС пик принимался по достижению 15 % деформации. Высокие углы внутреннего трения могут объяснять крутые склоны в московской морене, образованные при быстрых эрозионных процессах (ручьев, малых рек, оврагов), что и было зафиксировано у берегов р. Самородинка. Поведение нормально уплотненных грунтов или паст и переуплотненных грунтов существенно различается при траекториях нагружения RTC и СТС.*

Ключевые слова: *переуплотненные грунты, траектории нагружения, трехосные испытания, напряженное состояние, прочностные параметы*

INFLUENCE OF LOADING PATHS ON THE STRENGTH PARAMETERS OF CLAYEY SOILS IN TRIAXIAL TESTS

N. V. Dyachenko, A. V. Bershov
Lomonosov Moscow State University, Moscow? Russia

Annotation. *Determination of the influence of loading trajectories on the strength characteristics of over-compacted clay soils in a triaxial compression device during CD tests. Identification of the patterns of change in the strength characteristics of over-compacted clay soils depending on the loading trajectory under triaxial compression conditions. Experiments on the research object, Moscow moraine loams, showed that the CTC trajectory resulted in φ and c values of 28.3° and 49 kPa, respectively, while the RTC trajectory resulted in φ and c values of 50.5° and 43 kPa. Such an inverse sequence of decreasing strength parameters for the CTC RTC trajectory, relative to consolidated-undrained tests of normally compacted soils or paste, can be explained by the fact that RTC yielded peak values at the inflection point of the graphs, while CTC yielded a peak at 15% deformation. The high internal friction angles can explain the steep slopes in the Moscow moraine, which were formed through rapid erosion processes (streams, small rivers, and gullies), as observed near the banks of the Samorodinka River. The behavior of normally compacted soils or pastes and overcompacted soils differs significantly under RTC and CTC loading paths.*

Keywords: *overconsolidated soils, loading paths, triaxial testing, stress state, strength parameters*

Введение

Глинистые грунты широко распространены и часто служат основанием для зданий и инженерных сооружений. Их механическое поведение не является однозначным и определяется комплексом факторов: напряженным состоянием, условиями дренажа, скоростью и траекторией нагружения. Игнорирование влияния и траектории нагружения может стать причиной значительных расхождений между прогнозируемыми и фактическими изменениями напряженно-деформированного состояния инженерно-геологических массивов под влиянием природных и техноприродных процессов. В связи с этим экспериментальные исследования на изучение зависимости прочностных показателей глинистых грунтов от траектории нагружения представляют значительный научный и практический интерес.

Основная часть

Прочность грунтов в широком смысле — это их способность сопротивляться разрушению. В работах [3, 6] природа прочности определяется силами взаимодействия между их структурными элементами — кристаллами, зернами, обломками, агрегатами, частицами, т. е. зависит от типа и особенностей структурных связей. Однако, результаты исследований М. В. Малышева [5] свидетельствуют о том, что прочность грунтов зависит существенным образом от вида напряженного состояния, возникающего в основании при различных внешних условиях силового нагружения (траекторий напряжений).

Для нелинейных сред с выраженными пластическими деформациями, к которым относят грунты, метод суперпозиции воздействий не применим. Следовательно, это означает, что на результирующее НДС в точке будет влиять последовательность изменения его составляющих — траектория нагружения [7].

Классической траекторией нагружения в испытаниях трехосного сжатия является траектория девиаторного раздавливания (СТС — conventional triaxial compression). Данная траектория предполагает изотропное сжатие с последующим увеличением вертикального напряжения σ_1 вплоть до разрушения (рис 1). Очевидно, что увеличение σ_1 при постоянных значениях $\sigma_2 = \sigma_3$ приведет к тому, что и среднее напряжение будет расти - то есть траектория отклонится от вертикали.

Также исследователи используют траекторию девиаторного нагружения при постоянном среднем напряжении, при этом происходит увеличение σ_1 и уменьшение $\sigma_2 = \sigma_3$ (ТС — triaxial compression), а также траекторию, при которой происходит разрушение образца при снижении среднего напряжения при постоянном вертикальном напряжении (RTC — reverse triaxial compression). Если через пиковые точки разных траекторий нагружений (СТС, RTC, ТС) можно провести прямую (предельную кривую), то параметры прочности получается одинаковыми для всех режимом нагружения.

Траектории нагружения реализуются в реальных инженерно-геологических массивах при различных геотехнических воздействиях [1, 9]. Например, возведение фундаментов и насыпей, подпорные стены.

Траектории нагружения также могут формироваться также под действием геологических процессов (боковая эрозия и аккумуляция).

Изучив литературу, посвященную влиянию траекторий нагружения на прочностные показатели грунтов, можно сделать вывод, что исследования приводят к трем основным выводам:

1. В ряде работ выявлено существенное влияние траектории нагружения на прочность грунтов [11–13, 15–17].

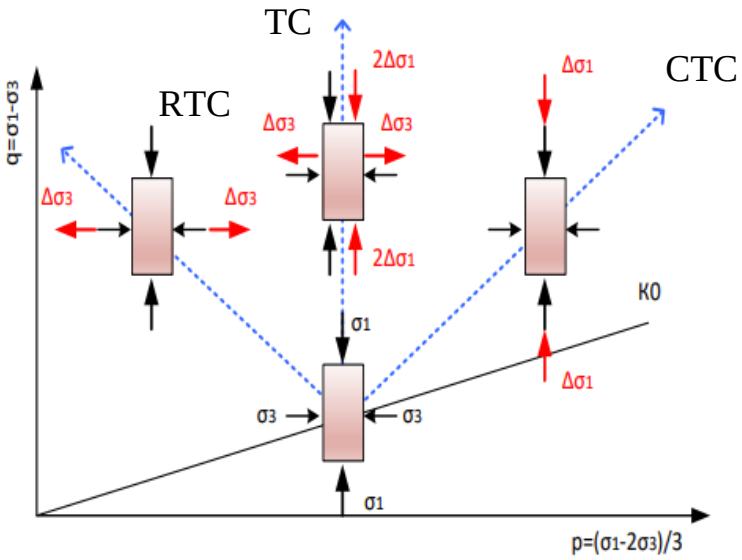


Рис. 1. Различные траектории нагружения и их напряженные состояния в условиях осесимметричного трехосного сжатия [9]

2. В других исследованиях основное внимание уделяется влиянию промежуточного главного напряжения σ_1 и параметра Лоде, при этом также устанавливается их значительное влияние на прочностные характеристики [5, 10, 14].

3. Существуют работы, в которых влияние траектории нагружения на прочность грунтов не обнаружено [4].

Во всех вышеперечисленных работах эксперименты проводились на пастах или нормально уплотненных грунтах. Таким образом, цель данной работы заключается в определении влияния траекторий нагружения на прочностные показатели переуплотненных глинистых грунтов, что обусловлено недостаточной изученностью этого вопроса.

Эксперименты проводились на образцах, отобранных из ледниковых отложений донского горизонта (донской морены) gQIdns возраста располагающихся в районе Алтуфьево в г. Москва. Значение коэффициента OCR составило 5.0. По полученным *Ip* и I_L в соответствии с ГОСТ 25100-2020 грунты относятся к суглинкам песчанистым, легким, полутвердым.

В табл. 1 приведены физические характеристики пар проб-близнецов, и их последующий режим нагружения.

Таблица 1. Физические характеристики исследуемых проб-близнецов и их последующий режим нагружения

№ образцов	Давление σ_{cons}, кПа	Режим нагружения	Физические характеристики				
			ρ_d	ρ_s	ρ	e	n
1	300	CTC	2,03	2,71	2,26	0,330	25
2	400	CTC	2,09	2,72	2,32	0,301	23
5	400	RTC	2,03	2,70	2,26	0,330	25
3	500	CTC	1,93	2,71	2,20	0,402	29
6	500	RTC	1,93	2,71	2,20	0,402	29
4	600	CTC	1,90	2,71	2,13	0,430	30
7	600	RTC	1,97	2,7	2,23	0,372	27
8	700	RTC	2,00	2,69	2,25	0,345	26

Реализация траекторий нагружений и определение прочностных параметров грунтов проходило в приборе трехосного сжатия серии «Кварц» НПП Геотек с камерой типа А в программном обеспечении АСИС 5.0. Опыты проводились в консолидированно-дренированном режиме.

Проведение трехосных испытаний проходило в 3 стадии: реконсолидация с противодавлением, консолидация, разрушение (в данной стадии разрушение образца проходит по двум траекториям: RTC и CTC при постоянной скорости нагружения, составляющей 0,4 кПа/мин).

По результатам опытов были получены графики девиаторного нагружения $|\sigma_1-\sigma_3|$ от относительной осевой деформации ε в режимах CTC и RTC (рис. 2–3). На кривых наблюдаются экстремумы, после которых значения девиатора начинают спадать. В случае траектории CTC (рис. 2) для графиков пиков на данных кривых нет.

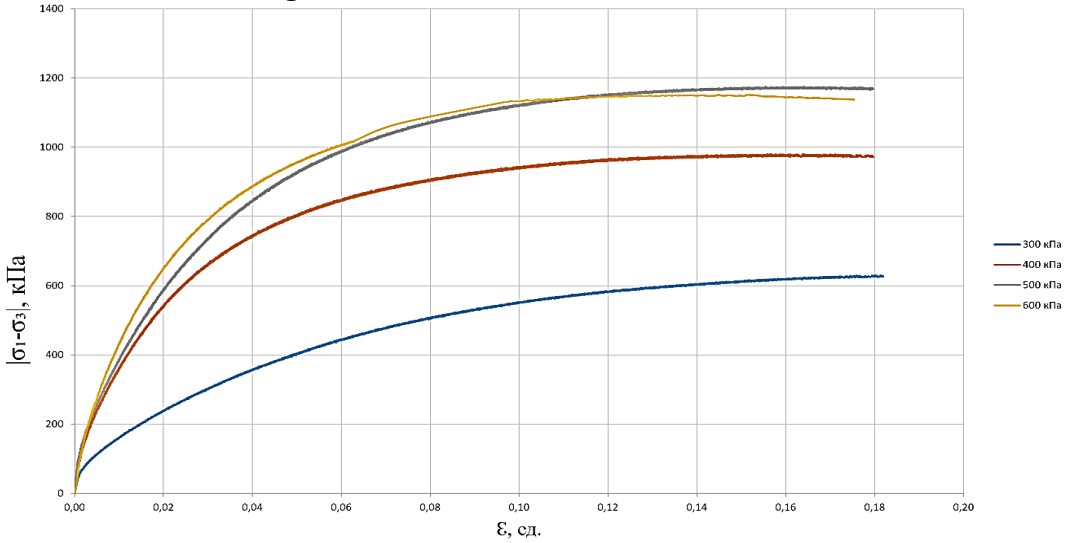


Рис. 2. График зависимости девиаторного нагружения $|\sigma_1-\sigma_3|$ от относительной осевой деформации ε в режиме CTC

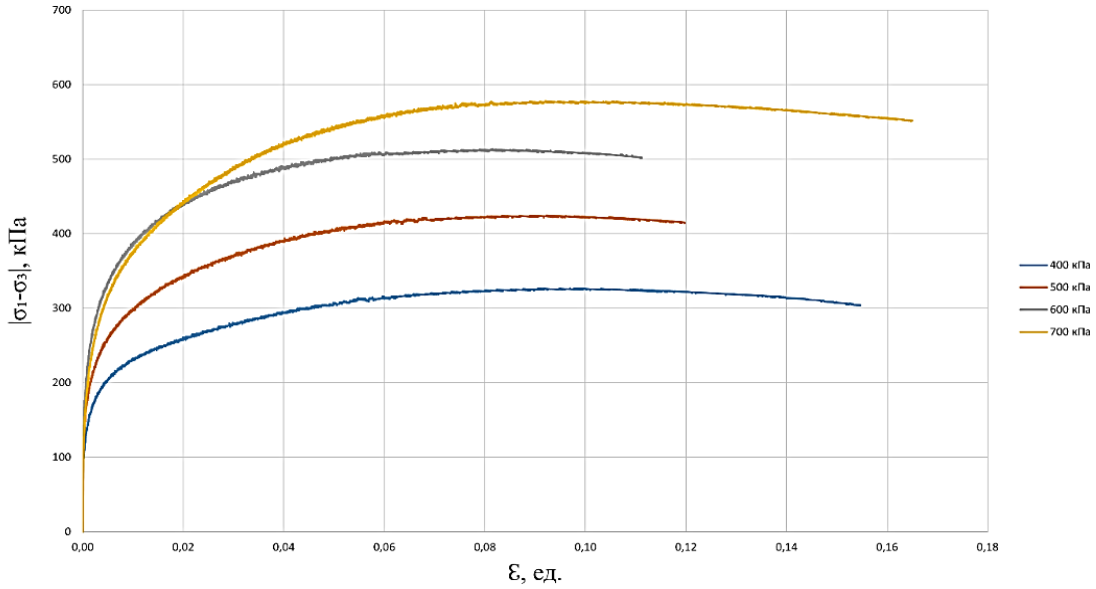


Рис. 3. График зависимости девиаторного нагружения $|\sigma_1-\sigma_2|$ от относительной осевой деформации ε в режиме RTC

На рис. 4 и 5 приведены графики зависимости девиаторного нагружения *q* от среднего напряжения *p'* при траекториях нагружения СТС и RTC.

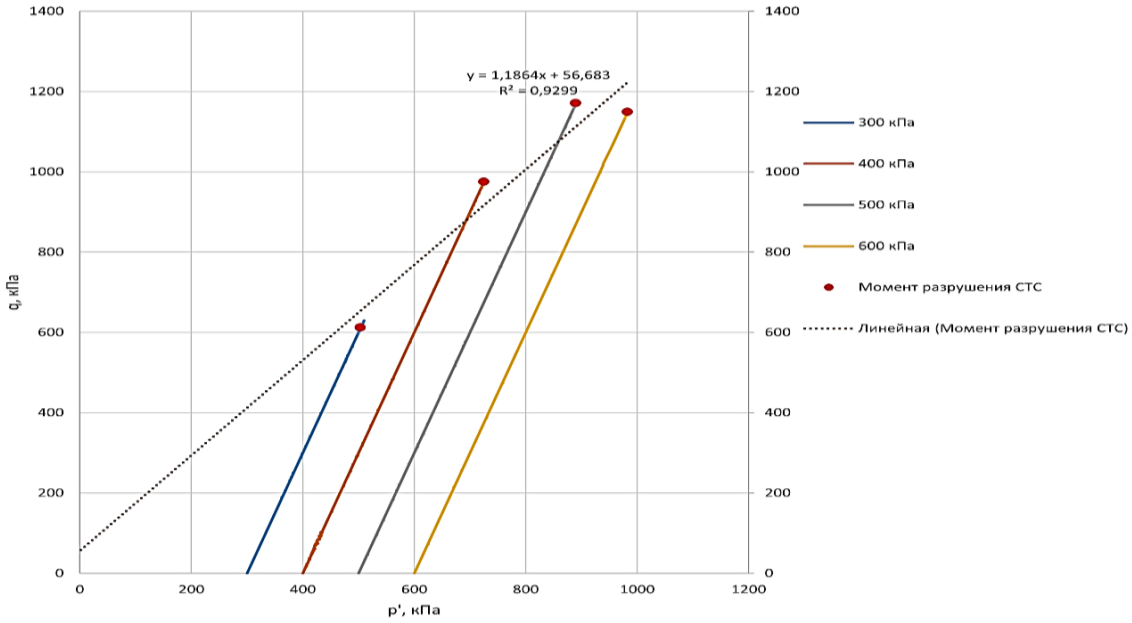


Рис. 4. График зависимости девиаторного нагружения *q* от среднего напряжения *p'* при СТС

Для траектории RTC (рис 5) наблюдаются пики, соответствующие переходу от роста девиатора к его спаду. Через все пики можно провести прямую линию. Пиковое поведение характерно для переуплотненных грунтов. Для траектории СТС (рис. 4) пики определяется по достижению 15 % значения относительной вертикальной деформации, перегиба графика не наблюдается. Через пики, полученные при траектории СТС, возможно провести только линию тренда.

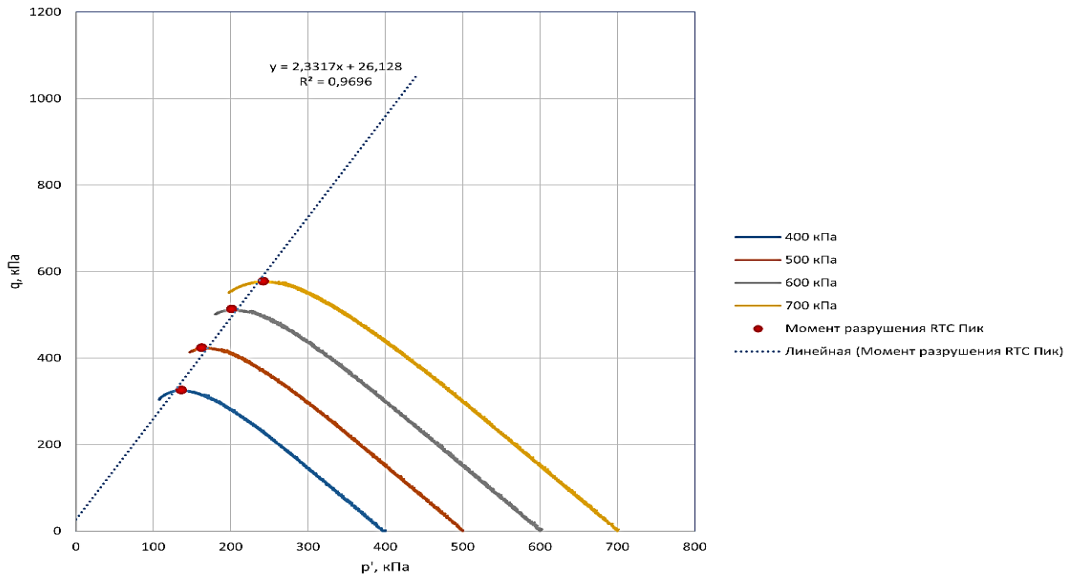


Рис. 5. График зависимости девиаторного нагружения *q* от среднего напряжения *p'* при RTC

На рис. 6. представлен график зависимости девиаторного нагружения q от среднего напряжения p' для траекторий RTC и CTC. Можно заметить параллельность прямых, соответствующих траекториям CTC и прямой линии, проведенной по пикам для траектории RTC.

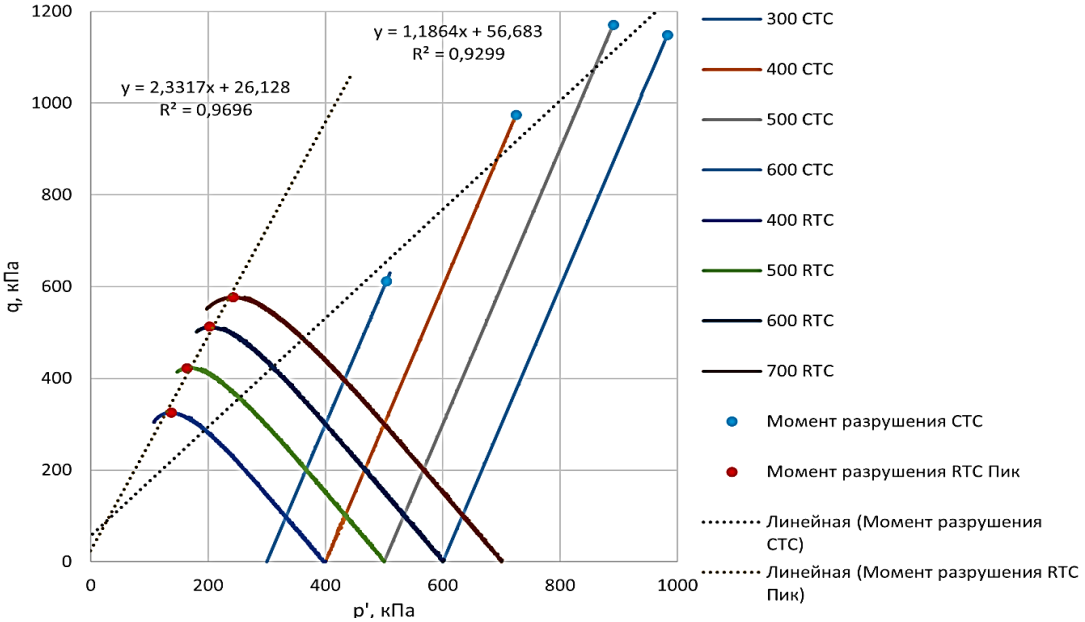


Рис. 6. График зависимости девиаторного нагружения *q* от среднего напряжения *p'* при траектории RTC и CTC

На рис. 7 и 8 приведены диаграммы Кулона-Мора для двух режимов нагружения.

По результатам испытаний на приборе трехосного сжатия были получены параметры прочности, приведенные в табл. 2.

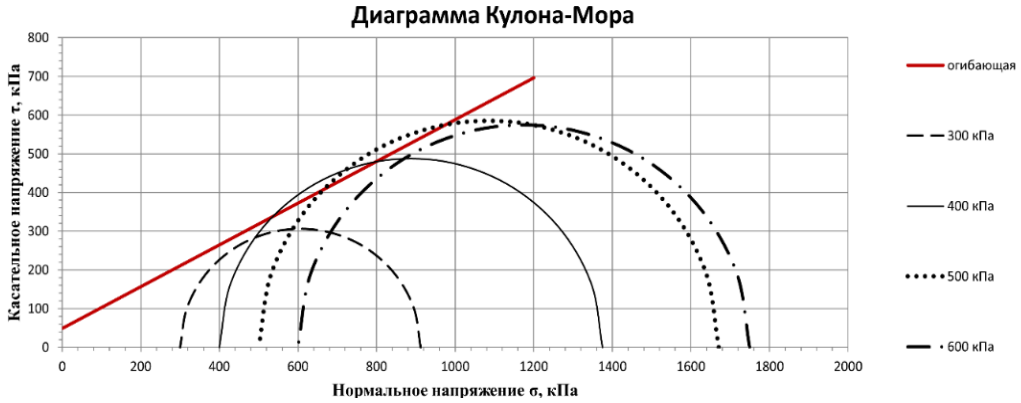


Рис. 7. Диаграмма Кулона Мора для траектории СТС

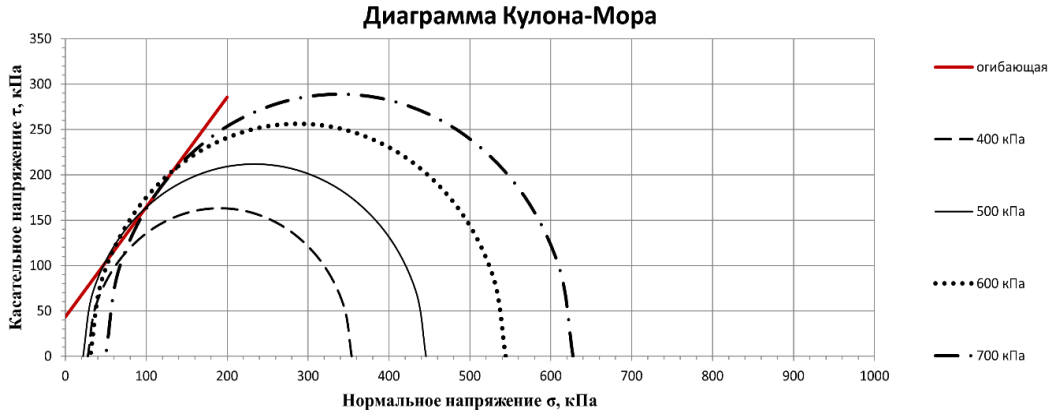


Рис. 8. Диаграмма Кулона Мора для траектории RTC

Таблица 2. Прочностные параметры исследуемых грунтов

Режим нагружения	C, кПа	φ, °
CTC	49	28,3
RTC	43	50,5

Угол внутреннего трения, полученный при траектории нагружения RTC получился достаточно высоким, если сравнивать со значением, полученным при CTC, при этом значения сцепления получились схожими.

Объяснить то, что при CTC режиме пиков не наблюдается можно тем, что:

1. Выбранная скорость нагружения для легкого суглинка оказалась избыточно медленной. Так как общее девиаторное нагружение составило неделю.

2. Образцы недоконсолидировались в процессе испытаний

При консолидировано-дренированных испытаниях переуплотненных грунтов ярко выражена пиковая прочность для траектории RTC, чего не наблюдается для CTC (пиковые значения определялись по достижению 15 % деформации), при этом для RTC прочность получилась больше, что не

соответствует рассмотренным выше работам. Однако, в тех работах испытания проводились для нормально уплотненных грунтов или пасты, а не на переуплотненных грунтах, что могло привести к таким различиям. Заниженные значения для СТС, скорее всего, получились из-за того, что не были достигнуты явные перегибы графиков. Таким образом, влияние траектории RTC на переуплотненные грунты требует дополнительного исследования.

Разницу в результатах, полученных в данных испытаниях и работ, рассмотренных выше, можно объяснить также выбранной скоростью нагружения. В работах [14–17] скорость задавалась по деформациям, при этом в данных испытаниях — по напряжениям.

Большие значения угла внутреннего трения удовлетворительно описывают то, что при быстрой речной или овражной эрозии (траектория RTC) в грунтах московской морены видны очень крутые склоны. В пример можно привести крутые берега, имеющие угол естественного откоса до 90° и образованные в результате эрозии рекой Самородинка в районе метро Юго-Западная (рис. 9). Также при освоении территории схожий эффект можно ожидать при откопке вертикальных стенок котлована. Без учета возможного промерзания, оттаивания и водонасыщения устойчивые откосы в московской морене могут быть оценены в 60°–70°. Таким образом, стандартный подход оценки устойчивости по СТС может давать заниженные значения показателей прочности.



Рис. 9. Крутые склоны, образованные эрозией реки Самородинка в районе метро Юго-западная

Заключение

Анализ литературных данных показывает, что теоретические гипотезы, что траектория нагружения не влияет на прочностные показатели φ и c некорректна, угол внутреннего трения не является инвариантом относительно траектории нагружения.

В инженерно-геологических массивах, как при их техногенном использовании, так и при природном развитии в их разных частях наблюдается реализация различных схем нагружения.

Поставленные эксперименты на объекте исследования, суглинках московской морены, показали, что при траектории СТС φ и c составили 28,3°, 49 кПа соответственно, а для RTC — 50,5°, 43кПа. Такая обратная последовательность снижения прочностных параметров для траектории СТС RTC, относительно консолидированно-недренированных испытаниях нормально уплотненных грунтов или пасты, может быть объяснено, что при RTC были получены пиковые значения по перегибу графиков, а для СТС пик принимался по достижению 15 % деформации.

Такие высокие углы внутреннего трения могут объяснять крутые склоны в московской морене, образованные при быстрых эрозионных процессах (ручьев, малых рек, оврагов), что и было зафиксировано у берегов р. Самородинка.

Поведение нормально уплотненных грунтов или паст и переуплотненных грунтов существенно различается при траекториях нагружения RTC и СТС.

Список источников

1. Болдырев, Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса: монография / Г. Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.

2. Болдырев, Г. Г. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения прочностных характеристик грунтов / Г. Г. Болдырев, А. С. Колесников, А. Г. Новичков // Инженерные изыскания. – 2014. – № 5-6. – С. 78-85.

3. Гольдштейн, М. Н. Механические свойства грунтов / М. Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.

4. Иващенко, И. Н. Влияние напряженного состояния и траектории нагружения на деформируемость глинистых грунтов: дис. ... канд. техн. наук: 05.00.00/ И. Н. Иващенко. – Москва, 1965. – 177 с.

5. Малышев, М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.

6. Маслов, Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н. Н. Маслов. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.

7. Мирный, А. Ю. Осесимметричное трехосное сжатие в практике инженерных изысканий: монография / А. Ю. Мирный. – Москва; Вологда: Инфра-Инженерия, 2021. – 156 с.

8. Грунтоведение / Т В. Трофимов, В. А. Королев, В. А. Вознесенский [и др.]. – М.: Издательство МГУ, 2005. – 1024 с.

9. Федоренко, Е. В. Теоретические и методологические основы индивидуального проектирования насыпей транспортных сооружений на слабых основаниях: дис. … д-р техн.наук: 2.1.8. / Федоренко Евгений Владимирович [Место защиты: ФГБОУ ВО «МАДИ»]. – Краснодар, 2025. – 394 с.

10. Lam, W.K., Tatsuoka, F. Effects of Initial Anisotropic Fabric and σ2 on Strength and Deformation Characteristics of Sand // Soils and Foundations. – 1988. – Vol. 28, No. 1. – P. 89-106.

11. Lambe, T.W., Silva, F. Effect of Stress Path on Slope Stability. – MIT, 1998. – Course Notes.

12. Liu Xue-Yan, Ye Yu, Li Ke, Wang Yun-Qi. Stress Path Efforts on Palm Fiber Reinforcement of Clay in Geotechnical Engineering // Water. – 2023. – Vol. 15, No. 23.

13. Sterpi, D. Effects of the intermediate principal stress on the shear strength of a sand // Géotechnique. – 2000. – Vol. 50, No. 3. – P. 327–336.

14. Wang Shuai, Wang Lianguo, Tian Jiansheng, Fan Hao, Jiang Chongyang and Ding Ke. An Experimental Study on the Effects of True Triaxial Loading and Unloading Stress Paths on the Mechanical Properties of Red Sandstone // Minerals. – 2022. – Vol. 12, No. 204. – 14 p.

15. Wei Houzhen, Liu Hao, Li Xiaoxiao, Tao Zhao, Wu Yongjie, Shen Jianhua, Yin Mei. Effect of stress path on the mechanical properties of calcareous sand // Underground Space. – 2023. – Vol. 9. – P. 20-30.

16. Zhang Dongjie, Luo Fei, Zhu Zhanyuan, Liu Jiaming, Li Jing, Li Bailin, Xue Tianlang. Study on Mechanical Properties of Gravelly Sand under Different Stress Paths // Advances in Civil Engineering. – 2021. – Issue 1.

17. Zhang Yanzhao, Zuo Shuangying, Li Rita Yi Man, Mo Yunchuan, Yang Guosheng, Zhang Min. Experimental study on the mechanical properties of Guiyang red clay considering the meso micro damage mechanism and stress path // Scientific Reports. – 2020. – 17449.

© Дяченко Н. В., Бершов А. В., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-324-332

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ КЛИМАТА И УСТРОЙСТВА СЕЗОННОЙ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ КРАЙНИХ СВАЙ ФУНДАМЕНТА НА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

В. А. Ильичев[1], Н. С. Никифорова[2,3], А. В. Коннов[2,3]

[1]Российская академия архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,
[2]Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия,
[3]Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия

Аннотация. *При прогнозируемой скорости изменения климата многие конструктивные и технологические решения не смогут предотвратить оттаивание многолетнемерзлых грунтов в основании зданий. Для зданий с проветриваемыми подпольями результаты численного моделирования и мониторинга температуры многолетнемерзлых грунтов указывают на необходимость дополнительных мероприятий для обеспечения работоспособности фундаментов. Устройство в проветриваемом подполье теплоизоляционного экрана с регулярным его демонтажом в зимний период позволяет сохранять основание здания в мерзлом состоянии, однако мало изучено влияние от его устройства на работоспособность крайних свай. Целью исследования было определение влияния потепления климата и устройства в проветриваемом подполье сезонного теплоизоляционного экрана на несущую способность крайнего ряда свай, а также составление предложений по увеличению площади теплоизоляционного экрана для обеспечения работоспособности фундамента. Проведено численное моделирование термонапряженно-деформированного состояния многолетнемерзлых грунтов. Установлено, что под действием проветриваемого подполья несущая способность свай крайнего ряда изменяется незначительно (в пределах 7%) относительно свай среднего, однако при использовании в летний период горизонтального теплоизоляционного экрана разница достигает 40%. Для ее снижения рекомендуется увеличить площадь теплоизоляции путем дополнительного устройства утепления основания вне здания по его периметру. Получено, что наиболее эффективным способом является использование горизонтальной теплоизоляции, уложенной на расстояние до 2 м от здания вместе с устройством вертикального теплоизоляционного экрана. Увеличение несущей способности свай крайнего ряда с учетом потепления климата составило до 13% от их несущей способности с внешним утеплением.*

Ключевые слова: *многолетнемерзлые грунты, несущая способность сваи, изменение климата, теплоизоляция, проветриваемое подоподье*

IMPACT OF CLIMATE CHANGE AND SEASONAL THERMAL INSULATION ON LOAD-BEARING CAPACITY OF OUTER FOUNDATION PILES IN PERMAFROST SOILS

V. A. Ilyichev[1], N. S. Nikiforova[2,3], A. V. Konnov[2,3]

[1]Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia,
[2]National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
[3]Scientific-Research Institute of Building Physics, Moscow, Russia

Annotation. *At the projected rate of climate change, many design and technological solutions will be unable to prevent the thawing of permafrost beneath buildings. For structures with ventilated underfloor spaces, numerical modeling and monitoring of permafrost temperatures indicate the need for additional measures to ensure foundation operability. Installing a thermal insulation in the ventilated space, with its regular removal during the winter period, helps maintain the building's soil base in a frozen state. However, the impact of this measure on the performance of the outermost piles has been insufficiently studied. The aim of this research was to determine the effects of climate warming and the installation of a seasonal thermal insulation in a ventilated space on the load-bearing capacity of the outer row of piles. Additionally, the study sought to propose ways to increase the area of the thermal insulation to ensure foundation operability. Numerical modeling of the thermal regime and stress-strain state of permafrost soils has been carried out. It was determined that under the influence of a ventilated space, the load-bearing capacity of the outermost piles changes insignificantly (within 7%) compared to the middle piles. However, when a horizontal thermal insulation screen is used during the summer period, this difference reaches 40%. To reduce this effect, it is recommended to increase the insulation area by adding thermal protection to the soil outside the building along its perimeter. It has been found that the most effective method is the use of horizontal insulation laid at a distance of up to 2 meters from the building, combined with the installation of a vertical thermal insulation screen. The increase in the load-bearing capacity of the outermost row of piles, taking into account climate warming, amounted to up to 13% of their capacity with external insulation.*

Keywords: *permafrost, load-bearing capacity of piles, climate change, thermal insulation, ventilated underfloor space*

Введение

Современные исследования показывают, что при прогнозируемой скорости изменения климата многие широко используемые конструктивные и технологические решения не смогут предотвратить оттаивание многолетнемерзлых грунтов в основании зданий и сооружений в зоне вечной мерзлоты. Применение сезонно-действующих охлаждающих устройств (СОУ) гарантирует в условиях потепления климата эксплуатационную пригодность зданий до середины XXI в. [1], но из-за глобального потепления климата во второй половине этого века они станут бесперспективными [2, 3]. Актуальным является совмещение СОУ с источниками искусственного охлаждения [2, 4], а также использование в сочетании с теплоизоляционными материалами [5]. Для зданий с проветриваемыми подпольями результаты численного моделирования температурного режима оснований указывают на необходимость использования дополнительных мероприятий для обеспечения работоспособности фундаментов в течение всего срока эксплуатации сооружений [6]. Многолетний мониторинг температуры грунтов в основаниях зданий с проветриваемым подпольем в Якутске показывает, что не на всех объектах наблюдается снижение температуры мерзлоты [7].

В условиях потепления климата для обеспечения эксплуатационной пригодности зданий и сооружений с проветриваемым подпольем может быть использовано устройство теплоизоляционного экрана [8–10]. Одним из

наиболее подходящих материалов для его формирования является пеностекло, обладающее долговечностью, малым водопоглощением, огнестойкостью, экологичностью и устойчивостью против агрессивных сред [11, 12].

Численное моделирование температурного режима основания здания на свайном фундаменте на высокотемпературных (-1,5 °С) многолетнемерзлых грунтах [13] показало, что устройство в проветриваемом подполье теплоизоляционного экрана из пеностекольных плит с регулярным его демонтажом в зимний период (сезонное) позволяет сохранять основание здания в мерзлом состоянии и препятствовать снижению несущей способности свай по причине потепления климата. В указанном исследовании анализировалось изменение несущей способности сваи, расположенной под серединой здания.

Устройство из пеностекольных плит теплоизоляционного экрана значительной толщины (например, 280 мм, как в исследовании [13]) создает в проветриваемом подполье, особенно на конец эксплуатации здания, значительную разницу в толщине СТС и температуре ММГ под зданием и вне его. Изменение теплового состояния массива грунта происходит, начиная с области расположения свай крайнего ряда.

Целью данного исследования является определение влияния потепления климата и устройства в проветриваемом подполье здания сезонного теплоизоляционного экрана на несущую способность крайнего ряда свай, а также составление предложений по модификации теплоизоляционного экрана для обеспечения работоспособности фундамента.

Основная часть

1. Методика исследования

Для прогноза изменения несущей способности крайнего ряда свай в программном комплексе (ПК) Frost 3D было выполнено численное моделирование изменения температурного распределения в массиве ММГ, включающего теплоизолированное основание. Методика моделирования и параметры модели были приняты аналогично исследованию [13] для возможности сравнения результатов прогнозирования несущей способности свай крайнего ряда с полученными ранее для свай, расположенных под серединой здания. Для этого сваи среднего и крайнего ряда были смоделированы одинаковой длины (11 м).

Моделировалось здание, проектируемое по I принципу строительства на ММГ с устройством проветриваемого подполья. Рассматривался период эксплуатации 70 лет (с 2024 по 2094 гг.). Размеры расчетной области в плане 30×32×20 м. На основе теплотехнического прогноза в ПК Frost 3D выполнен расчет изменения во времени несущей способности свайного фундамента.

В ходе исследования рассматривались инженерно-геологические и климатические условия по результатам изысканий в Якутске, которые подробно описаны в [13]. Среднегодовая температура ММГ на глубине нулевых теплооборотов -1,5 °С (высокотемпературные ММГ). Нормативная расчетная глубина сезонного оттаивания 3,1 м.

Прогнозные значения происходящего в связи с потеплением климата прироста среднегодовой температуры приповерхностного воздуха использовались по данным региональной климатической модели будущих изменений климата России Главной геофизической обсерватории им. А.И. Воейкова (ГГО) [14] для сценария изменения содержания парниковых газов и аэрозолей в атмосфере RCP 8.5. Для зимнего периода получен тренд увеличения температуры воздуха 0,08…0,15 ºС/год.

2. Прогноз разницы в несущей способности свай при горизонтальном экране в подполье летом

С учетом технологического решения по регулярному устройству в мае в проветриваемом подполье горизонтального теплоизоляционного экрана толщиной 280 мм из пеностекольных плит и его демонтажу в октябре получено температурное распределение в основании здания на весь период его эксплуатации. На его основании рассчитана несущая способность свай фундамента.

При использовании теплоизоляционного экрана толщиной 280 мм, устраиваемого в летний период, получено увеличение несущей способности свай крайнего ряда от 40 % до 70 % на конец эксплуатационного периода здания (рис. 1).

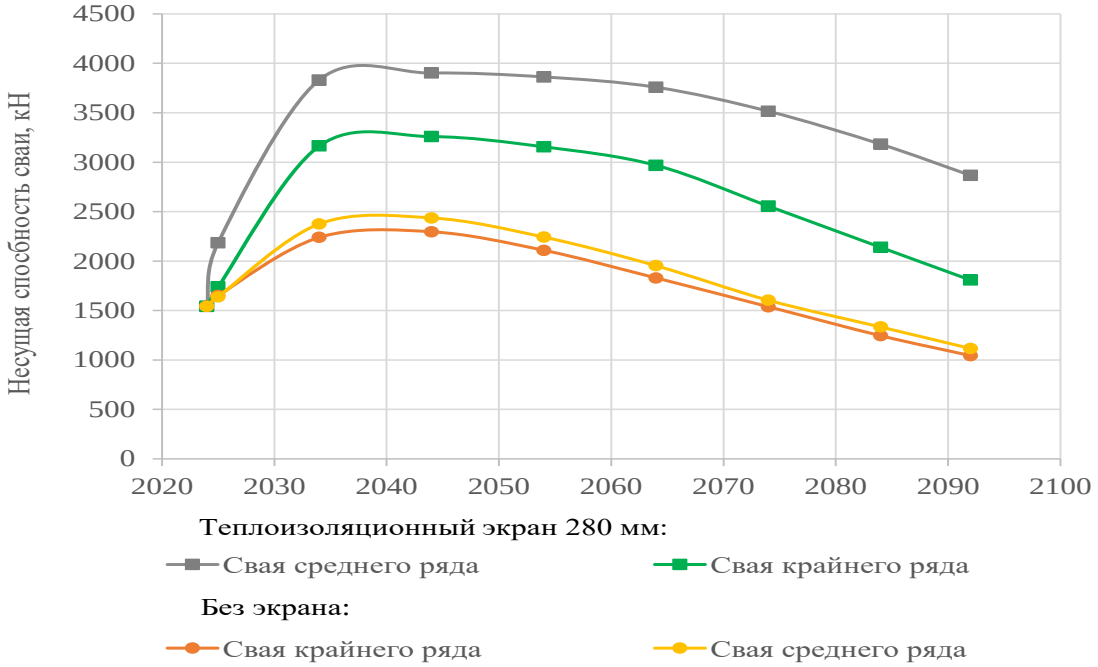


Рис. 1. Несущая способность свай крайнего и среднего ряда при потеплении климата с устройством теплоизоляционного экрана и без него

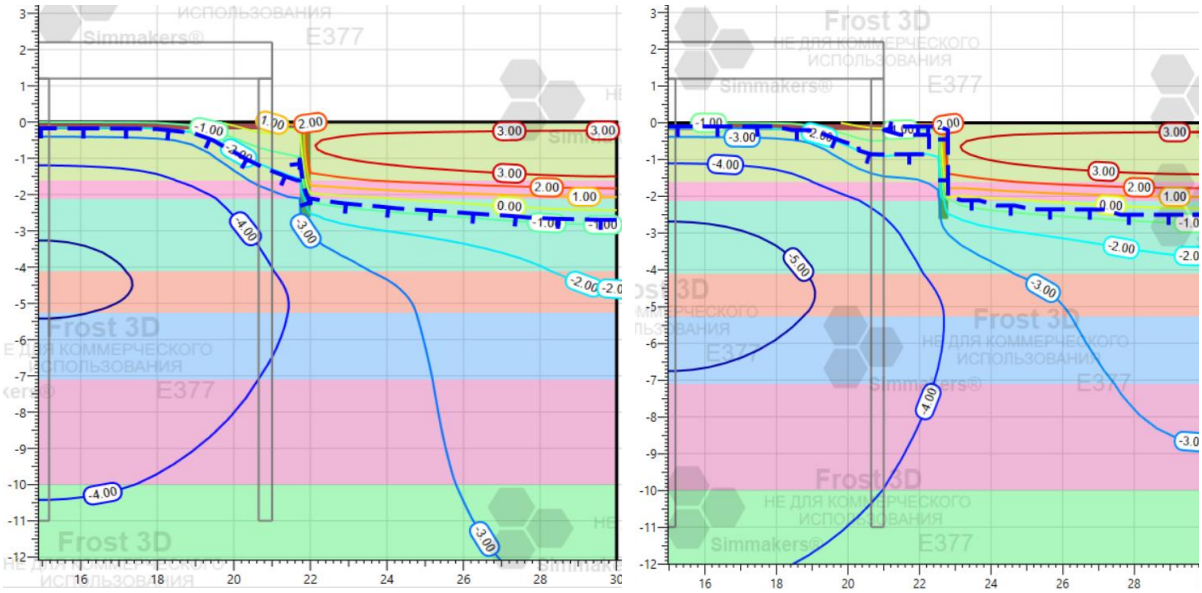
Установлено, что без устройства экрана несущая способность свай крайнего ряда изменяется незначительно (в пределах 7 %) относительно свай среднего, однако при использовании экрана разница достигает 40 %. На колонны крайнего ряда передается, как правило, меньшая нагрузка. В рассматриваемой модели нагрузка на крайние колонны меньше, чем на средние на 50 %, однако данное значение может быть значительно меньше и достигать 20 %. В этом случае существенная разница в несущей способности свай под колонны среднего и крайнего ряда, приведет к необходимости удлинения в проекте свай под внешние колонны здания. Вместо этого предлагается модифицировать теплоизоляционный экран путем устройства теплоизоляции по внешнему периметру здания.

3. Устройство внешней пеностекольной теплоизоляции по периметру здания

При небольшой разнице в нагрузке между колоннами среднего и крайнего ряда, для обеспечения требуемой несущей способности предлагается вместо проектного удлинения свайных фундаментов крайних колонн устройство внешней теплоизоляции по периметру здания. Такой конструктивный элемент теплоизоляции создает продолжение существующего теплового экрана за пределами контура здания.

Моделировалось устройство внешней теплоизоляции из плит пеностекла толщиной 150 мм на расстоянии 2 м от здания. Получено незначительное (до 3 %) возрастание несущей способности крайних свай на период 70 лет с учетом потепления климата. Увеличение толщины внешней теплоизоляции до значения равного толщине теплоизоляционного экрана в подполье (280 мм) не дало результатов.

Вне здания слой утеплителя, при условии расчистки снега на расстоянии 2 м от здания (согласно требованиям российских норм) препятствует охлаждению основания в зимний период [6]. Было произведено моделирование устройства внешней теплоизоляции только в летний период вместе с укладкой теплоизоляционного экрана в подполье здания или сооружения. Полученные изополя температуры и фронт промерзания после эксплуатации в течении 30 лет (рис. 2) указывают на уменьшение толщины СТС в районе свай крайнего ряда (на 1,1 м) и уменьшении температуры грунтов в основании здания (до -6 °С) по сравнению с использованием только теплоизоляционного экрана. Однако в данном случае применение съемной теплоизоляции реализовать сложнее, чем в проветриваемом подполье. На открытой поверхности вне здания теплоизоляция будет подвержена б**о**льшим внешним воздействиям и, кроме того, потребует постоянного контроля за ее сохранностью.



а *б*

Рис. 2. Температурное распределение в массиве грунта на 2054 г. (после 30 лет эксплуатации здания) в сентябре с теплоизоляционным экраном 280 мм в подполье, внешней теплоизоляцией 150 мм и вертикальным экраном 280 мм:
а – на расстоянии 1 м от здания; *б* – 2 м от здания

Было рассмотрено конструктивное решение, предполагающее защиту основания здания от поступления тепла в летний период не только с поверхности, но и от окружающего грунтового массива [15]. Для этого по периметру здания вместе с внешней горизонтальной теплоизоляцией толщиной 150 мм моделировался вертикальный теплозащитный экран из пеностекла. Ширина экрана принималась равной 280 мм. Высота экрана — до кровли ММГ (глубина 2,6 м). Прогноз температурного распределения выполнялся для удаления вертикального экрана от здания на расстояние 1 и 2 м. При расположении вертикального экрана на расстоянии 2 м зафиксировано большее снижение температуры ММГ и толщины СТС в районе крайней сваи (рис. 2).

На момент эксплуатации здания в течение 30 лет при устройстве вертикального экрана на расстоянии 2 м от здания в районе сваи крайнего ряда в сентябре отмечено снижение толщины СТС на 0,9 м, температура — 4 °С установилась меньшей глубине (на 1,3 м) по сравнению с устройством только горизонтального экрана в подполье.

Было произведено сравнение влияния на несущую способность свай крайнего ряда от устройства внешнего горизонтального утепления с вертикальным теплоизоляционным экраном в основании на расстоянии 1 и 2 м от здания. Заметное возрастание несущей способности сваи получено для удаления вертикального экрана на 2 м от здания. С учетом потепления климата оно составило 13 % от несущей способности свай крайнего ряда с внешним утеплением на конец эксплуатации здания (рис. 3).

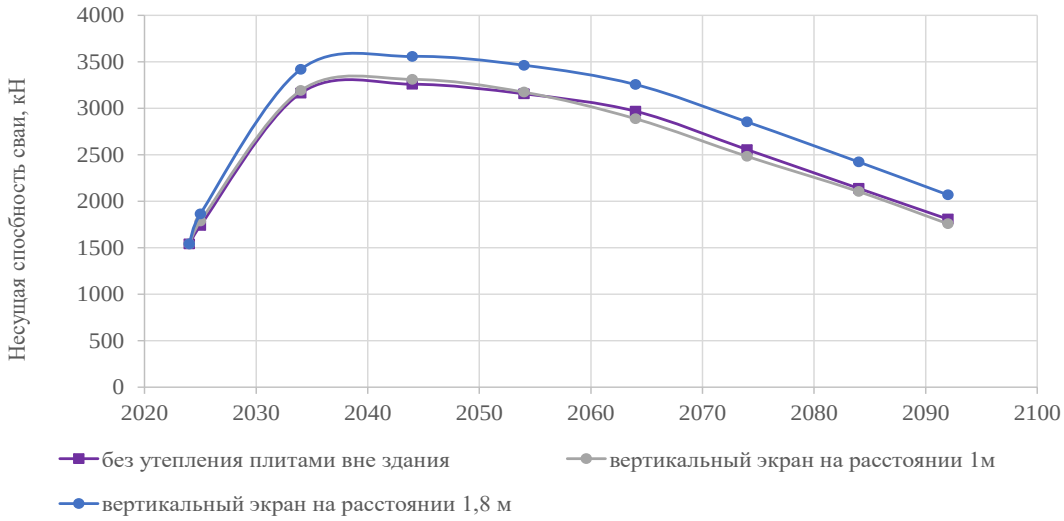


Рис. 3. Сравнение изменения с учетом потепления климата несущей способности свай крайнего ряда при устройстве внешней теплоизоляции с вертикальным экраном и без нее

Заключение

Проведено численное моделирование термо-напряженно-деформированного состояния (ТНДС) массива многолетнемерзлых грунтов при использовании конструктивно-технологических решений по применению теплоизоляции из пеностекла в условиях влияния изменения климата. С помощью программного комплекса Frost 3D для проектируемого здания в Якутске получены данные по изменению ТНДС массива многолетнемерзлых грунтов на весь период его эксплуатации.

Моделирование показало, что под действием проветриваемого подполья несущая способность свай крайнего ряда изменяется незначительно (в пределах 7 %) относительно свай среднего, однако при использовании в летний период горизонтального теплоизоляционного экрана разница достигает 40 %. Для ее уменьшения без проектного удлинения свай необходимо увеличение площади теплоизоляционного экрана.

В результате численного моделирования получено, что увеличение несущей способности крайних свай (под наружные стены) возможно с помощью применения теплоизоляции вне здания по его периметру. Определено, что горизонтальная теплоизоляция из пеностекла, уложенная на расстояние до 2 м от здания, дает незначительное возрастание несущей способности. Увеличение несущей способности возможно при совместном ее использовании с вертикальным теплоизоляционным экраном, расположенном на удалении от здания. Для вертикального экрана из пеностекла, находящемся на расстоянии 2 м от здания, наибольшее увеличение несущей способности свай крайнего ряда с учетом потепления климата составило 13 % от их несущей способности с внешним утеплением.

Список источников

1. Ильичев В. А. Расчет фундаментов на многолетнемерзлых грунтах с учетом сезонности возведения, прогноза скорости потепления климата, заданного срока эксплуатации и использования возможностей термосвай / В. А. Ильичев, Н. С. Никифорова, А. В. Коннов // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений: тезисы докладов IX Междунар. симпозиума. – Пенза, 2025. – С. 198-199.

2. Управление тепловыми процессами в криолитозоне на основе применения термостабилизаторов / А. Г.Алексеев, А. В. Брушков, С. В. Бадина [и др.] // Вестник НИЦ Строительство. – 2025. – № 3(46). – С. 121-143. DOI: 10.37538/2224-9494-2025-3(46)-121-143.

3. Шеин, А. Н. Проблемы и перспективы использования термостабилизации оснований зданий в г. Салехард при современных климатических трендах / А. Н. Шеин, А. И. Синицкий, А. А. Башкова // Интерэкспо Гео-Сибирь. – 2025. – Т. 2. – № 3. – С. 193-200. DOI: 10.33764/2618-981X-2025-2-3-193-200.

4. Оценка эффективности работы системы всесезонной термостабилизации в сравнении с сезонно-действующими охлаждающими устройствами по данным температурного мониторинга грунтов / Ф. А. Шевчик, И. А. Комаров, В. С. Исаев [и др.] // Криосфера Земли. – 2025. – Т. 29. –№ 6. – С. 41-49. DOI: 10.15372/KZ20250604.

5. Анализ эффективности взаимодействия сезонно-действующих охлаждающих устройств и теплоизоляционных слоев на многолетнемерзлые грунты основания транспортных сооружений / Т. В. Шепитько [и др.] // Транспортные сооружения. – 2024. – Т. 11. – № 3. DOI: 10.15862/07SATS324.

6. Ilyichev V. A., Nikiforova N. S. and Konnov, A. V. Structural and Technological Solutions for the Preservation of Permafrost Beneath the Building in a Changing Climate // Proceedings of the 6th International Conference on Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering Autumn Season – CONMECHYDRO. – Tashkent, Uzbekistan, 2024. – P. 593-598. DOI: 10.5220/0013728300004644

7. Оценка эффективности работы проветриваемого подполья здания большой площади в условиях изменения климата в Г. Якутске / А. А. Чжан, П. С. Заболотник, Р. В. Чжан [и др.] // Геология и минерально-сырьевые ресурсы Северо-Востока России 2024: Материалы XIV Междунар. науч.-практ. конф., посвященной 300-летию Российской академии наук и 100-летию золотодобывающей промышленности Республики Саха (Якутия) – Новосибирск, 2024. – С. 590-593. DOI: 10.53954/9785604990100_590.

8. Никифорова Н. С. Эффективность применения пеностекла для предотвращения деградации грунтов в криолитозоне / Н. С. Никифорова, А. В. Коннов // Материалы международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении». – Новочеркасск, 2022. – С. 61-69.

9. Никифорова, Н. С. Применение пеностекла для защиты деградирующих грунтов криолитозоны / Н. С. Никифорова, А. В. Коннов // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14. – № 1. – С. 99–110. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.1.08

10. Овсянников, С. Н. Сезонная теплоизоляция оснований на объектах месторождений для сохранения многолетнемерзлых грунтов / О С. Нвсянников, Д. В. Яремчук // Вестник науки. – 2025. – Т. 4. – № 5(86). – С. 1830-1837.

11. Ильичев, В. А. Перспективы использования изделий из пеностекла в основании зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах / В. А. Ильичев, Н. С. Никифорова, А. В. Коннов // Жилищное строительство. – 2024. – № 9. – С. 36-41.

12. Исследования теплоизоляционных свойств щебня из пеностекла в основаниях автомобильных дорог в многолетнемерзлых и пучинистых грунтах / И. В. Бессонов, А. Д. Жуков, Е. Ю. Боброва [и др.] // Транспортное строительство. 2022. № 2. – С. 12-15.

13. Ильичев, В. А. Сезонная теплоизоляция для предотвращения оттаивания многолетнемерзлых грунтов оснований зданий и сооружений в условиях изменения климата / И В. Альичев, Н. С. Никифорова, А. В. Коннов // БСТ: Бюллетень строительной техники. – 2025. – № 6. – С. 19-21.

14. Вероятностное сценарное прогнозирование регионального климата как основа разработки адаптационных программ в экономике Российской Федерации / В. М. Катцов, Е. И. Хлебникова, И. М. Школьник, Ю. Л. Рудакова // Метеорология и гидрология. – 2020. – № 5. – С. 46-58.

15. Ilyichev V.A., Nikiforova N. S., Konnov A.V. Foamed polyethylene installation to prevent permafrost degradation // Smart Geotechnics for Smart Societies: Proc. of the 17th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 14-18 August – Astana, Kazakhstan, 2023. – P. 1797-1802. DOI: 10.1201/9781003299127-270

© Ильичев В. А., Никифорова Н. С., Коннов А. В., 2026

Секция 3
МЕХАНИКА АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОВ

УДК 624.159.4
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-333-342

КОРРЕКТИРОВКА ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ ЗДАНИЙ НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ ВЫСОКОНАПОРНЫМ ИНЪЕЦИРОВАНИЕМ

М. Л. Нуждин[1], Л. В. Нуждин[2]

[1]ООО «ГРОСФ», г. Иркутск, Россия
[2]ООО «Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие «ОиФ», г. Новосибирск, Россия

Аннотация. *Представлено описание способа корректировки вертикального положения зданий на плитных фундаментах. Корректировка выполняется методом группового высоконапорного инъецирования для армирования грунтового основания твердыми инъекционными телами по контуру плитного фундамента и, в случае необходимости, под его подошвой. Предусмотрено несколько вариантов расположения инъекционных тел и последовательности усиления. Выполнена оценка эффективности вариантов усиления грунтового основания в MIDAS GTS NX. Для возможности нагнетания цементно-песчаного раствора под подошву плиты, в ее теле при изготовлении, устанавливаются инъекционные кондукторы – металлические или полипропиленовые трубы промышленного производства. Корректировка может быть выполнена при возникновении случайных кренов в процессе возведения или во время эксплуатации здания.*

Ключевые слова: корректировка вертикального положения, усиление грунтового основания, высоконапорное инъецирование

CORRECTION OF THE VERTICAL POSITION OF BUILDINGS ON SLAB FOUNDATIONS BY HIGH-PRESSURE INJECTION

M. L. Nuzhdin[1], L. V. Nuzhdin[2]

[1]LLC «GROSF», Irkutsk, Russia
[2]LLC «Research and design expert consulting enterprise «O&F», Novosibirsk, Russia

Annotation. *A description of a method for correcting the vertical position of buildings on slab foundations is presented. The correction is performed by the method of group high–pressure injection – reinforcement of the soil base with solid injection bodies along the contour of the slab foundation, and, if necessary, under its sole. There are several options for the location of injection bodies and the sequence of reinforcement. The effectiveness of the options for strengthening the soil base in MIDAS GTS NX has been evaluated. For the possibility of injecting cement-sand mortar under the sole of the slab, injection conductors are installed in its body during manufacture – metal or polypropylene pipes of industrial production. Adjustments can be made if accidental rolls occur during the construction process or during the operation of the building.*

Ketwords: *correction of the vertical position, reinforcement of the soil base, high-pressure injection*

Способ корректировки вертикального положения зданий на плитных фундаментах

При возведении зданий на плитных фундаментах существует риск возникновения случайных кренов, вызванных неравномерными деформациями грунтового основания. Развитие неравномерных деформаций может быть обусловлено наличием неустановленной неоднородности грунтового массива, включений техногенных, слабых или просадочных грунтов, локальным изменением уровня подземных вод, промораживанием или замачиванием вскрытого котлована, проведением работ, влияющих на напряженно-деформируемое состояние основания и прочими факторами, нередко имеющими место на строительной площадке в черте городской застройки.

Метод высоконапорного инъецирования подвижного цементно-песчаного раствора дает возможность своевременной корректировки вертикального положения зданий за счет выправления неравномерных деформаций основания, а также адаптации плитного фундамента к изменению физико-механических характеристик грунтов, как в процессе строительства, так и при последующей эксплуатации [1–4].

Для удобства оперативного производства инъекционных работ в теле плиты при ее изготовлении устанавливают инъекционные кондукторы, через которые в последующем, при необходимости, возможно погружение инъекторов для нагнетания раствора в основание под ее подошвой.

Необходимость проведения работ определяется в ходе геодезических наблюдений за осадками и кренами сооружения в процессе строительства или эксплуатации. Проектом предусматривается обязательная установка на объекте геодезических марок, количество и частота замеров, которых зависят от темпов строительства и грунтовых условий площадки. Зарегистрированные показания сопоставляются с данными предыдущих циклов и, в случае нарастания неравномерных деформаций, рассматривается вопрос о необходимости выполнения работ по усилению основания.

Для проведения корректировки вертикального положения здания разрабатывается специальный проект. Основные параметры усиления (последовательность работ, длина участков с контурным армированием, количество горизонтов и объемы инъецирования) назначаются по результатам расчетов с учетом уточняющих полевых исследований деформационных свойств основания. Особое значение в расчетах играет точность данных о фактическом строении грунтового массива на момент сложившейся неблагоприятной ситуации [5].

Для оперативной достоверной оценки напряженного состояния сжимаемой области и деформационных свойств грунтов используется расклинивающий дилатометр, реализующий метод контролируемых перемещений

— грунт деформируется внедрением клиновидного индентора, а напряженное состояние оценивается измерением возникающих при этом контактных напряжений [6]. Дилатометр РД-100, разработанный в Новосибирске, успешно используется на базе любой установки статического зондирования, помимо высокой точности определения модуля деформации, доказанной многочисленными натурными сопоставительными исследованиями, достоинством РД-100 является возможность быстрого получения практически «непрерывной» информации о модуле деформации грунтов по глубине и в плане оцениваемого массива.

Сведения о проектных параметрах усиления (геометрических размерах и прочностных характеристиках твердых инъекционных тел, изменении деформационных свойств и НДС основания в ходе инъецирования) уточняются экспериментально на опытном полигоне и контролируются в ходе проведения инъекционных работ на объекте.

Варианты корректировки групповым высоконапорным инъецированием

Метод группового высоконапорного инъецирования подвижных цементно-песчаных растворов позволяет создавать в дисперсных грунтах вертикальные и горизонтальные инъекционные тела определенной формы. Усиление грунтового основания армированием может выполняться по разным схемам расположения инъекционных тел и последовательности их выполнения [7].

Первый вариант усиления основания плитных фундаментов включает следующую последовательность (табл. 1):

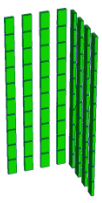
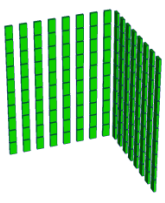
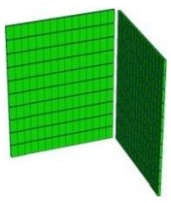
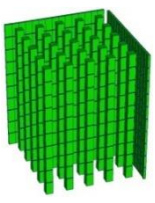
– прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты в направлении зафиксированного крена на участках длиной ~ 0,25b (где b – ширина плитного фундамента);

– прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,5b;

– сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~0,5b;

– армирование грунтового основания под подошвой угловой части плиты, около которой выполнено контурное армирование.

Таблица 1. Последовательность усиления армированием плитного фундамента (1-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			

Второй вариант усиления (табл. 2):

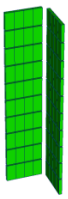
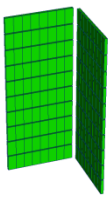
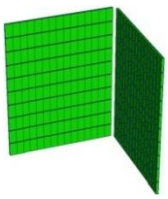
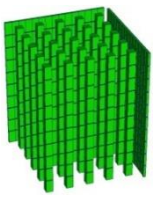
– сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,125*b*;

– сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,25*b*;

– сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,5*b*;

– армирование грунтового основания под подошвой угловой части плиты, около которой выполнено контурное армирование.

Таблица 2. Последовательность усиления армированием плитного фундамента (2-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			

Третий вариант усиления (табл. 3):

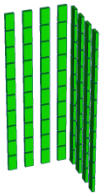
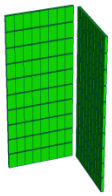
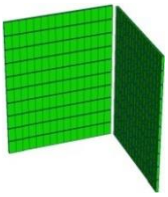
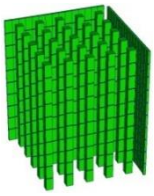
– прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,25*b*;

– сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,25*b*;

– сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной ~ 0,5*b*;

– армирование грунтового основания под подошвой угловой части плиты, около которой выполнено контурное армирование.

Таблица 3. Последовательность усиления армированием плитного фундамента (3-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			

Армоэлементы под подошвой плиты также выполняются поэтапно – от угла к центру, их количество зависит от динамики развития неравномерных деформаций, выявленной в ходе работ по усилению.

Алгоритм поэтапного усиления плитных фундаментов групповым высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора представлен в табл. 4.

Таблица 4. Алгоритм усиления фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием

Назначение глубины усиления	**Глубина сжимаемой толщи Нс, м, ИГ условия площадки**
Расчетное обоснование варианта усиления	Расчет осадок плитного фундамента на армированном грунтовом основании
1-й этап усиления	Прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон на участках длиной ~ 0,25b
Геодезический контроль осадок фундаментов	$(\Delta S/L)n < (\Delta S/L)u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)n > (\Delta S/L)u$ – выполнение следующего этапа
2-й этап усиления	Прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон на участках длиной ~ 0,5b
Геодезический контроль осадок фундаментов	$(\Delta S/L)n < (\Delta S/L)u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)n > (\Delta S/L)u$ – выполнение следующего этапа
3-й этап усиления	Сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон на участках длиной ~ 0,5b
Геодезический контроль осадок фундаментов	$(\Delta S/L)n < (\Delta S/L)u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)n > (\Delta S/L)u$ – выполнение следующего этапа
4-й этап усиления	Выполнение армоэлементов под подошвой в углу фундаментной плиты (9 столбцов)
Геодезический контроль осадок фундаментов	$(\Delta S/L)n < (\Delta S/L)u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)n > (\Delta S/L)u$ – выполнение следующего этапа
5-й этап усиления	Выполнение дополнительных армоэлементов под подошвой в углу фундаментной плиты (16 столбцов)

Примечание. $(\Delta S/L)n$ – относительная разность осадок после работ очередного этапа; $(\Delta S/L)u$ – предельное значение относительной разности осадок.

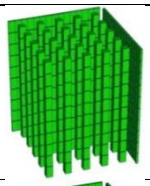
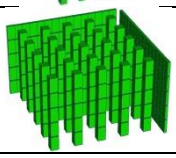
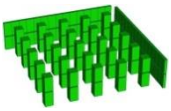
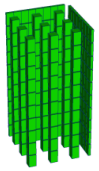
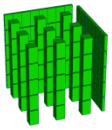
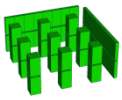
Метод расчета

Эффективность представленных вариантов (схем) усиления грунтового основания плитных фундаментов высоконапорным инъецированием для грунтовых условий, характерных для г. Новосибирска, оценивалась в MIDAS GTS NX с учетом нелинейного характера работы грунта в рамках упруго-пластической модели Мора-Кулона. Осредненные результаты расчетов приведены в табл. 5.

Табл. 5 содержит значения осадок угловой точки плитного фундамента на естественном основании и угловой точки после усиления грунта по контуру и под подошвой плиты твердыми инъекционными телами по соответствующей схеме.

Предварительно назначить вариант усиления — последовательность проведения инъекционных работ от меньшего количества инъекционных тел к большему можно ориентируясь на эти данные. При разработке проектного решения для конкретного объекта производится свой расчет на основании всех уточненных исходных данных.

Таблица 5. Осадка угловой точки плитного фундамента на основании, усиленном твердыми инъекционными телами

Схема армирования	Полидисперсная модель / «равных деформаций»	*MIDAS* (упругопластическая модель Мора-Кулона)
	*S* = 29,0 мм Δ*S* = 16,0 мм Δ*S* / Se = 36 %	*S* = 202 мм Δ*S* = 92 мм Δ*S* / Se = 31 %
	*S* = 31,5 мм Δ*S* = 13,5 мм Δ*S* / Se = 30 %	*S* = 240 мм Δ*S* = 54 мм Δ*S* / Se = 18 %
	*S* = 39,6 мм Δ*S* = 5,4 мм Δ*S* / Se = 12 %	*S* = 269 мм Δ*S* = 25 мм Δ*S* / Se = 9 %
	*S* = 37,5 мм Δ*S* = 7,5 мм Δ*S* / Se = 17 %	*S* = 235 мм Δ*S* = 59 мм Δ*S* / Se = 20 %
	*S* = 38,7 мм Δ*S* = 6,3 мм Δ*S* / Se = 14 %	*S* = 258 мм Δ*S* = 36 мм Δ*S* / Se = 12 %
	*S* = 42,5 мм Δ*S* = 2,5 мм Δ*S* / Se = 6 %	*S* = 277 мм Δ*S* = 17 мм Δ*S* / Se = 6 %

Примечание. S – осадка угловой точки на усиленном основании; Δ*S* – разность осадок угловой точки на естественном основании и после усиления; Δ*S/Se* – разность осадок угловой точки на естественном основании и после усиления в процентах.

Анализ результатов расчетов показывает, что определить осадку плитного фундамента на усиленном основании можно методом послойного суммирования. При этом усиленный инъецированием слой грунта характеризуется приведенным модулем, который может быть вычислен, например, в рамках полидисперсной модели с цилиндрическими включениями, методом «равных деформаций». Приведенный модуль усиленного (армированного) слоя по методу «равных деформаций» определяется по простой формуле:

$$E = \frac{E_{\text{ар}}A_{\text{ар}} + E_{\text{гр}}A_{\text{гр}}}{A}$$

где $E_{\text{ар}}$, $E_{\text{гр}}$ – модуль деформации армоэлементов и грунта; $A_{\text{ар}}$, $A_{\text{гр}}$ – площадь армоэлементов и грунтового основания, не усиленного армоэлементами; A – площадь геомассива.

Инъекционные кондукторы

Для возможности усиления грунтового основания под подошвой в теле фундаментной плиты при ее изготовлении размещают вертикально ориентированные инъекционные кондукторы. В качестве кондукторов, как правило, применяются металлические, асбестоцементные или полипропиленовые трубы промышленного производства. Внутренний диаметр труб должен быть достаточным для погружения в них инъекторов с определенным зазором (как правило, используются трубы с внутренним диаметром не менее 110 мм).

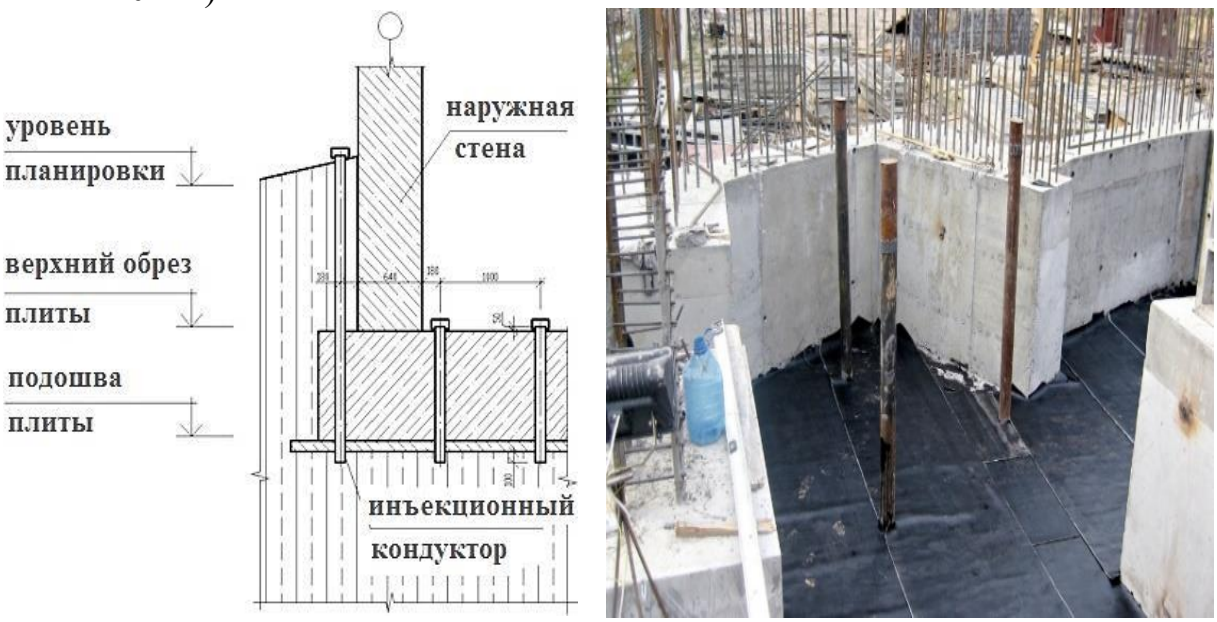


Рис. 1. Инъекционные кондукторов в теле фундаментной плиты

Инъекционные кондукторы могут быть размещены по всей плите или в ее части по сплошной сетке с шагом, не превышающим 1,2 м. В наиболее нагруженных местах фундаментной плиты, возле несущих стен здания, а также в районах предполагаемого развития деформаций целесообразно уменьшить шаг расстановки. Минимальное расстояние от кондукторов до края стен диктуется геометрическими параметрами инъекционного оборудования и составляет, как правило, 150…250 мм.

Для формирования горизонтальных инъекционных тел под подошвой в определенной зоне, методом группового высоконапорного инъецирования, кондукторы располагаются в вершинах равностороннего треугольника – группами по 3 штуки. Расстояния между группами назначаются в зависимости от грунтовых условий строительной площадки и нагрузок, передаваемых на основание.

Кондукторы устанавливаются в теле плиты в процессе укладки арматуры и раскрепляются к элементам каркаса. Верхний конец выводится на 50…100 мм над поверхностью плиты внутри здания и снаружи выше по-

верхности планировки, при этом, в случае необходимости могут использоваться доборные элементы. Головы кондукторов оборудуются съемными металлическими крышками, для предотвращения попадания в них бетона и строительного мусора. Нижняя часть кондукторов заглубляется в грунт основания под подбетонкой не менее чем на 100…150 мм.



Рис. 2. Высотные здания г. Новосибирска на плитных фундаментах с инъекционными кондукторами



Рис. 3. Высотные здания г. Новосибирска на плитных фундаментах и устройство плитных фундаментов с инъекционными кондукторами

Заключение

Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора защищен патентом на изобретение РФ [8]. Способ внедрен более чем на 20 строительных объектах г. Новосибирска (рис. 2, 3). По результатам рассмотрения разработанной проектной и технической документации на устройство плитных фундаментов с учетом возможности корректировки вертикального положения высотных зданий авторам в 2025 г. были присуждены дипломы РОМГГиФ им. профессора С.Б. Ухова за оригинальное инженерное решение и научное обоснование проекта в практике устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений (рис. 4, 5).



Рис. 4. Дипломы РОМГГиФ им. профессора Ухова С.Б. за оригинальное инженерное решение и научное обоснование проекта в практике устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений



Рис. 5. Вручение авторам дипломов и почетных знаков РОМГГиФ им. профессора Ухова С. Б президентом РОМГГиФ, вице-президентом РААСН академиком В. А. Ильичевым

Список источников

1. Шапошников, А. В. Выравнивание фундаментов зданий методом инъекции раствора на основе цемента / А. В.Шапошников, В. В. Семкин, М. Н. Ибрагимов // Применение гидроразрывной технологии в практике строительства: Тр. VI Петрухинских чтений. – М., 2022. – С. 75-86. DOI: 10.37538/2713-1149-2022-75-86.

2. Попсуенко, И. К. Подъем фундаментов нагнетанием в их основания цементных растворов и расширяющихся геополимеров / И. К. Попсуенко, А. С. Борисов, П. П. Дегтярев // Применение гидроразрывной технологии в практике строительства: Тр. VI Петрухинских чтений. – М., 2022. – С. 87-112. DOI: 10.37538/2713-1149-2022-87-112.

3. Метод гидроразрыва для усиления грунтовых оснований под фундаментами зданий при горизонтальной проходке / Я. А. Пронозин, И. В. Сугоняев, Е. П. Брагарь, М. Д. Кайгородов // Архитектура, строительство, транспорт. – 2025. – 5(1). – С. 21–38. DOI: 10.31660/2782-232X-2025-1-21-38.

4. Власов, М. А. Корректировка неравномерной осадки фундамента шахтной вентиляционной установки / М. А.Власов, О. В. Герасимов, С. М. Простов // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2025. – № 4. – С. 5-17. DOI: 10.26730/1999-4125-2025-4-5-17

5. Nuzhdin, M.L., Nuzhdin, L.V. Strengthening of supporting ground of a damaged building by high-pressure injection of a moving cement-sand mixture // Proceedings of the 17th African Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 7, 8 & 9 October 2019. – Pretoria, 2019. – P. 785–788.

6. Нуждин, Л. В. Методика полевых исследований деформируемости грунтов расклинивающим дилатометром и расчета осадок фундаментов по СП 22.13330.2011 / Л. В. Нуждин, М. Л. Нуждин, К. В. Козьминых // Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы междунар. науч.-техн. конф. – СПб, 2014. – Ч. 2. – С. 122-130.

7. Нуждин М. Л. Подход к расчетному определению осадок плитного фундамента на основании, усиленном вертикальными армоэлементами / М. Л. Нуждин, А. Б. Пономарев // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: материалы междунар. науч.-техн. конф. – Новочеркасск, 2022. – С. 432–439.

8. Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте: пат. Рос. Федерация / Л. В. Нуждин, М. Л. Нуждин. – № 2352723; заявл. 06.08.2007; опубл. 20.04.2009. − 11 с.

9. Нуждин, Л. В. Усиление грунтового основания вертикальным армированием и высоконапорным инъецированием / Л. В. Нуждин, М. Л. Нуждин // Усиление оснований и фундаментов: Тр. VIII Петрухинских чтений. – М., 2024. – С. 47-103. DOI: 10.37538/2713-1149-2024-47-102.

© Нуждин М. Л., Нуждин Л. В., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-343-349

МЕХАНИЗМ УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПОД ФУНДАМЕНТОМ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ЗАМКНУТОЙ ПОЛИМЕРНОЙ ОБОЛОЧКОЙ

Д. В. Еременко, Д. А. Калафатов
Крымский федеральный университет им. В.И. Вернадского,
г. Симферополь, Республика Крым, Россия

Аннотация. *Предложен постановочно-аналитический вариант усиления грунтового основания под фундаментом мелкого заложения с помощью замкнутой полимерной оболочки, расположенной в грунте. Фундамент опирается на грунтовую зону, заключенную внутри оболочки, а эффект усиления связывается с ограничением боковых деформаций грунта, повышением пространственной связанности прифундаментной зоны и изменением схемы передачи нагрузки на основание. Сформулированы расчетные предпосылки, приведены иллюстративные графики и таблицы, отражающие ожидаемое влияние замкнутого контура на осадку и распределение контактных напряжений. Показано, что основное действие оболочки должно интерпретироваться как изменение напряженно-деформированного состояния основания.*

Ключевые слова: *фундамент мелкого заложения; грунтовое основание; полимерная оболочка; усиление основания; контактные напряжения; осадка; замкнутый контур; геосинтетические материалы*

MECHANISM OF SOIL FOUNDATION REINFORCEMENT BENEATH A SHALLOW FOUNDATION BY MEANS OF A CLOSED POLYMER SHELL

D. V. Eremenko, D. A. Kalafatov
V. I. Vernadsky Crimean Federal University, Simferopol, Republic of Crimea, Russia

Annotation. *The article proposes a conceptual and analytical approach to reinforcing the soil base beneath a shallow foundation using a closed polymer shell placed in the ground. The foundation rests on a soil zone enclosed within the shell, while the reinforcing effect is associated with the restriction of lateral soil deformations, an increase in the spatial integrity of the near-foundation zone, and a change in the load-transfer scheme to the base. Design assumptions are formulated, and illustrative graphs and tables are presented, reflecting the expected influence of the closed contour on settlement and the distribution of contact stresses. It is shown that the main action of the shell should be interpreted as a change in the stress–strain state of the foundation soil.*

Keywords: *shallow foundation; soil base; polymer shell; soil reinforcement; contact stresses; settlement; closed contour; geosynthetic materials*

Введение

Повышение несущей способности и снижение деформативности оснований остаются одними из наиболее востребованных направлений в современной геотехнике. Для фундаментных систем на податливых и неодно-

родных грунтах большое значение имеет не только площадь подошвы и глубина заложения, но и характер перераспределения напряжений в пределах прифундаментной зоны [1, 3]. В отечественной научной школе идея локального усиления основания развивалась в нескольких направлениях: через совершенствование расчетных моделей основания, устройство армированных фундаментных подушек, применение грунтовых свай в оболочках из геосинтетических материалов и исследование оболочечных решений для песчаных подушек [2, 4–8].

Особый интерес представляет статья Ю. Н. Мурзенко и Г. М. Борликова, в которой были представлены экспериментальные исследования фундамента с песчаной подушкой в цилиндрической оболочке [4]. Авторы показали, что наличие замкнутой оболочки способно существенно изменить работу основания: ограничить боковой распор грунта, уменьшить осадку и повысить воспринимаемую нагрузку. Вместе с тем в опубликованной работе в качестве модели оболочки использовался металлический контур. Для современного строительства более перспективным представляется переход к полимерным материалам, обладающим коррозионной стойкостью, технологичностью и меньшей массой [5, 6].

В настоящей статье предлагается научно-постановочная версия такого решения: фундамент мелкого заложения укладывается сверху на грунтовую зону, заключенную в замкнутый полимерный контур. Такой подход позволяет сохранить ключевую механическую идею ранних исследований [4], но перенести ее на более современный конструктивный прототип.

Конструктивная схема и рабочая гипотеза

Рассматривается фундамент мелкого заложения, опирающийся на грунт внутри замкнутой полимерной оболочки колодезного типа. Оболочка заглубляется в основание на расчетную глубину и формирует ограниченный контур усиленной зоны. Фундаментный элемент располагается сверху на поверхности этой зоны и непосредственно не охватывается оболочкой. В качестве материала оболочки в постановке может быть принят полиэтилен низкого давления либо полипропилен, обладающий достаточной химической стойкостью и эксплуатационной долговечностью в грунтовой среде [5, 6].

Рабочая гипотеза: замкнутый полимерный контур ограничивает боковые деформации грунта в наиболее напряженной зоне, за счет чего грунтовое ядро внутри оболочки работает как более связанный локальный массив. Данный эффект следует понимать, как изменение пространственного пути передачи нагрузки и, следовательно, изменение напряженно-деформированного состояния основания.

На рис. 1 приведена предлагаемая конструктивная схема. Замкнутый контур расположен в грунте и охватывает усиленную зону основания. Верхняя граница оболочки располагается ниже подошвы фундамента.

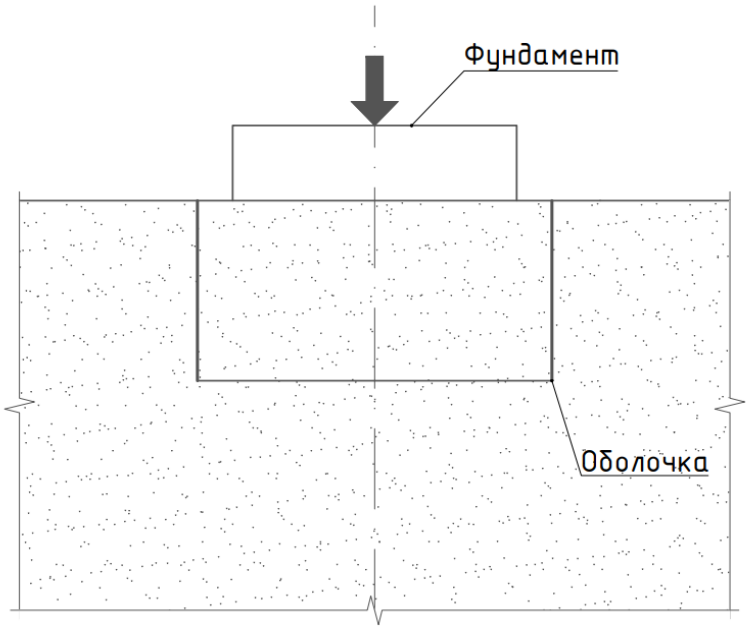


Рис. 1. Конструктивная схема основания, усиленного замкнутой полимерной оболочкой, под фундаментом мелкого заложения

Основные механические предпосылки

Согласно классическим положениям механики грунтов, осадка фундамента определяется не только величиной внешней нагрузки, но и характером распространения напряжений в основании, развитием зон предельного состояния, а также возможностью боковых деформаций грунтового массива [1, 9]. В упрощенных расчетных моделях основание обычно рассматривается как локально деформируемая среда, тогда как в более развитых постановках учитывается пространственная взаимосвязь деформаций соседних участков грунта [2]. Для рассматриваемой схемы принципиальное значение имеет то обстоятельство, что замкнутый контур оболочки изменяет граничные условия деформирования грунта в прифундаментной зоне.

При опирании фундамента на грунт, заключенный в пределах замкнутого контура, значительная часть вертикальной нагрузки воспринимается локальным грунтовым ядром, боковые деформации которого ограничиваются стенками оболочки. Вследствие этого внутри контура может формироваться более благоприятное напряженно-деформированное состояние по сравнению с естественным основанием, не имеющим бокового ограничения. Близкий по физическому смыслу эффект отмечен в отечественных исследованиях грунтовых свай в оболочках из геосинтетических материалов, где внешняя оболочка воспринимает кольцевые растягивающие усилия и обеспечивает радиальную поддержку грунтового элемента [5, 6].

Сопоставление с результатами исследований армированных фундаментных подушек также показывает, что ограничение бокового распора грунта и связанное с этим изменение схемы распределения вертикальных напряжений относятся к числу определяющих факторов повышения эффективности основания [7, 8]. В связи с этим замкнутую полимерную оболочку в рамках рассматриваемой постановки следует рассматривать не как самостоятельный несущий элемент, а как конструктивное средство локального структурирования и упрочнения прифундаментной зоны.

Таблица 1. Факторы, определяющие эффективность усиления основания замкнутой полимерной оболочкой

Фактор	Механическое влияние	Ожидаемое следствие
Глубина оболочки	Определяет объем ограниченного грунтового ядра	Изменение степени локального усиления
Диаметр контура	Влияет на площадь усиленной зоны	Изменение зоны перераспределения напряжений
Жесткость материала оболочки	Определяет степень ограничения боковых деформаций	Влияние на осадку и форму контактной эпюры
Свойства грунта внутри контура	Определяют деформативность локального ядра	Изменение общего эффекта усиления
Свойства окружающего грунта	Влияют на передачу напряжений за пределы контура	Изменение работы системы в целом

Иллюстративная оценка влияния контура на осадку

Для качественной оценки влияния замкнутого контура на осадку введем безразмерную зависимость

$$\frac{s}{s_0} = \frac{1}{1+\lambda},$$

где s_0 — осадка фундамента без оболочки; s — осадка при наличии оболочки; λ — обобщенный параметр замкнутого контура, отражающий совместное влияние глубины оболочки, ее относительной жесткости и качества ограничения боковых деформаций.

Таблица 2. Расчетные значения для построения зависимости $s/s_0 = 1/(1 + \lambda)$

λ	s/s_0
0	1,000
0,5	0,667
1	0,500
1,5	0,400
2	0,333
2,5	0,286
3	0,250

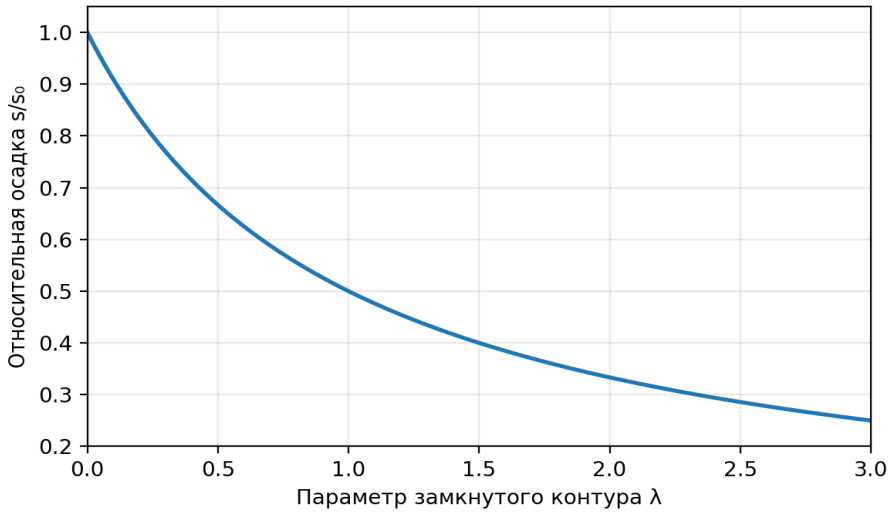


Рис. 2. Иллюстративная зависимость относительной осадки s/s_0 от параметра усиления λ

Представленный график носит расчетно-аналитический характер и отражает общую тенденцию уменьшения осадки системы при ограничении боковых деформаций и структурировании грунта внутри замкнутого контура оболочки.

Иллюстративная оценка влияния оболочки на контактные напряжения

Второй иллюстративный результат касается контактных напряжений под подошвой. Без оболочки эпюра давления в податливом основании обычно более неравномерна: в краевых зонах возможны повышенные значения давления. При наличии замкнутого контура, ограничивающего боковые перемещения грунта, распределение напряжений становится более сглаженным.

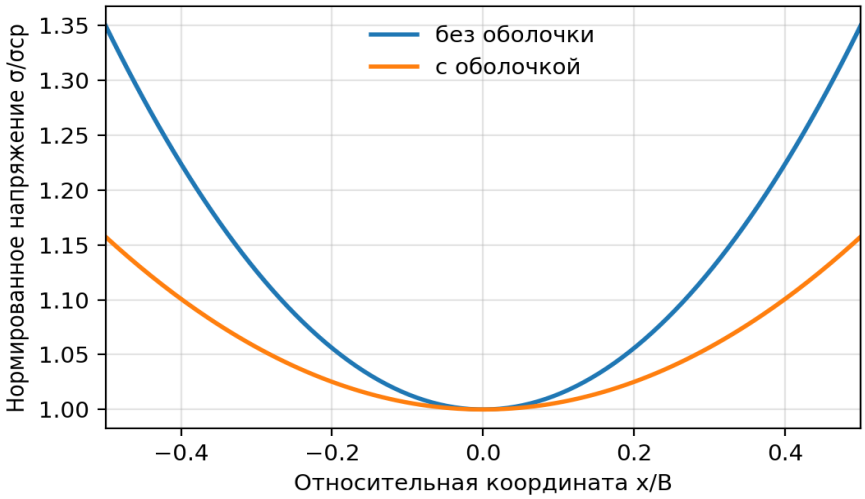


Рис. 3. Нормированные эпюры контактных напряжений по подошве фундамента без оболочки и при наличии оболочки

Рис. 3 предназначен для качественного сопоставления двух вариантов работы основания. Для случая без оболочки принята симметричная эпюра контактных напряжений с повышением ординат в краевых зонах подошвы, что отражает более выраженную неравномерность распределения давления. Для случая с оболочкой амплитуда указанной неравномерности уменьшена, что соответствует предполагаемому перераспределению нагрузки вследствие ограничения боковых деформаций грунта в пределах замкнутого контура.

Заключение

Полученные расчетно-аналитические схемы позволяют сформулировать несколько принципиальных положений. Во-первых, влияние оболочки следует трактовать не как простое приращение несущей способности за счет прочности полимерного элемента, а как изменение механизма деформирования основания и пути передачи нагрузки. Во-вторых, для рассматриваемой конфигурации определяющими являются не только модуль и толщина полимерного материала, но и геометрическая замкнутость контура, обеспечивающая сопряжение боковых участков ограниченной зоны грунта. В-третьих, ожидаемый эффект должен существенно зависеть от типа грунта: чем выше податливость и неоднородность прифундаментной зоны, тем заметнее может проявляться сглаживание контактной эпюры и уменьшение осадки.

Практическая перспектива предлагаемого решения состоит в возможности перехода от металлических и железобетонных оболочек, исследованных ранее, к более легким и технологичным полимерным конструкциям. При этом ключевой научной задачей становится определение минимально достаточной жесткости оболочки и рациональной глубины ее заглубления для конкретных инженерно-геологических условий.

На основе анализа ранних экспериментальных исследований фундаментов с песчаной подушкой в цилиндрической оболочке [4] и современных работ по геосинтетическим оболочкам [5, 6] предложена постановка задачи усиления основания под фундаментом мелкого заложения замкнутой полимерной оболочкой. Основной эффект оболочки связан с ограничением боковых деформаций грунта, повышением пространственной связанности локального грунтового ядра и изменением распределения контактных напряжений. Иллюстративные графики показали, что в пределах предложенной нормированной модели влияние замкнутого контура может быть связано со снижением относительной осадки и сглаживанием контактной эпюры под подошвой фундамента. Для перехода к инженерным рекомендациям необходимы физические модельные испытания и численное моделирование, учитывающие геометрию оболочки, свойства полимерного материала и нелинейное поведение грунтового основания.

Список источников

1. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович –. М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.

2. Пастернак, П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П. Л. Пастернак. – М.: Госстройиздат, 1954. – 56 с.

3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. М.: Минстрой России, 2016.

4. Мурзенко Ю. Н. Экспериментальные исследования фундамента с песчаной подушкой в цилиндрической оболочке / Ю. Н.Мурзенко, Г. М. Борликов // Экспериментальные исследования инженерных сооружений: материалы II симпозиума (Ленинград, 1969 г.). – Новочеркасск: Изд-во НПИ, 1969. – С. 124-134.

5. Огаркова, М. М. Применение грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов в геологических условиях города Перми / М. М. Огаркова, Р. И. Шенкман // Вестник ПНИПУ. Урбанистика. – 2014. – № 4. – С. 39-48.

6. Шенкман, Р. И. Метод расчета осадок фундаментов на основании, улучшенном с использованием вертикальных грунтовых элементов в оболочках из геосинтетических материалов / Р. И. Шенкман, А. Б. Пономарев // Construction and Geotechnics. – 2020. –Т. 11. – № 3. – С. 64-76.

7. Татьянников, Д. А. Натурные штамповые испытания армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев, С. В. Калошина // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8. – № 1. – С. 164-175.

8. Татьянников, Д. А. Численное моделирование работы конструкций армированных фундаментных подушек / Д. А. Третьяков // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – № 4. – С. 104-116.

9. Dash, S.K., Krishnaswamy, N.R., Rajagopal, K. Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand // Geotextiles and Geomembranes. – 2001. – Vol. 19, – no. 4. – P. 235-256.

10. Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 1996. 549 p.

© Еременко Д.В., Калафатов Д.А., 2026

УДК 624.154.1
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-350-367

НЕТРАДИЦИОННЫЕ ИНЪЕКЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Л. В. Нуждин[1,2], А. А. Цуканов[1]

[1]Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Новосибирск, Россия,
[2]ООО «Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие «ОиФ»,
г. Новосибирск, Россия

Аннотация. *Рассмотрены различные технологии усиления грунтов введением специальных добавок: механического перемешивания и буросмесительной, инъекционной пропитки, высоконапорного инъецирования, струйной цементации. Приведены широко используемые инъекционные материалы: цементные растворы; растворы силиката натрия; карбамидные, фенолформальдегидные и акриловые смолы. Проанализирована возможность применения для усиления грунтов нетрадиционных инъекционных материалов: органосиланов; лигносульфонатов; наноматериалов – нанокремнозема, наноглины, нанолистов нитрида бора; биополимеров, биотехнологических материалов – кальцитных преципитаций MICP и EICP. На основании сравнения их ключевых свойств сделаны выводы об основных областях применения нетрадиционных инъекционных материалов, перспективах и направлениях дальнейшего развития методов усиления грунтовых оснований.*

Ключевые слова: *грунты и грунтовые основания, инъекционные методы усиления, нагнетание растворов, силикаты, смолы, полимеры, наноматериалы, биоцементация*

ADVANCED INJECTION MATERIALS FOR GROUND IMPROVEMENT

L. V. Nuzhdin[1,2], A. A. Tsukanov[1]

[1]Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk, Russia,
[2]LLC «Research and design expert consulting enterprise «O&F», Novosibirsk, Russia

Annotation. *The introduction of special materials for ground improvement has been examined through various technologies, including: mechanical mixing and auger mixing, injection grouting, high-pressure injection, and jet grouting. The following are commonly used injection materials: cement grouts; sodium silicate solutions; urea-based; phenol-formaldehyde; and acrylic resins. The feasibility of using unconventional injection materials for soil strengthening has been analyzed: organosilanes; lignosulfonates; nanomaterials – silica nanoparticles, clay nanoparticles, boron nitride nanosheets; biopolymers, biotechnological materials – MICP and EICP calcite precipitations. Based on the comparison of their key properties, conclusions have been drawn regarding the main application areas of unconventional injection materials, the prospects, and the directions for further development of ground improvement methods.*

Ketwords: *soils and ground foundations, injection strengthening methods, in-situ grouting, silicates, synthetic resins, polymers, nanomaterials, biocementations*

Эффективными методами усиления грунтов и грунтовых оснований является введение в них различных материалов, которые улучшают строительные свойства, повышают несущую способность и устойчивость, упрочняют и закрепляют грунты [1]. Это может производиться механическим перемешиванием грунта и добавок с поверхности (*Shallow Soil Mixing*) или буросмесительными технологиями глубинного смешивания (*Deep Soil Mixing*) на месте их залегания или в специальных бункерах с последующей укладкой в скважины и другие строительные выемки. На практике используются материалы в сухом виде или жидкие растворы реагентов. Другими методами введения добавок являются инъекции растворов через специальные инъекторы. Инъекционные технологии относятся к щадящим, наиболее приемлемым при реконструкции объектов в стесненных городских или промышленных условиях, усилении исторических или аварийных зданий [2]. Они практически не требуют специальных земляных работ и вмешательства в существующие конструкции фундаментов.

В зависимости от рабочих давлении при нагнетании раствора инъекционные технологии подразделяются следующим образом.

• Инъекционная пропитка (*Permeation Grouting*) — цементация, силикатизация и смолизация, при которых инъекционный раствор вводится под низким давлением, заполняя поровое пространство. Закрепление грунта происходит без нарушения его естественной структуры [1].

• Высоконапорное инъецирование (*High-Pressure Injection*) с нагнетанием инъекционных растворов в режиме гидроразрыва под давлением, превышающим структурную прочность грунта, что приводит к нарушению его сплошности в виде щелевых разрывов с последующим их заполнением инъекционной смесью. После твердения смеси в грунте формируются инъекционные тела с относительно высокими физико-механическими свойствами, армирующие грунтовое основание. Для регулирования количества и направленности трещин (инъекционных тел) в грунте используются: инъектора специальной конструкции, способствующей направленному инъецированию (манжетная технология и др.); групповое инъецирование одновременно через несколько инъекторов, расположенных в определенном геометрическом порядке; разнообразные технологические приемы, недопускающие образования случайных трещин [2].

• Струйная цементация (Jet Grouting), при которой струей цементного раствора высокого давления грунт разрушается и одновременно перемешивается с цементом. После твердения смеси образуется грунтобетон с прочностными и деформационными характеристиками близкими к бетонам. Выделяют три технологии: однокомпонентную (*Jet* 1) со струей только цементного раствора; двухкомпонентную (*Jet* 2) со струей цементного раствора в потоке сжатого воздуха высокого давления; и трехкомпонентную (*Jet* 3), когда разрушение грунта производится водной струей в потоке сжатого воздуха, а цементный раствор подается отдельной струей [3].

Классификация инъекционных материалов и требования к ним



Для возможности применения и эффективного использования инъекционные материалы должны удовлетворять четырем основным группам требований в зависимости от используемой технологии инъецирования.

Технологические требования:

- Низкая вязкость и высокая проникающая способность. Материал должен проникать в поры и пустоты грунта, обеспечивать разрыв и заполнение образованных в грунтовом массиве трещин. Для водонасыщенных грунтов он не должен легко вымываться и фильтроваться по крупным порам.
- Контролируемое время схватывания или гелеобразования. Оно должно быть достаточно длительным, чтобы заполнить заданный объем грунта, и достаточно коротким, чтобы материал не вымыло грунтовыми водами до того, как он затвердеет. Возможность регулирования временем – ключ к управляемости процесса.
- Технологичность приготовления и применения. Предпочтительны однокомпонентные растворы или смеси с простым смешиванием на месте.
- Сегрегационная устойчивость. Материал не должен расслаиваться при транспортировке и нагнетании.

Эксплуатационные требования (после усиления грунта):

- Прочность и жесткость. Усиленный грунт должен иметь необходимую прочность на сжатие и сдвиг для восприятия эксплуатационных нагрузок.
- Сбалансированная деформативность. Желательно, чтобы усиленный грунтовый массив по деформациям был совместим с окружающим грунтом и конструкцией фундамента, чтобы избежать концентрации напряжений. Жесткие и хрупкие материалы типа обычного цементного камня в этом отношении уступают более эластичным полимерам.
- Долговечность. Способность сохранять свои свойства во времени. Устойчивость к выщелачиванию, агрессивным грунтовым водам, возможным циклам замораживания-оттаивания (для регионов с холодным климатом – морозостойкость).

Экологические требования:

- Экологическая безопасность. Нетоксичность для людей и природной среды, отсутствие в составе ядовитых и опасных компонентов.

• Устойчивость. Предпочтение материалам из возобновляемого сырья или компонентов с низким содержанием выбросов, негативно воздействующих на окружающую среду углеродных парниковых газов — углекислого газа, метана, закиси азота и т. п. (т. н. «углеродного следа»).

Экономическая целесообразность:

• Конкурентоспособное соотношение цены и качества.

• Доступность для приобретения в необходимых объемах.

Традиционные инъекционные материалы

Наиболее распространенные виды инъекционного закрепления грунтовых оснований производятся по следующим технологиям.

Цементация с помощью цементных растворов (суспензий), которые представляют собой смесь цемента, воды, часто с добавлением песка, иногда небольшого объема глины или других пластификаторов. Усиление грунтов происходит при твердении цементного или цементно-песчаного раствора за счет гидратации. При этом введенный раствор превращается в камень [1].

Достоинствами инъекции цементных растворов являются доступность материалов, их достаточно высокая конечная прочность и низкая стоимость.

Недостатки технологии определяются:

• Ограничением области применения из-за относительно больших размеров в растворах частиц цемента (3…80 мкм) и глинистой добавки, а тем более песчаных частиц. Цементные суспензии могут проникать только в поры и пустоты шириной более 0,2…0,3 мм. Это в основном гравийно-галечниковые и крупнообломочные грунты, отчасти гравелистые и крупные пески. Для инъекции цементных растворов в другие виды грунтов приходится повышать давление нагнетания, что зачастую неизбежно приводит к нарушению сплошности грунта. В этом случае образовавшиеся после отвердения инъекционного раствора в трещинах тела используются как армирование грунтовых оснований [4, 5].

• Наличием седиментации и высокой фильтрации в крупнопористых грунтах. Цементные и песчаные частицы могут неравномерно оседать и отфильтровываться из суспензии грунтом с удалением от инъектора, не доходя до периферии.

• Цементные растворы при твердении обладают свойством усадки.

• Также к недостаткам цементации можно отнести неполное соблюдение экологических требований, т.н. «высокий углеродный след» (при гидратации цемента повышается *pH* подземных вод, производство портландцемента обеспечивает до 8 % мировых выбросов углекислого газа).

Силикатизация, заключающаяся в ведении в грунт силикатных растворов и их производных, которые при соединении с коагулянтом образуют

гель кремниевой кислоты, цементирующей частицы грунта, главным образом просадочного. Эта технология может применяться в лессовых просадочных грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,2 до 20 м/сут и песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,5 до 80 м/сут [1].

На практике применяют: однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия; однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты; однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия и формамида с добавками кремнефтористоводородной кислоты; однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия и ортофосфорной кислоты; однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия и алюмината натрия; двухрастворную силикатизацию на основе силиката натрия и хлористого кальция; газовую силикатизацию на основе силиката натрия и углекислого газа.

Достоинствами усиления грунтов силикатизацией являются очень низкая вязкость растворов, практически не отличающаяся от воды, и высокая прочность закрепленного грунта.

Недостатки применения силикатизации:

- Высокая токсичность и экологическая опасность отдельных компонентов. Большое содержание углекислого газа в силикатных гелях.
- Возможность синерезиса — самопроизвольного выделения жидкости из геля, сопровождающегося уменьшением его объема, и снижение прочности закрепленного грунта.
- Сложность организации работ при смешивании компонентов, особенно для двухрастворной инъекции.
- Повышенная по сравнению с цементацией стоимость.

Смолизация, основанная на введении в грунт высокомолекулярных органических соединений типа карбамидных, фенолформальдегидных и других синтетических смол в смеси с отвердителями (кислотами, кислыми солями). Закрепление грунта происходит в результате полимеризации смол при их взаимодействии с отвердителем [1].

Наиболее применимыми способами смолизации являются — однорастворная на карбамидных смолах марок М, М-2, М-3, МФ-17 и соляной или щавелевой кислоты.

Достоинствами усиления грунтов смолизацией являются очень низкая вязкость и не высокая адгезия растворов к частицам грунта.

Недостатки применения смолизации:

- Высокая токсичность и экологическая опасность большинства компонентов (в настоящее время применение смолизации жестко ограничено).
- Достаточно строгие требования к условиям производства работ: температуре, pH среды и др., что требует тщательного подбора и контролирования рецептуры состава.
- Высокая стоимость.

В последнее время при поиске перспективных технологий усиления грунтов и обостренной борьбе за экологию [6] сформировалось новое направление — т. н. «зеленые инъекционные технологии» (green grouting) в геотехнике. Их основу составляют применение возобновляемого сырья, отходов сельского хозяйства и промышленности, а также биоминералогические процессы минералообразования [7]. Переход от традиционных материалов к биополимерам, биоминерализации и низкоуглеродным гелям позволяет не только сохранить или повысить механические свойства грунтового основания, но и кардинально сократить эмиссию парниковых газов.

Далее рассмотрены три группы технологий: применение инновационных химических гелей на основе лигнина, органосиланов и геотермального кремнезема, биоминерализации с наномодификаторами, биополимерной стабилизации.

Современные полимерные материалы нового поколения

Органосиланы — это кремнийорганические соединения, в которых атом кремния связан с органическими радикалами. При контакте с водой алкоксигруппы органосилана гидролизуются, образуя силанольные группы, которые в свою очередь образуют водородные связи с гидроксильными группами на поверхности силикатных минералов, представляющих до 90% земной коры и содержащихся в большинстве грунтов. При их высыхании или нагреве происходит конденсация с образованием прочной ковалентной связи между органосиланом и поверхностью минерала. Одновременно молекулы органосилана «сшиваются» друг с другом, формируя наноразмерную пленку (толщиной 4–6 нм). Органический радикал органосилана при этом придает поверхности новые гидрофобные свойства — водоотталкивание [8].

Применение органосиланов в геотехнике — яркий пример перехода от механического заполнения пор при усилении грунтов к химической модификации поверхности его частиц.

В результате введения органосиланов в грунт происходит:

- Увеличение прочности и жесткости грунта. Полимерная пленка упрочняет контакты между частицами грунта. Модуль деформации усиленного грунта после высыхания может возрастать в несколько раз.
- Снижение водопоглощения и водопроницаемости. Усиленный грунт перестает быть капиллярно-активной средой и становится нечувствительным к воде, что гарантирует стабильность его свойств. Это критически важно для предотвращения морозного пучения, разупрочнения при замачивании, суффозии.
- При предварительной обработке укладываемого грунта – улучшение уплотняемости. Гидрофобные частицы лучше скользят друг относительно друга при уплотнении, что позволяет достичь большей плотности при меньших энергозатратах.

Модификация грунта при усилении органосиланами является практически необратимой. Силоксановые связи чрезвычайно прочны и устойчивы к гидролизу, УФ-излучению и перепадам температур.



Рис. 1. Доступность органосиланов и лигносульфонатов

Лигносульфонаты — это водорастворимые полимеры на основе лигнина, образующиеся как побочный продукт при сульфитной варке целлюлозы. В отличие от органосиланов, они действуют не химически, а физико-химически. Полимеры содержат сульфонатные группы, которые способны взаимодействовать с положительно заряженными поверхностями глинистых минералов в грунте за счет ионообмена, снижая их гидрофильность и способность к набуханию. При высыхании волы молекулы лингосульфоната сближаются и образуют прочные полимерные пленки, обволакивающие и связывающие частицы грунта. Пленки имеют аморфную структуру, что придает им эластичность. Лигносульфонаты способствуют «слипанию» мелких частиц в более крупные агрегаты, что улучшает гранулометрический состав грунта и повышает его прочностные свойства [8].

Введение в грунт лигносульфонатов подобно органосиланам приводит к:

- Увеличению прочности на сжатие и сдвиг в 2–3 раза.
- Снижению водопроницаемости и набухания, повышению устойчивости к суффозии.
- С экологической точки зрения материал полностью безопасен для человека и окружающей среды.

Однако, следует отметить, что для образования прочных пленок лигносульфонат должен высохнуть, что в природных условиях может происходить до 20 и более дней. При этом до полного высыхания материал может вымываться грунтовыми водами. Готовый стабилизированный слой, хотя и

обладает повышенной водостойкостью, не является полностью гидрофобным. При длительном контакте с водой возможна его частичная деградация.

Также лигносульфонат чувствителен к дозировке и требуется тщательный подбор его оптимальной влажности. Его переувлажнение при смешивании (как в лаборатории, так и в натурных условиях) может привести к «переувлажнению» смеси и образованию при быстром высыхании «хрупкой корки» на поверхности, в то время как внутри материал остается слабым.

Основными достоинствами применения лигносульфонатов для укрепления грунтовых оснований дорог, насыпей и дамб являются при достаточно хороших результатах его полная экологическая безопасность и экономичность. Особенно, в регионах с развитой целлюлозно-бумажной промышленностью.

Интересным вариантом усиления грунтов является применение углеродно-нейтрального инъекционного материала – геотермального коллоидного кремнезема, диоксида кремния (CSRGF — colloidal silica recovered from geothermal fluids) [9]. Он является побочным продуктом эксплуатации термальных электростанций, в которых горячая вода, поднимаемая из скважин, содержит его до 30 %. Необходимая тщательная очистка воды приводит к извлечению кремнезема, используемого для получения коллоидного инъекционного раствора. В состав CSRGF входят: водный раствор силиката натрия (жидкого стекла), собственно коллоидный кремнезем и добавки для регулирования *pH* и кислотного реагента. Механизм гелеобразования основан на реакции дегидратационной конденсации. Время гелеобразования легко регулируется PH от 4–5 минут до 40 минут. Усадка геля отсутствует [10].

Инъецирование CSRGF нашло применение в слабых мелкозернистых песках, где полевые испытания показали увеличение плотности с 1,6 до 2,1 тс/м^3 и рост прочности на одноосное сжатие более 2 раз. Увеличение прочности линейно зависит от концентрации кремнезема, ее изменение с 6 % до 10 % дает рост прочности в 2,5 раза.

Особо важным для усиления слабых водонасыщенных песков является сопротивление виброразжижению. Испытания на циклический недренированный сдвиг показали, что усиление *CSRGF* предотвращает обнуление эффективных напряжений в песке при сейсмических нагрузках. Сопротивление разжижению при применении *CSRGF* существенно выше, чем у традиционных силикатных гелей. Это означает, что обработанный грунт выдерживает значительно более сильные землетрясения без перехода в текучее состояние. При тестовом землетрясении магнитудой 5,7 в здании станции (в префектуре Фукусима, Япония) фундаменты на усиленном основании не получили осадок, а на необработанном CSRGF участке просели на 120 мм [10].

Наноматериалы и нанотехнологии

Добавление наночастиц в инъекционные растворы – это не создание отдельного типа материалов, а модификация существующих для придания им принципиально новых свойств.

Они не являются самостоятельными инъекционными растворами, но выступают как мощные модификаторы. Их применение позволяет значительно повысить эффективность традиционных и биологических методов, добиваясь более высоких прочностных показателей при меньшем расходе основных компонентов. Главная проблема на пути широкого внедрения – высокая стоимость и необходимость обеспечения равномерного диспергирования наночастиц в растворе без агломерации.

Нанокремнезем и наноглина. Добавление наночастиц деоксида кремния или слоистых силикатов (бентонита, монтмориллонита) в цементные или полимерные растворы приводит:

- к нуклеации («зародышеобразованию»), при которой наночастицы служат центрами кристаллизации для новообразований (гидратов силикатов кальция в цементе, кристаллов карбонатов кальция в биоцементации). Это ускоряет реакции и делает структуру более мелкозернистой и плотной;
- к уплотнению микроструктуры. Наночастицы заполняют микропоры и микропустоты, которые недоступны для более крупных частиц. Это резко снижает проницаемость и повышает стойкость к агрессивным средам;
- к армированию на микроуровне. Волокнистые или пластинчатые наночастицы (наноглина) могут препятствовать зарождению и распространению микротрещин.

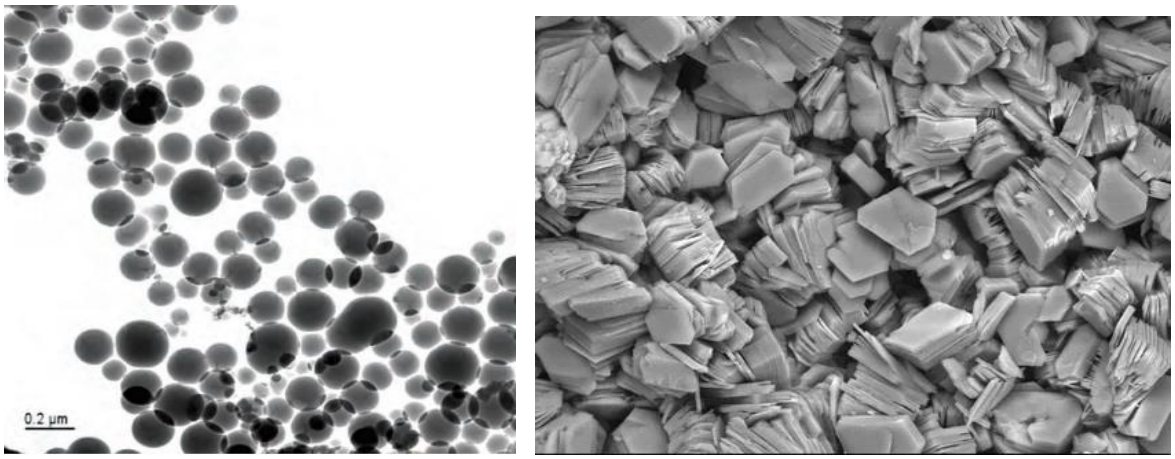


Рис. 2. Нанокремнезем и глинистые наночастицы

Нанолисты гексагонального нитрида бора (*h-BN*) относятся к самым перспективным наноматериалам последнего времени. Исследования [11] продемонстрировали его уникальную роль в процессах биоцементации (*MICP* и *EICP*).

Нанолистам нитрида бора *h-BN* присущи:

• Двумерная слоистая структура, подобная графиту.

• Колоссальная удельная поверхность (более 1400 м²/г).

• Высокая механическая прочность, модуль деформации и модуль Юнга.

• Химическая инертность и наличие функциональных групп на поверхности.

В инъекционных растворах нанолисты нитрида бора *h-BN* проявляют следующие свойства:

• Являются центрами нуклеации: Отрицательно заряженная поверхность *h-BN* эффективно притягивает ионы кальция из раствора. Это создает локальные зоны пересыщения, в которых карбонат кальция осаждается гораздо быстрее и эффективнее, чем в общем объеме раствора.

• «Армируют» раствор. Нанолисты *h-BN*, встроенные в массу новообразованного раствора, работают как арматура на наноуровне, значительно повышая прочность и трещиностойкость «биоцемента».

• Образуют связь с микроструктурной матрицей раствора. Функциональные группы на краях и в дефектах нанолистов *h-BN* могут химически связываться с минералами карбонатов кальция, обеспечивая прочное сцепление.

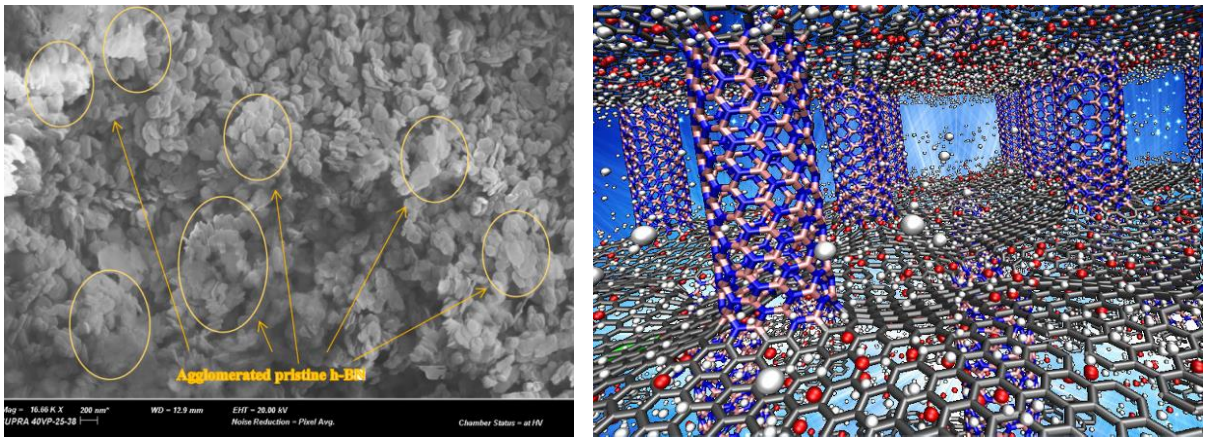


Рис. 3. Образование центров нуклеации – зародышей кристаллов (слева). Структура нанолистов нитрида бора *h-BN* (справа)

Экспериментальные исследования показали:

• Оптимальная добавка *h-BN* (20–30 мг/л) увеличивает общее количество осажденного карбоната кальция на 34 % в процессе инъецирования *EICP* и на 28 % для *MICP*.

• Прочность на одноосное сжатие усиленного (стабилизированного) раствором *EICP* песка после 10 циклов обработки возросла на 20 % и на 13 % для *MICP*.

• Избыток наночастиц (> 100 мг/л) приводил к их агломерации и снижению эффекта, что подчеркивает важность точного дозирования.

Оксид графена (соединение углерода, водорода и кислорода) – также популярная добавка, ускоряющая осаждение ионов кальция, которая может служить основой для роста кристаллов, что улучшает прочностные характеристики материала.

Биотехнологии (микробиологическая цементация)

Применение биотехнологий является самым революционным и экологически чистым подходом к усилению грунтов. Это технология усиления грунта основана на использовании микроорганизмов для осаждения минералов, как правило, карбоната кальция, в порах грунта. При этом не только снижается пористость, но и малорастворимым карбонатом кальция связываются частицы грунта.

Процесс микробиологической цементации (биоцементации) заключается в инъецировании в грунтовый массив раствора, содержащего мочевину (карбамид, диамид угольной кислоты $(NH_2)_2CO$), источник кальция (обычно хлорид кальция $CaCl_2$) и биологический катализатор — либо живые бактерии (*MICP*), либо фермент уреаза (*EICP*). Биоцементация происходит за счет активности микроорганизмов, которые катализируют химические реакции [11, 12].

Усиление грунта, основанное на биогеохимическом процессе, в ходе которого микроорганизмы стимулируют осаждение карбоната кальция в грунте — (*MICP — Microbial-Induced Carbonate Precipitation*).

Для этого в грунт вводят уреазопродуцирующие микроорганизмы, например, бактерии Sporosarcina pasteurii и добавляют питательный раствор, состоящий из солей кальция, мочевины и питательных веществ для роста бактерий. Бактерии вырабатывают фермент уреаза, который катализирует реакцию гидролиза мочевины. Ионы карбоната реагируют с ионами кальция, образуя нерастворимый карбонат кальция, который осаждается в виде кристаллов кальцита (реже — арагонита или ватерита), связывая частицы грунта или заполняя пустоты (трещины). Кальцит, арагонит и ватерит — три полиморфных формы карбоната кальция. Основными группами микроорганизмов способными индуцировать осаждение карбонатов являются фотосинтезирующие цианобактерии, микроводоросли; сульфатредуцирующие бактерии; микроорганизмы, участвующие в азотном цикле, в т. ч. уреазопродуцирующие.

Достоинствами *MICP* являются:

- Применимость к разным видам грунтов, включая крупные пески.
- Улучшение строительных свойств: прочности и деформативности грунта. Для песков усиление предотвращает разжижение при землетрясениях. Возможно применение *MICP* для создания биофильтров.
- Улучшение теплопроводности и влагоудерживающей способности.
- Высокая долговечность усиления.

• Существенно меньшие энергозатраты по сравнению с другими методами.

• Низкий уровень загрязнения и экологичность, т. к. используются естественные процессы. Помимо этого, возможно применение *MICP* для очистки загрязненных территорий и иммобилизации тяжелых металлов и радионуклеидов за счет захвата в кристаллическую решетку карбоната кальция. В качестве источников кальция или питательных веществ возможно использование промышленных отходов.



Рис. 4. Усиление грунтового основания микробиологической цементацией

Ограничением к применению MICP служат:

• Высокая стоимость начальных затрат на реагенты и микроорганизмы, хотя в долгосрочном плане расходы снижаются.

• Чувствительность технологии к условиям среды. Эффективность применения зависит от температуры, влажности, pH, осмотического давления, наличия подходящих питательных веществ.

• Скорость протекания процесса усиления после инъецирования *MICP* может быть ниже, чем у традиционных технологий.

• Зависимость технологии от выживаемости микроорганизмов и необходимость поддержания жизнеспособности бактерий в полевых условиях.

а. Усиление грунта, основанное на химической реакции с участием фермента уреаза — ферментатированно-индуцированное осаждение карбоната кальция (*EICP* — Enzyme-Induced Carbonate Precipitation). Как и при *MICP* в результате каталитического гидролиза мочевины происходит осаждение карбоната кальция, который связывает частицы грунта. Увеличивается его прочность, жесткость, устойчивость к эрозии, снижается деформа-

тивность. На прочность усиленного грунта влияет не только количество осаждения карбоната, но и способ подготовки раствора. Для повышения эффективности усиления можно использовать модификации раствора, например, добавки специальных веществ, способствующих удержанию воды, применять более экологичные источники мочевины, в качестве источника обезжиренного сухого молока использовать отходы молока, добавлять в грунт наполнители типа измельченной макулатуры. Экологические показатели технологии определяются такими компонентами как мочевина, кальций, фермент уреаза и обезжиренное сухое молоко.

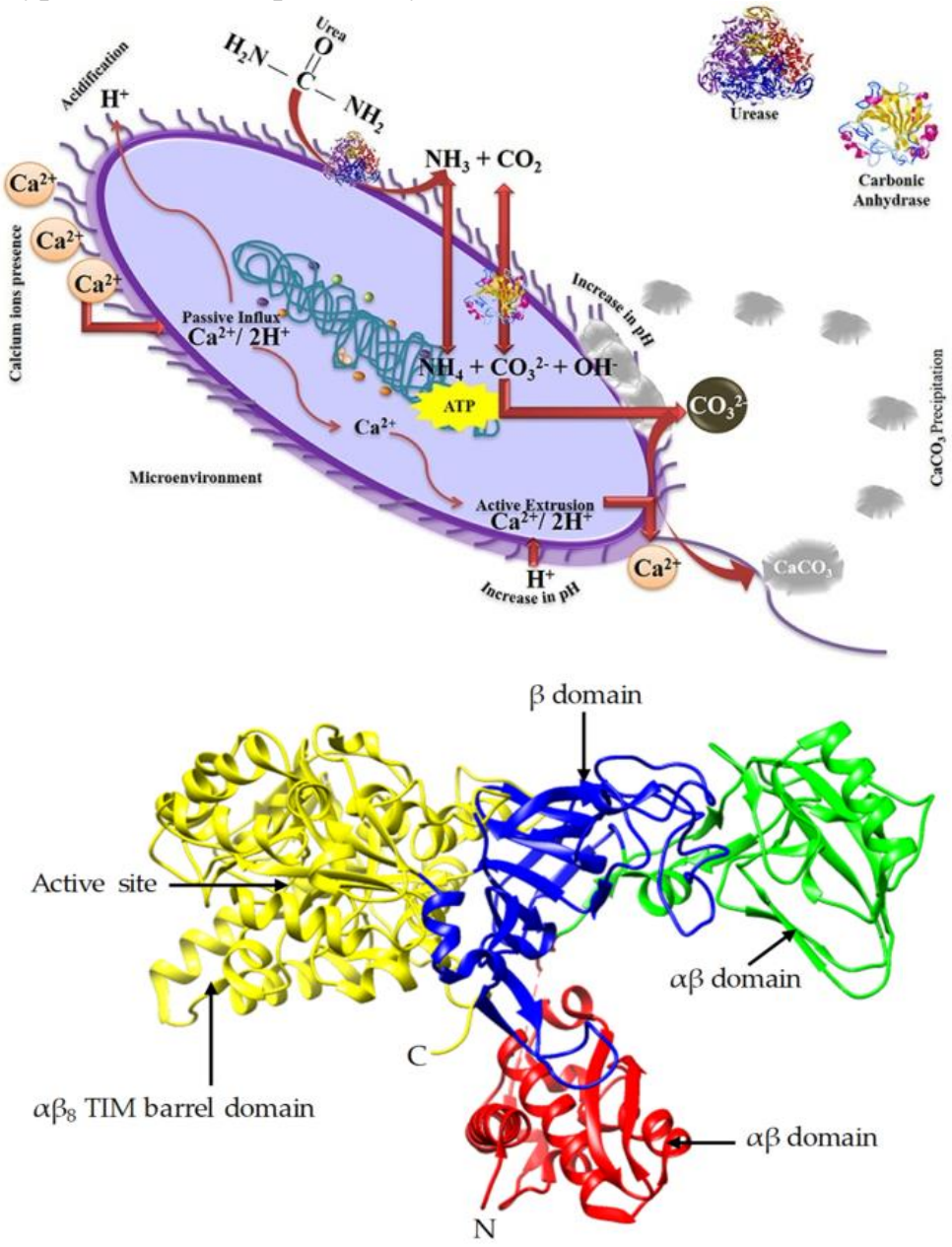


Рис. 5. Схематичное изображение процесса микробиологически индуцированного (*MICP*) и ферментатированно-индуцированного (*EICP*) осаждения карбоната кальция

Преимуществами применения *EICP* служат:

• Небольшой размер кристаллов уреазы (порядка 12 нм), что позволяет эффективно усиливать широкий диапазон грунтов даже с малыми размерами частиц, имеющих поры небольших размеров.

• Технология не требует культивирования бактерий, что делает её проще и экологически чище по сравнению с *MICP*.

Недостатками, препятствующим применению *EICP* являются:

• Для эффективности этой технологии усиления грунта необходима оптимизация состава химических ингредиентов и времени выдержки – реакции осаждения. Эффективность *EICP* зависит от концентрации и активности фермента, pH и температуры среды, типа грунта и количества циклов обработки.

• Отсутствие центров зародышеобразования (недостаточная нуклеация) в усиливаемом грунте может приводить к осаждению карбоната кальция в порах и его неэффективность для связывания частиц грунта.

• В отличие от *MICP* наличие конкурентных ингибиторов, например, ионов тяжелых металлов, может влиять на эффективность осаждения карбоната кальция.

• Очень высокая стоимость чистой уреазы.

Биотехнологии (биополимерные гели)

Известный интерес представляет усиление грунтов инъекцией гелеобразующих биополимеров. Биополимеры – это класс полимеров, встречающихся в природе в естественном виде. Наиболее эффективны для усиления грунтов полисахариды: ксантановая камедь, карбоксиметилцеллюлоза, а также гуаровая камедь, гелановая камедь, камедь рожкового дерева и другие [13]. Поскольку взаимодействие биополимеров с грунтом происходит на поверхности частиц, большое значение имеет площадь преобладающего размера частиц [12, 14]. Помимо инъецирования биополимеры могут вводиться в грунт смешиванием, распылением и тампонированием.

Наиболее эффективно усиление глинистых грунтов, когда полимеры напрямую связываются с наиболее мелкими глинистыми частицами [15]. Они слабее взаимодействуют с крупными песчаными частицами и в меньшей степени влияют на свойства песчаных грунтов. Механизм усиления грунта включает три компонента: образование водородных связей между гидроксильными группами биополимера и поверхностью глинистых минералов; электростатические взаимодействия между отрицательно заряженными карбоксильными группами и катионами на поверхности частиц, а также физическое заполнение пор гелем. [7, 16].

В песчаных грунтах, где частицы кварца электрически нейтральны, биополимеры действуют иначе: они не вступают в химическую адсорбцию, а работают как физические мостики, обволакивая песчаные частицы и связывая их в единую структуру. Нужно отметить, что образование полимерно-

глинистых матриц при взаимодействии биополимеров с глинистыми минералами в свою очередь способствует агрегации и более крупных песчаных частиц друг с другом [11].

Усиление биополимерами приводит к увеличению прочности грунтов на сжатие и на сдвиг, снижению деформативности и водопроницаемости, объемной стабильности и гидравлической устойчивости. При контакте с водой биополимеры могут образовывать гидрогели, что будет снижать эффективность усиления грунта.

Основные достоинства биологических полимеров: дешевизна и экологичность. Поскольку биополимеры являются органическими и разлагаемыми, их долгосрочная стойкость изучена не полностью.

Биополимеры можно вводить в грунт вместе с синтетическими полимерами, чтобы одновременно использовать свойства обоих видов полимеров. При этом следует учитывать сопротивляемость синтетических полимеров не только физическим и химическим воздействиям, но и биологическому разрушению.

Ксантановая камедь (ксантан, xanthan gum) — это полимер-структурообразователь, получаемый путем ферментации углеводов с использованием бактерий. Используется во многих сферах в качестве загустителя и стабилизатора растворов. Её введение улучшает свойства грунтов за счет двух механизмов: связывания и адгезии частиц (образования электростатических и водородных связей с глинистыми минералами, агрегации частиц, создания пространственных сетчатых структур); заполнения пор и пленкообразования (инкапсулирования частиц грунта, уменьшения толщины гидратной мембраны глинистых минералов, формирования полимерной пленки на поверхности частиц, снижения миграции воды, образования вязкого коллоидного геля) [7, 16]. Применение ксантановой камеди не зависит от *pH* среды (в диапазоне от 2 до 12) и температуры (от –18 °С до +120 °С). Раствор устойчив к кислотам и щелочам, ферментам и поверхностно активным веществам (ПАВ). Благодаря этим свойствам ксантановая камедь формирует устойчивую структуру усиленного грунта [13].

Недостатком ксантановой камеди является недостаточная долговечность. В зависимости от условий возможно её достаточно быстрое разложение микроорганизмами от недели до полугода.

Известны исследования и применение на практике ксантановой камеди в комбинации с бентонитом, гуматами, казеином, цементом [18, 19], поливинилацетатными [18] и полипропиленовыми волокнами [7, 19].

Ксантановую камедь в качестве инъекционного связующего исследовали для усиления песчаных и глинистых грунтов в комбинации с дискретными короткими полипропиленовыми волокнами, вместе с цементным раствором и без него.

Оптимальная концентрация ксантановой камеди составляет 0,25 %, при этом достигается максимальное повышение прочности грунта. Дальнейшее увеличение концентрации может приводить к избыточному содержанию геля и образованию слабых зон. В отличие от усиления только ксантановой камедью введение полипропиленовых волокон приводит к повышению пластичности и вместо хрупкого разрушения возможны деформации до 15 %. Короткие полипропиленовые волокна (6 мм, концентрацией 0,8 %) создают более равномерную пространственную сетку и эффективнее сопротивляются сдвигу. [7].

Гуаровая камедь (*guar gum*) — полимерное соединение полисахарида из плодов бобового растения гуара [13, 16]. Вещество обладает достаточной жесткостью и повышенной эластичностью, растворимо в холодной воде. Имеет хорошую устойчивость к циклам замораживания-оттаивания, замедляет возникновение кристаллов льда, образуя структурированный гель. В сравнении с ксантановой камедью менее термостабильна. Используется при высоконапорной инъекции в нефтяной промышленности для разрыва пласта.

Подобная гуаровой камеди по химическому составу, может использоваться камедь рожкового дерева (*carob gum*), но она растворяется только в горячей воде.

Карбоксиметилцеллюлоза (или целлюлозная камедь, *CMC*) хорошо растворима в воде и не реагирует на органические растворители. Применяется в качестве модификатора вязкости (загустителя) зависящего от температуры, что удобно в некоторых случаях. Применяется в нефтяной промышленности для разрыва пласта.

Существует нерастворимый в воде вид карбоксиметилцеллюлозы, который имеет меньшее значение *DS* (количество карбометильных групп в целлюлозной цепи). Преимущественно он используется для химического «склеивания» частиц грунта, повышения сцепления, предотвращения эрозии, укрепления склонов, в качестве модификатора вязкости и для повышения долговечности усиленного массива.

Инъекции карбоксиметилцеллюлозы способствуют уплотнению грунта, улучшают его прочностные и деформационные характеристики. Увеличивают плотность, влагостойкость и морозостойкость, снижают пучинистость грунта [13, 14].

Карбоксиметилцеллюлоза натрия (натриевая соль целлюлозогликолевой кислоты или NaCMC) рассматривалась для применения в качестве армирующего материала для улучшения механических свойств лёссовых грунтов Китая. Полученные положительные результаты по повышению плотности сухого грунта, модуля деформации, прочности на сжатие и сдвиг позволили сделать выводы о перспективности материала для устойчивого

укрепления лёссовых грунтов. Отмечено, что из трех исследованных различных концентраций NaCMC (0,5 %, 1,0 %, 1,5 %) для строительства малоэтажных зданий достаточно улучшение прочностных и деформационных характеристик грунтов при использовании концентрации 1,0 % [14].

Для усиления глин низкой прочности в Нигерии изучалась возможность применения в качестве добавок биополимеров из порошка рисовой шелухи (RHP) и порошка кожуры кассавы (или маниока, *CPP*), которые сравнивались карбоксиметилцеллюлозой (*CMC*). Испытания на опытном участке показали не только возможность применения *CPP*, но и его эффективность по сравнению с широко применяемой *CMC*. **Микроструктурный анализ** показал, что в обоих случаях на частицах глины образовывалась полимерная пленка, которая прочно связывала агрегаты. При использовании *CPP* также формировался кальцит, который дополнительно укреплял частицы [6].

Заключение

Из анализа приведенных выше данных следует вывод, что определить технологию усиления грунтов можно при изучении инженерно-геологических условий площадки и конкретной строительной ситуации, а также производственных возможностей и экономических параметров выполнения работ.

Для крупных инфраструктурных объектов с большими объемами насыпи из крупнообломочных и песчаных грунтов рационально применение органосиланов и лигносульфонатов. Хорошим вариантом усиления оснований ответственных сооружений с высокими требованиями к надежности и долговременной стабильности, в т. ч. в сейсмоопасных районах, является использование геотермального коллоидного диоксида кремния (*CSRGF*) при его доступности. Наиболее перспективными для усиления слабых грунтовых оснований служат технологии микробиологической цементации **(***MICP* и *EICP*), особенно в сочетании с добавлением наночастиц нитрида бора *h-BN*. Представляется эффективным разработка гибридных технологий, включая использование традиционных способов усиления грунтов.

Список источников

1. Крутов, В. И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В. И. Крутов, А. С. Ковалев, В. А. Ковалев. – М.: Изд-во АСВ, 2013. – 544 с.

2. Nuzhdin, M.L., Nuzhdin, L.V. Strengthening of supporting ground of a damaged building by high-pressure injection of a moving cement-sand mixture // Proceedings of the 17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Cape Town, 7-9 October 2019). – Pretoria: University of Pretoria, 2019. – P. 785–788.

3. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов / А. Г. Малинин. – М. Изд-во «Стройиздат», 2009. – 195 с.

4. Нуждин, М. Л. Расчетное обоснование эффективных схем усиления фундаментов мелкого заложения контурным армированием жесткими армоэлементами /

М. Л. Нуждин, А. Б. Пономарев // Construction and Geotechnics. – 2022. – Т. 13, № 4. – С. 5-6. DOI: 10.15593/2224-9826/2022.4.01.

5. Нуждин, М. Л. Экспериментальные исследования усиления грунтового основания свайных фундаментов армированием жесткими включениями / М. Л. Нуждин // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 10, № 3. – С. 5-15. DOI: 10.15593/2224-9826/2019.3.01.

6. Ojuri O.O., Ramdas V., Aderibigbe E.A., Williams C.G., Ramchuran S., Al-Nageim H Improving strength and hydraulic characteristics of regional clayey soils using biopolymers // Case Studies in Construction Materials. – 2022. – No. 17. – 11 p. – https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01319.

7. Abbasi F., Choobbasi A.J., Roushan K. Enhancing strength and ductility of xanthan gum–stabilized clayey sand: Impact of polypropylene fiber content and length // Case Studies in Construction Materials. – 2025. – No. 23. – 24 p. – https://doi.org/10.1016/j.cscm.2025.e05667.

8. Barbieri D.M., Hoff I., Mork M.B.E. Organosilane and lignosulfonate as innovative stabilization techniques for crushed rocks used in road unbound layers // Transportation Geotechnics – 2019. – No. 22. – 14 p. – https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2019.100308.

9. Persoff P., Apps J., Moridis G., Whang J.M. Effect of dilution and contaminants on sand grouted with colloidal silica // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 1999. – No. 125(6). – 461 p.

10. Terui T., Motohashi T., Sasahara S., Inazumi S. Development and application of geothermally derived silica grout for carbon-neutral soil stabilization // Case Studies in Construction Materials. – 2025. – No. 22. – 22 p. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2025.e04297.

11. Fouladi A.S., Arulrajah A., Chu J., Horpibulsuk S. Effects of hexagonal boron nitride nanosheets on the biostabilization of recycled sands for geotechnical fill applications // Transportation Geotechnics. – 2023. – No. 49. – 14 p. – https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2024.101420.

12. Khatami H.R., O'Kelly B.C. Improving mechanical properties of sand using biopolymers // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2013. – No. 139(8). – P. 1402-1406.

13. Armistead S.J., Rawlings A.E., Smith C.C., Staniland S.S. Biopolymer stabilization/solidification of soils: a rapid, micro-macro, cross-disciplinary approach // Environmental Science & Technology. – 2020. – No. 54(21). – P. 13963-13972.

14. Ma H., Ma Q. Experimental studies on the mechanical properties of loess stabilized with sodium carboxymethyl cellulose // Advances in Materials Science and Engineering. – 2019. – No. 2 – 1-8 p.

15. Cabalar A.F., Awraheem M.H., Khalaf M.M. Geotechnical properties of a low-plasticity clay with biopolymer // Journal of Materials in Civil Engineering. – 2018. – No. 30(8). – 10 p.

16. Bozyigit I., Javad A., Altun S. Strength properties of xanthan gum and guar gum treated kaolin at different water contents // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2021. – No. 13(5). – P. 1160–1172.

17. Chang I., Im J., Prasidhi A.K., Cho G.C. Effects of xanthan gum biopolymer on soil strengthening // Construction and Building Materials. – 2015. – No. 74. – P. 65-72.

18. Park S.S. Unconfined compressive strength and ductility of fiber-reinforced cemented sand // Construction and Building Materials. – 2011. – No. 25(2). – P. 1134-1138.

19. Tang C., Shi B., Gao W., Chen F., Cai Y. Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber-reinforced and cement-stabilized clayey soil // Geotextiles and Geomembranes. – 2007. – No. 25(3). – 194 p.

© Нуждин Л.В., Цуканов А.А., 2026

УДК 624.15
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-368-375

ГОРИЗОНТАЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ШПАЛЬНЫМ РАСПРЕДЕЛИТЕЛЕМ

А. И. Корпач

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж, Россия

Аннотация. *В статье обобщаются результаты работы автора по исследованию работы горизонтального армирования основания протяженными элементами балочного типа – шпального распределителя. Описываются основные конструктивные и технологические параметры данного вида искусственного основания. Приводится пример выполнения в практике фундаментостроения шпального распределителя в основании ленточных фундаментов многоэтажного жилого дома. Основное внимание уделяется данным численного моделирования горизонтального армирования сжимаемой зоны грунтового основания балочными элементами – шпалами. Сделаны выводы о возможном эффективном применении предлагаемого метода армирования оснований.*

Ключевые слова: *горизонтальное армирование грунта, искусственное основание фундамента, шпальный распределитель, шпала, распределительный слой*

HORIZONTAL REINFORCING OF FOUNDATION BASEMENTS BY SLEEPER DISTRIBUTOR

A. I. Korpach

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia

Annotation. *This article summarizes the author's research findings on horizontal foundation reinforcement using beam-type elements – sleeper distributor. The article presents the key design and technological parameters of this type of artificial foundation. A practical example of sleeper distributor implementation in geotechnical construction in the basement of strip foundation of a multi-story residential building is provided. The main focus is on numerical modeling data for horizontal reinforcement of the compressible soil base zone using beam elements – sleepers. Conclusions are drawn regarding the potential effective application of the proposed foundation reinforcement method.*

Keywords: *horizontal soil reinforcement, artificial foundation basement, sleeper distributor, sleeper, distribution layer*

В практике геотехнического строительства армирование грунтовых оснований приобрело широкое популярность. Если в практике вертикального армирования непосредственно армирующие элементы имеют значительную жесткость (как правило, бетонные или железобетонные кострукции), то для горизонтального армирования в основном применяются различные гибкие геосинтетические материалы (текстиль, сетки и решетки, реже маты).

Например, в основании дорожных насыпей горизонтальное армирование под достаточно равномерно распределенную нагрузку не требует от

армирующего материала значительной жесткости, однако расположение горизонтального армирования в активной сжимаемой зоне фундаментов мелкого заложения предъявляет уже иные требования к прочностным и деформационным характеристикам армирующих элементов. Попытка распределения нагрузки от столбчатого или ленточного фундамента на большую площадь неизменно приводит к необходимости увеличения изгибной жесткости горизонтального армирования, к нормированию его длительной прочности, к вопросу учета ползучести и относительной деформации при разрушении в случае гибкого материала.

Введение

Шпальный распределитель (ШР) — представляет собой искусственное основание как правило ленточных и столбчатых, реже плитных фундаментов [1, 2], устраиваемое путем горизонтального армирования сжимаемой зоны грунтового основания протяженными жесткими армирующими балочного типа – шпалами. Следует отметить, что армирующие элементы не имеют непосредственной связи с конструкцией фундамента и отделены от его подошвы распределительным / буферным слоем (рис. 1).

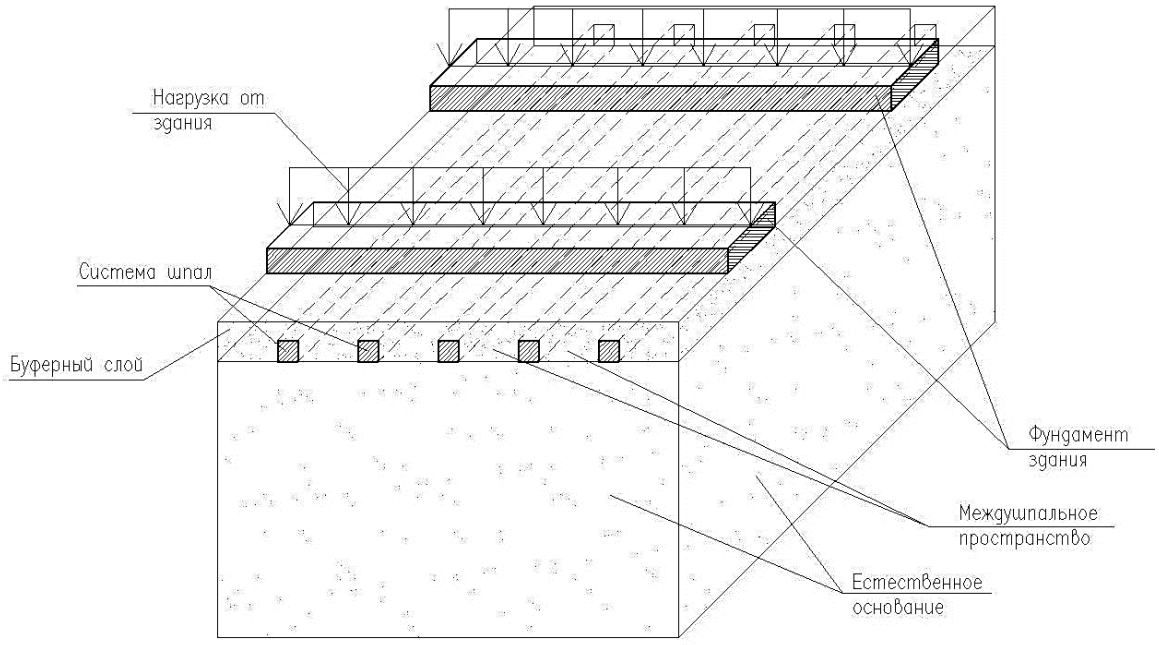


Рис. 1. Принципиальная схема устройства ШР

Идея устройства шпального распределителя основана как на историческом опыте применения лежневых конструкций в основании зданий, так и на классических задачах механики грунтов по взаимодействию системы балок на грунтовом основании. Различными авторами предлагались шпальные фундаменты (Тугаенко, Кущак) прерывистые и щелевые фундаменты (Сорочан, Фидаров и др.). Традиционно значительное внимание уделяли эффективным фундаментам в Новочеркасске и Волгограде [2, 3].

Принцип работы ШР заключается не только в увеличении эффективной площади передачи нагрузки на грунтовое основание, но также в укреплении сжимаемой зоны по глубине, в том числе в несколько рядов (рис. 2) и вовлечении в совместную работу различных фундаментов. Распределительный или буферный слой не только способствует более равномерной передаче нагрузки, но и перераспределяет ее.

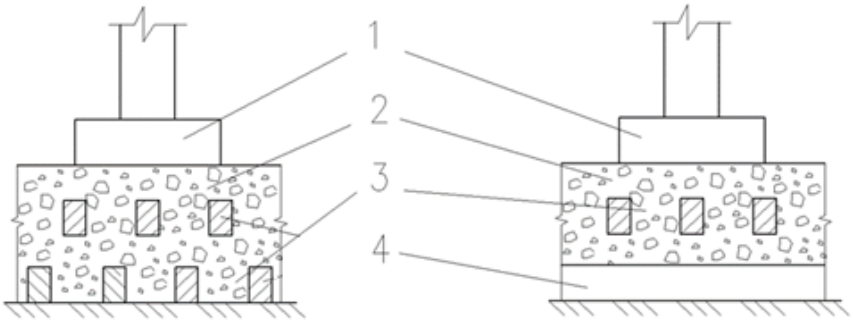


Рис. 2. Варианты возможного применения ШР под отдельными фундаментами в одном или двух уровнях:
1 – столбчатый фундамент; *2* – буферный слой; *3* – шпалы; *4* – грунтовое основание

Первое практическое использование сборного варианта шпального распределителя под фундаменты многоэтажного здания выполнено [4] в г. Воронеж в 2008–2009 гг (рис. 3).

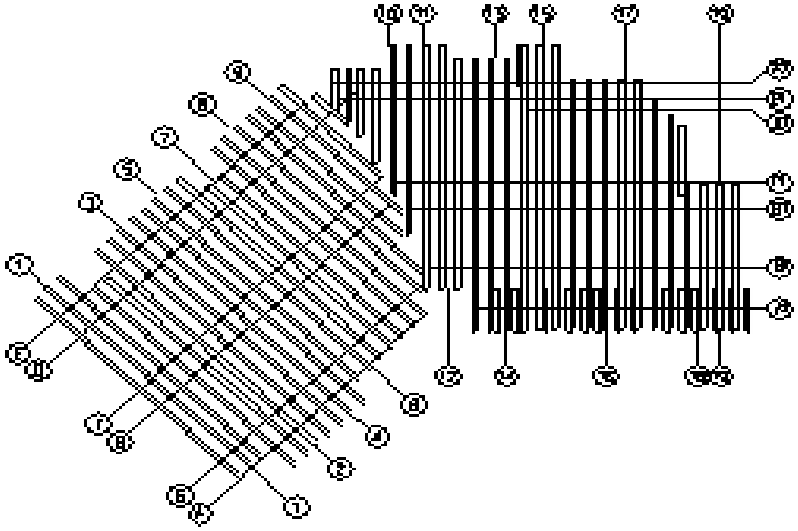


Рис. 3. Расположение шпал в плане осей 17-этажного дома на ШР

Тогда за счет устройства искусственного основания из уложенных горизонтально призматических свай удалось оптимизировать выполнение фундаментов здания:

– обеспечить надежность системы основание-фундамент;

– применить ленточные фундаменты взамен монолитной фундаментной плиты;

– сократить затраты труда и общую стоимость геотехнических работ примерно на 20 % по сравнению с плитным фундаментом.

Основная часть

С целью определения оптимальных конструктивных параметров шпального распределителя применительно к горизонтальному армированию оснований ленточных фундаментов было проведено численное моделирование [5] работы искусственного основания.

Вся система взаимодействия различных ленточных фундаментов на ШР в плане здания была разбита на две характерные расчетные модели: фундамент с выступом шпал по бокам на половину его ширины (рис. 4) и плиту со шпалами под ней.

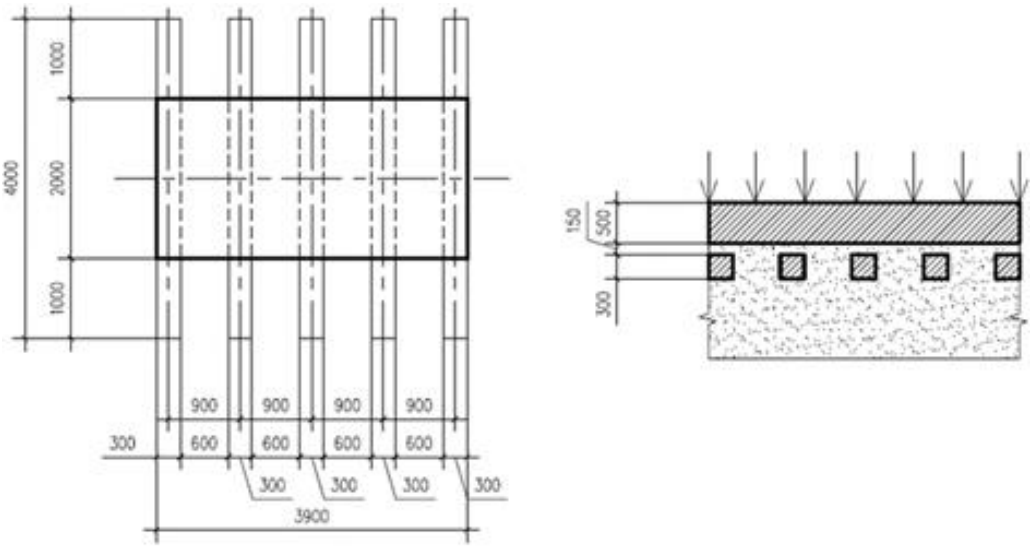


Рис. 4. Модель фундаментной плиты на ШР при шаге шпал 0,9 м и толщине буферного слоя 0,15 м

В дополнение к расчетным моделям фундаментов на искусственном основании были использованы сравнительные модели 2-х плит толщиной 0,5 м на грунте естественного сложения, что позволило сопоставить деформации различных схем и оценить эффект от устройства горизонтального армирования. Итоговые базовые 4 модели расположились в следующем порядке:

1) фундамент на естественном основании шириной 2 м, длиной 3,9 м;

2) фундамент на естественном основании шириной 4 м, длиной 3,9 м;

3) фундамент шириной 2 м, длиной 3,9 м на искусственном основании из системы шпал длиной 4 м сечением 0,3×0,3 м, отделенных от плиты буферным слоем.

4) фундамент длиной 3,9 м и толщиной 0,5 м на искусственном основании из системы шпал длиной 4 м сечением 0,3×0,3 м, отделенных от плиты буферным слоем.

Численный эксперимент включает в себя сравнительные расчеты для представленных выше моделей под действием линейно-распределенной

нагрузки величиной до 1000 кН/м, прилагаемой ступенчато по продольной оси плиты. Варьируемыми конструктивными параметрами являются шаг шпал (от 0,45 м до 1,8 м) и толщина буферного слоя (от 0 до 0,6 м). Для контроля осадок выбраны 10 точек, позволяющих оценить общую осадку плиты, ее прогибы, а также осадки и прогибы центральной и краевой шпал.

Очевидно, что при отсутствии буферного слоя представленная на рис. схема трансформируется в плиту, усиленную ребрами, т. е. шпалы будут являться частью фундамента. По мере увеличения буферного слоя шпалы будут все больше приобретать характер армирующих элементов.

Распределение вертикальных напряжений в основании естественного сложения (рис. 5) под фундаментной плитой размерами 2×3,9 м имеет классический вид. При росте нагрузки происходит формирование пластических зон под краями плиты с дальнейшим развитием выпора грунта из-под подошвы фундамента.



Рис. 5. Распределение вертикальных напряжений σy под фундаментной плитой 2×3,9 м вдоль ее продольной оси

Устройство системы шпал в сжимаемой зоне основания без изменения размеров фундаментной плиты приводит к закономерному перераспределению напряжений (рис. 6).

Основное давление от фундамента воспринимается буферным слоем и передается на систему шпал и междушпальное пространство. Система шпал образует своеобразную несущую балочную плиту, при этом отдельная шпала является концентратором напряжений в искусственном основании. Шпалы после обжатия буферного слоя воспринимают давление от фундамента, тогда как заполнение междушпального пространства проходит начальную стадию уплотнения и не способно воспринимать нагрузку наравне со шпалами.

Каждая шпала, по сути, представляет собой отдельный фундамент, под которым происходит распределение напряжений, аналогичное отдельному фундаменту. Однако работа шпал в общей системе ШР вносит значительные корректировки в их работу под нагрузкой, в частности в формирование пластических областей. До определенной нагрузки напряжения в основании отдельной шпалы развиваются независимо от соседних шпал, таким образом, шпальный распределитель работает как система фундаментов балочного типа. После достижения буферным слоем и междушпальным пространством максимально возможного уплотнения балочная плита шпального распределителя приближается к условному плитному фундаменту.



Рис. 6. Распределение вертикальных напряжений σy под фундаментной плитой 2×3,9 м на шпальном распределителе вдоль ее продольной оси

В процессе нагружения происходит продавливание грунта в междушпальное пространство. Совместные деформации системы шпал с грунтом междушпального пространства начинаются после достижения им максимально возможной плотности сложения в условиях невозможности бокового расширения. При этом в зависимости от нагрузки можно наблюдать появление растягивающих напряжений как непосредственно под шпалами, так и в буферном слое.

Этим процессом, в частности, можно попытаться объяснить выявленные в результате геотехнического мониторинга подъем части геодезических марок во время строительства [4].

Горизонтальное армирование сжимаемой зоны фундаментов системой шпал позволяет также снизить величину деформаций основания. Максимальный эффект достигается при увеличении ширины условного фундамента за счет выдвижения шпал за пределы фундаментной плиты. Рассмотрим развитие осадки моделей под нагрузкой до 1000 кН/м в различных грунтовых условиях (рис. 7, 8).

Модель 3 ожидаемо занимает промежуточное положение между моделями 1 и 2, хотя более приближена к последней. Расчеты для модели 4 свидетельствовали о том, что введение в сжимаемую зону фундаментной плиты системы шпал не приводит к существенному снижению величины средней осадки, однако уменьшается разность осадок для различных точек плиты. Кроме того, наблюдается значительное увеличение несущей способности основания за счет снижения возможности выпора грунта из-под подошвы фундамента.

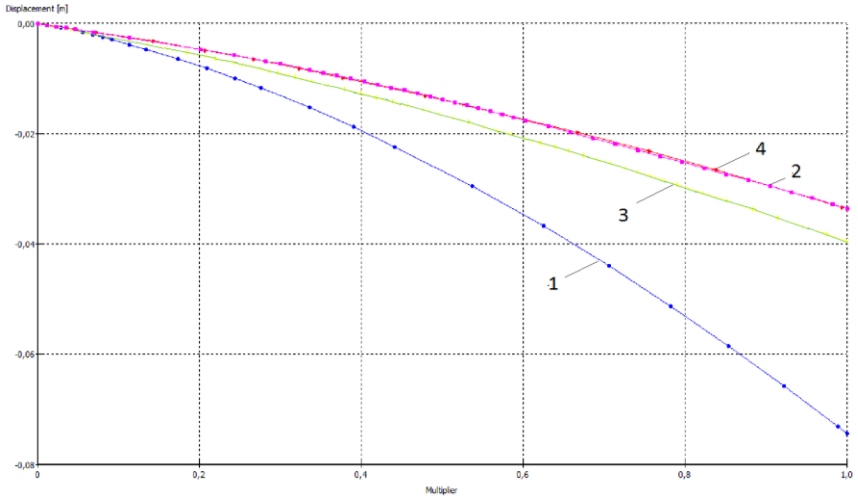


Рис. 7. Осадка центральной точки фундаментной плиты для моделей №№ 1-4 на песке средней плотности

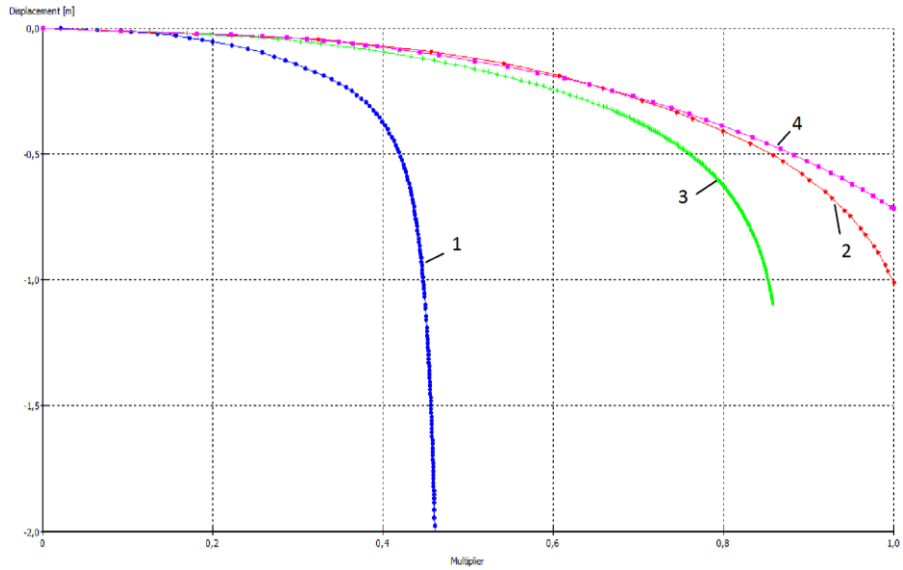


Рис. 8. Осадка центральной точки фундаментной плиты для моделей №№ 1-4 на мягкопластичном суглинке

Реализация сравнительных расчетов со всеми варьируемыми параметрами позволила сделать следующие выводы:

1. Введение в сжимаемую зону основания фундаментной плиты армирующих элементов – шпал существенно изменяет НДС грунтового массива.

2. Наибольшая концентрация деформаций грунта наблюдается в буферном слое и междушпальном пространстве при толщине буферного слоя до 1,5 размеров поперечного сечения шпалы.

3. Расположение шпал с шагом не более 3,5 размеров их поперечного сечения обеспечивает максимальный эффект на снижение осадок.

4. Уменьшение осадки с одновременным увеличением несущей способности основания достигается, главным образом, за счет увеличения площади условной балочной плиты по отношению к подошве фундамента.

5. В общем случае горизонтальное армирование сжимаемой зоны более эффективно по сравнению только с увеличением площади фундамента.

Заключение

Горизонтальное армирование оснований фундаментов шпальным распределителем показало свою технологическую и экономическую эффективность на реальных объектах строительства. Расчетное моделирование подтвердило заложенные предпосылки применения шпального распределителя в сжимаемой зоне грунтовых оснований. Выявлен диапазон наиболее эффективных параметров использования данного вида искусственных оснований. Представляется возможным распространить результаты исследования на большее количество объектов в практике фундаментостроения.

Благодарность. *Автор выражает глубокую признательность научным руководителям данного исследования Алейникову С.М. и Саурину А.Н., а также проф. Шапиро Д.М. за ценные замечания и наставления.*

Список источников

1. Патент RU 2344231 C1, МПК[7] E02D 27/01. Способ устройства основания фундаментов сооружений с горизонтальным армированием сборными железобетонными элементами / Саурин А.Н. (RU); Заявка 2007144381/03, от 03.12.2007; опубл. 20.01.2009, Бюл. №2.

2. Скибин, Г. М. Экспериментальные исследования работы краевой зоны протяженных в плане фундаментов на песчаном основании: монография / Г. М. Скибин, С. И. Евтушенко. – Ростов н/Д: Изд-во журн. «Изв. вузов Сев.-Кавк. регион», 2008. – 192 с.

3. Богомолов, А. Н. Повышение несущей способности основания как следствие использования составных ленточных фундаментов / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, И. В. Якименко // Вестн. ВолгГАСУ Сер.: Стр-во и архитектура. – 2010. – Вып. 19 (38). – С. 5-11.

4. О некоторых результатах наблюдений за осадками 17-ти этажного дома на шпальном распределителе / В. А. Ильичев, А. Н. Саурин, Л. Г. Мариупольский, А. И. Корпач // Труды междунар. конф. Геотехнические проблемы мегаполисов. г. Москва 7-10 июня 2010 г. – М., 2010. – Т. 5. – С. 1647-1650.

5. Саурин, А. Н. Исследование напряженно-деформированного состояния основания фундамента на шпальном распределителе / А. Н.Саурин, А. И. Корпач // Вестник гражданских инженеров. – 2012. – Вып. 6(35). – С. 87–91.

© Корпач А. И., 2026

УДК 624.154
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-376-384

ИССЛЕДОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПРОМЕЖУТОЧНОГО РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНОГО СЛОЯ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

И. Г. Ткачев, М. Б. Мариничев

Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина,
г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Рассматривается методика назначения параметров свайного фундамента с промежуточным распределительным слоем, расположенным между фундаментной плитой и головами свай. Актуальность исследования обусловлена необходимостью управления передачей нагрузки от фундаментной плиты к сваям и грунту межсвайного пространства при проектировании фундаментов многоэтажных и высотных зданий. На основе аналитического метода расчета предложена последовательность выбора диаметра, шага и длины свай, толщины промежуточного распределительного слоя и габаритов оголовков. Расчетная схема основана на рассмотрении ячейки свайного поля, в которой промежуточный слой работает как деформируемый элемент, формирующий над головой сваи зону уплотненного материала по типу «несущего столба». Показано, что толщина слоя и диаметр оголовка существенно влияют на расчетное продавливающее усилие и напряжения в уровне контакта головы сваи с промежуточным распределительным слоем. Приведены результаты применения методики при обосновании свайных фундаментов высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях.*

Ключевые слова: *свайный фундамент, промежуточный распределительный слой, свайно-плитный фундамент, бесконтактная работа плиты и свай, оголовок сваи, продавливающее усилие, несущий столб, осадка, численное моделирование*

INVESTIGATION OF THE PARAMETERS OF THE INTERMEDIATE LOAD-DISTRIBUTING LAYER IN PILE FOUNDATIONS

I. G. Tkachev, M. B. Marinichev

I.T. Trubilin Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

Annotation. *The paper considers a method for selecting parameters of a pile foundation with an intermediate load-distribution layer placed between the raft and pile heads. The relevance of the study is associated with the need to control load transfer from the raft to piles and soil in the inter-pile space when designing foundations for multi-storey and high-rise buildings. Based on an analytical calculation method, a sequence is proposed for selection of pile diameter, pile spacing, pile length, thickness of the intermediate layer and pile cap dimensions. The calculation scheme is based on a pile field unit cell, where the intermediate layer is treated as a deformable element forming a compacted material zone above the pile head similar to a bearing column. It is shown that the layer thickness and pile cap diameter significantly affect the punching force and stresses at the contact level between the pile head and the intermediate load-distribution layer. Results of applying the method to high-rise building foundations in complex engineering-geological conditions are presented.*

Ketwords: *pile foundation, intermediate load-distribution layer, piled raft foundation, pile cap, punching force, bearing column, settlement, numerical modelling*

Введение

Свайные фундаменты в высотном и многоэтажном строительстве являются эффективным решением для случаев, когда основание сложено слабыми грунтами большой мощности, и возводимый объект расположен на участке с распространением опасных инженерно-геологических процессов, что приводит к значительным сжимающим и горизонтальным нагрузкам, возникающим в элементах свайного фундамента. В традиционной свайно-плитной схеме жесткий контакт плиты с головами свай вызывает концентрацию усилий в верхней части свай.

Одним из способов регулирования совместной работы плиты, свай и грунтового основания является устройство промежуточного распределительного слоя (далее ПРС). В этом случае нагрузка передается через деформируемую среду, которая изменяет долю усилий, воспринимаемых сваями и межсвайным грунтом. Механизмы передачи нагрузки через сыпучий слой рассмотрены в экспериментальных и численных исследованиях [1–7]. Решаемая задача состоит в обосновании толщины, прочностных и деформационных характеристик промежуточного слоя, а также габаритов оголовков свай. Эти параметры определяют распределение напряжений и деформаций в элементах системы. Цель настоящей статьи состоит в описании результатов исследований по совершенствованию конструкции и методов расчета свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем из сыпучего материала, обеспечивающих их надежную эксплуатацию в пылевато-глинистых грунтах для промышленных и гражданских зданий.

Материалы и методы

Исследование выполнено применительно к системе «фундаментная плита – промежуточный распределительный слой – сваи – грунтовое основание» (рис. 1). В качестве расчетной области принята ячейка свайного поля, включающая сваю, участок промежуточного слоя и грунт межсвайного пространства.

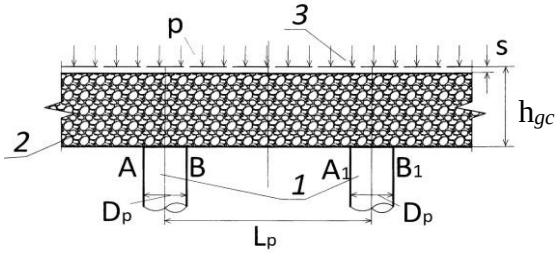


Рис. 1. Сечение вертикальной плоскостью свайного фундамента с ПРС:
1 – свая; 2 – ПРС; 3 – плита/ростверк многоэтажного здания

Варьируемыми параметрами являются диаметр свай D_p, шаг свай L_p, длина свай l, толщина промежуточного распределительного слоя h_{gc} и диаметр оголовка D_h [8–9].

При квадратной сетке свай вертикальная сила, приходящаяся на расчетную ячейку, определяется как

$$N_f = \sigma_f L_p^2,$$

где σ_f — среднее давление по подошве фундаментной плиты; L_p — межосевое расстояние между сваями. Равновесие ячейки записывается в виде

$$N_f = N_p + N_b,$$

где N_p — усилие, воспринимаемое сваей; N_b — усилие, воспринимаемое грунтом межсвайного пространства. Условие расчета по деформациям принимается в виде

$$s_f \leq s_u,$$

где s_f — расчетная осадка фундаментной системы; s_u — предельная осадка для соответствующего типа здания [10]. Для фундамента с промежуточным распределительным слоем расчетная осадка представляется как

$$s_f = s_{gc} + s_p + s_b,$$

где s_{gc} — сжатие промежуточного распределительного слоя; s_p — осадка свай; s_b — осадка грунтового основания ниже уровня голов свай.

Для предварительной оценки деформационной эффективности используется коэффициент

$$k_{ef} = S_{pile}/S_{slab},$$

где S_{pile} — осадка свайного фундамента с промежуточным распределительным слоем; S_{slab} — осадка фундаментной плиты на естественном основании. Параметры системы назначаются не только по снижению осадки, но и с учетом распределения нагрузки между плитой, промежуточным слоем, сваями и грунтом межсвайного пространства, оцениваемого по коэффициентам k_{Ntop}, $k_{N\max}$ [8].

Передача нагрузки через промежуточный распределительный слой описывается схемой «несущего столба» (рис. 1, 2), формирующегося в зоне уплотненного материала над головой сваи. Границы зоны передачи нагрузки принимаются расходящимися от края головы сваи или оголовка с отклонением от вертикали на угол

$$\beta_{gc} = 45^\circ - \varphi_{gc}/2,$$

где φ_{gc} — угол внутреннего трения материала промежуточного распределительного слоя. Диаметр верхнего основания зоны передачи нагрузки определяется выражением

$$D_B = D_h + 2h_{gc}\tan\beta_{gc},$$

где D_h — диаметр головы сваи или оголовка; при отсутствии оголовка $D_h = D_p$.

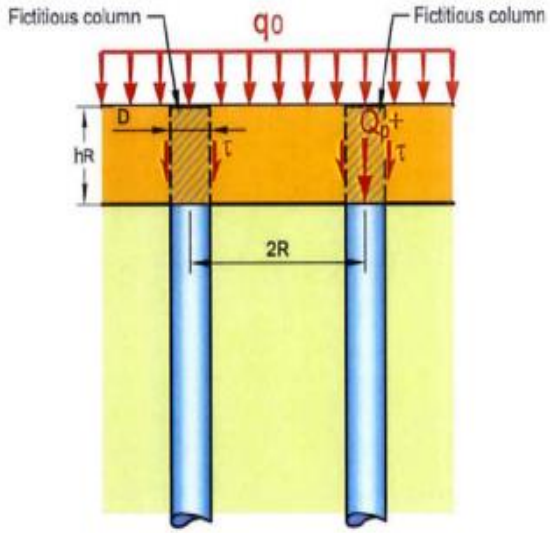


Рис. 1. Схема «несущего столба» грунта по [7]:
q_0 – вертикальная нагрузка на ПРС; h_R – высота ПРС; D – диаметр «несущего столба»; Q_p – нагрузка на оголовок сваи; τ – касательные силы на границах «несущего столба»

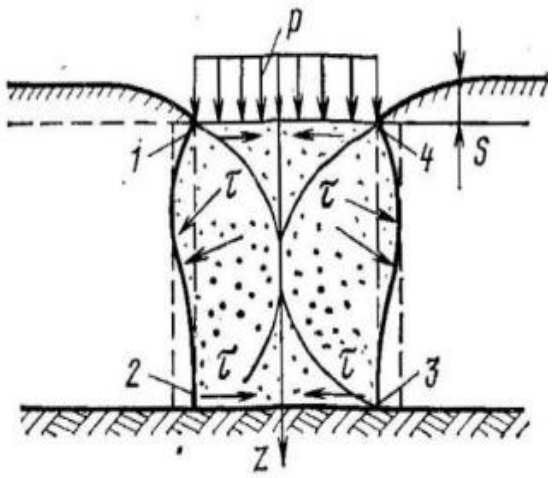


Рис. 2. Идея «несущего столба» грунта по [11]:
P – вертикальная нагрузка на ПРС; S – осадка «несущего столба»; τ – касательные силы на границах «несущего столба»

Площадь контакта сваи или оголовка с промежуточным распределительным слоем определяется по фактическому диаметру контактной площадки (рис. 3):

$$F_h = \frac{\pi D_h^2}{4}.$$

В аналитической оценке среднее контактное напряжение может быть определено как

$$\sigma_p = \frac{N_p}{F_h}.$$

При этом в численной модели распределение напряжений в контактной зоне является неравномерным, поэтому для сопоставления вариантов дополнительно используются осредненные по расчетной контактной области значения напряжений, полученные непосредственно из результатов численного моделирования.Площадь верхнего основания зоны передачи нагрузки составляет

$$F_B = \frac{\pi D_B^2}{4}.$$

Для сохранения физической корректности ячеечной схемы должно выполняться условие

$$D_B < L_p. \qquad (1)$$

При невыполнении условия зоны передачи нагрузки соседних свай перекрываются, и расчет по независимой ячейке следует заменять пространственной расчетной моделью.

Прочность материала промежуточного распределительного слоя проверяется по критерию Кулона–Мора в эффективных напряжениях:

$$\tau_{mob} \leq c'_{gc} + \sigma'_n \tan \varphi'_{gc},$$

где τ_{mob} — мобилизованное касательное напряжение; c'_{gc}, φ'_{gc} — эффективные параметры прочности материала слоя; σ'_n — эффективное нормальное напряжение на поверхности сдвига. Для щебеночных и щебеночно-песчаных смесей параметры c'_{gc}, φ'_{gc}и E_{gc} должны определяться лабораторно, предпочтительно в условиях трехосного сжатия [12]. При отсутствии экспериментального подтверждения сцепление несвязного материала следует принимать равным нулю.

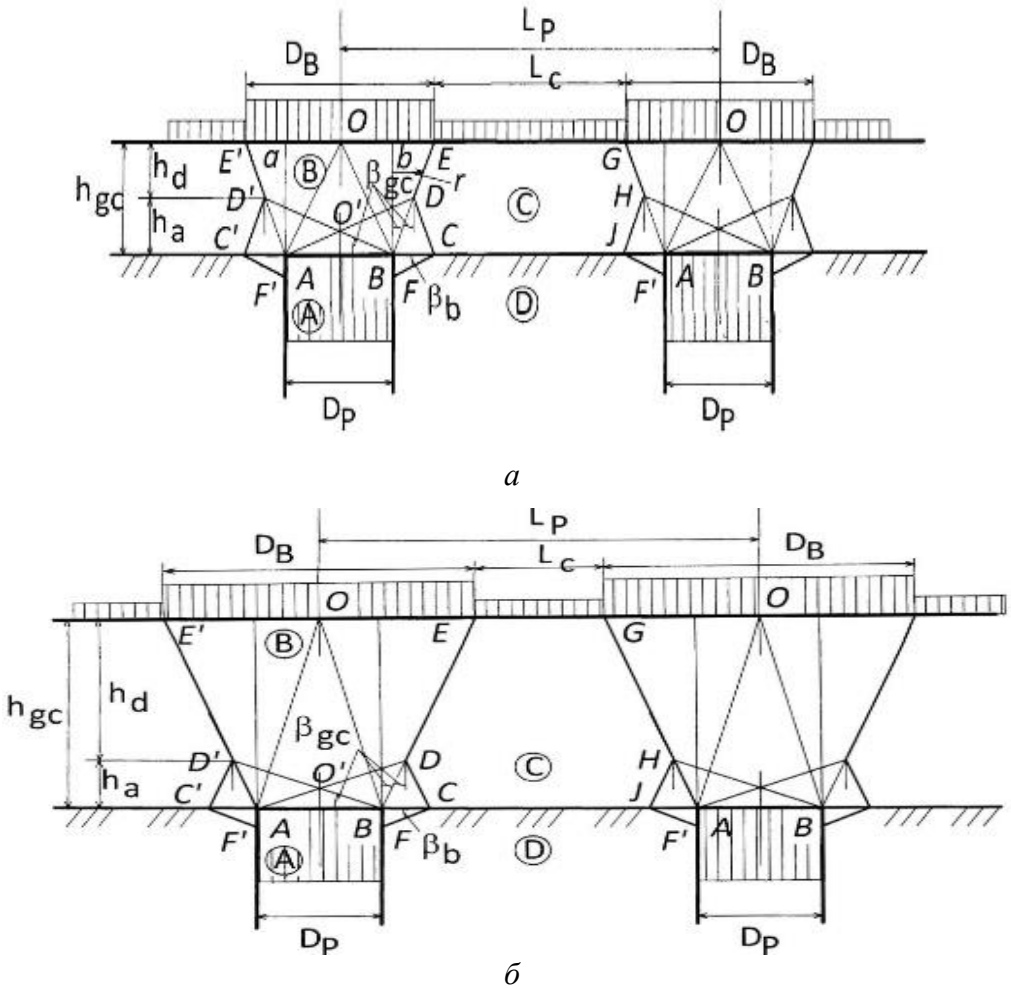


Рис. 3. Схема к расчету ПРС для значений h_{gc}/D_P: а) 1,0; б) 2,0:
L_p – межосевое расстояние между сваями; L_c – расстояние между следами верхних оснований «несущих столбов»; D_B – диаметр верхнего основания «несущего столба»; D_p – диаметр головы сваи; h_{gc} – высота ПРС

Дополнительно вводится ограничение относительной локальной деформации промежуточного слоя в зоне головы сваи:

$$\varepsilon_{gc} = \frac{\Delta h_{gc}}{h_{gc}} \leq \varepsilon_{\text{lim}}/ \qquad (1)$$

В настоящем исследовании $\varepsilon_{\text{lim}} = 5\ \%$ принято как критерий сохранения распределительной функции слоя и используется для предварительного сравнения вариантов.

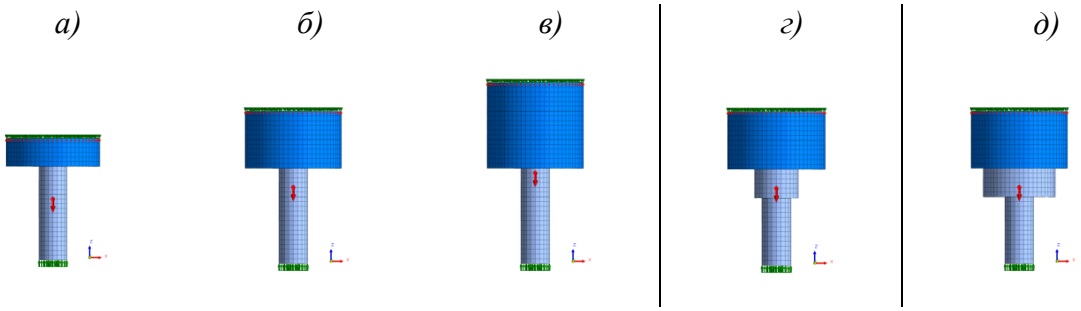


Рис. 4. Примеры задач к определению допустимых напряжений и усилий, передаваемых от свай на ПРС при заданном уровне перемещений над сваями:
а – свая без оголовка при $h_{gc}=d$; *б* – то же при $h_{gc}=2d$; *в* – то же при $h_{gc}=3d$; *г* – свая с оголовком $D_h=1.5d$ и $h_{gc}=2d$; *д* – то же $D_h=2.5d$ и $h_{gc}=2d$

Результаты

Выполненные расчеты показывают, что способность промежуточного распределительного слоя воспринимать локальную нагрузку от головы сваи определяется главным образом толщиной слоя h_{gc} и диаметром контактной площадки D_h. При увеличении толщины слоя зона передачи нагрузки развивается по высоте, а при увеличении диаметра оголовка снижается концентрация напряжений в нижней части промежуточного распределительного слоя.

В табл. 1 приведены значения расчетного продавливающего усилия и напряжений в зоне контакта для вариантов $h_{gc} = D_p$, $2D_p$, $3D_p$ и $D_h = D_p$, $1{,}5D_p$, $2{,}5D_p$, полученные при ограничении локальной деформации $\varepsilon_{gc} = 5\%$ [12].

Таблица 1. Расчетное продавливающее усилие $N_{p,5\%}$ и осредненное по результатам численного моделирования напряжение $\sigma_{p,5\%}^{num}$ в зоне контакта при ограничении локальной деформации $\varepsilon_{gc} = 5\%$

Толщина промежуточного распределительного слоя	Габарит оголовка сваи D_h		
	$D_h = D_p$	$D_h = 1{,}5D_p$	$D_h = 2{,}5D_p$
$h_{gc} = D_p$	176 кН / 2604 кПа	339 кН / 2150 кПа	906 кН / 2058 кПа
$h_{gc} = 2D_p$	272 кН / 4027 кПа	479 кН / 3041 кПа	1188 кН / 2696 кПа
$h_{gc} = 3D_p$	341 кН / 5051 кПа	676 кН / 4285 кПа	1344 кН / 3051 кПа

Примечание. Значения напряжений $\sigma_{p,5\%}^{num}$, приведенные в табл. 1, являются осредненными значениями, полученными непосредственно по результатам численного моделирования в расчетной контактной области с учетом неравномерного распределения напряжений в материале промежуточного распределительного слоя в зоне контакта с головой сваи или оголовком.

В табл. 1 усилие $N_{p,5\%}$ характеризует нагрузку, передаваемую сваей или оголовком на промежуточный распределительный слой до достижения локального сжатия $\varepsilon_{gc} = 5\ \%$ в зоне контакта. Следовательно, увеличение $N_{p,5\%}$ при росте h_{gc} отражает повышение расчетной воспринимаемой нагрузки промежуточным слоем в зоне передачи усилия от сваи.

Наиболее существенный эффект дает не только увеличение толщины промежуточного распределительного слоя, но и устройство оголовков. Они увеличивают площадь контакта сваи с промежуточным распределительным слоем. За счет этого нагрузка передается на больший объем материала слоя, что повышает значение $N_{p,5\%}$ и снижает осредненные напряжения в контактной зоне.

Для сопоставления вариантов использован безразмерный коэффициент $K_{P.S.} = N_{p,5\%}/N_{p,5\%}^{max}$, где $N_{p,5\%}$ — нагрузка, передаваемая сваей или оголовком на промежуточный распределительный слой при достижении локального сжатия $\varepsilon_{gc} = 5\%$, а $N_{p,5\%}^{\max}$ — максимальное значение этой нагрузки в рассматриваемой расчетной серии. Цветовые диапазоны на рис. 5 показывают интервалы изменения $K_{P.S.}$: от минимальных значений 0,00–0,20 до наибольших значений 0,80–1,0.

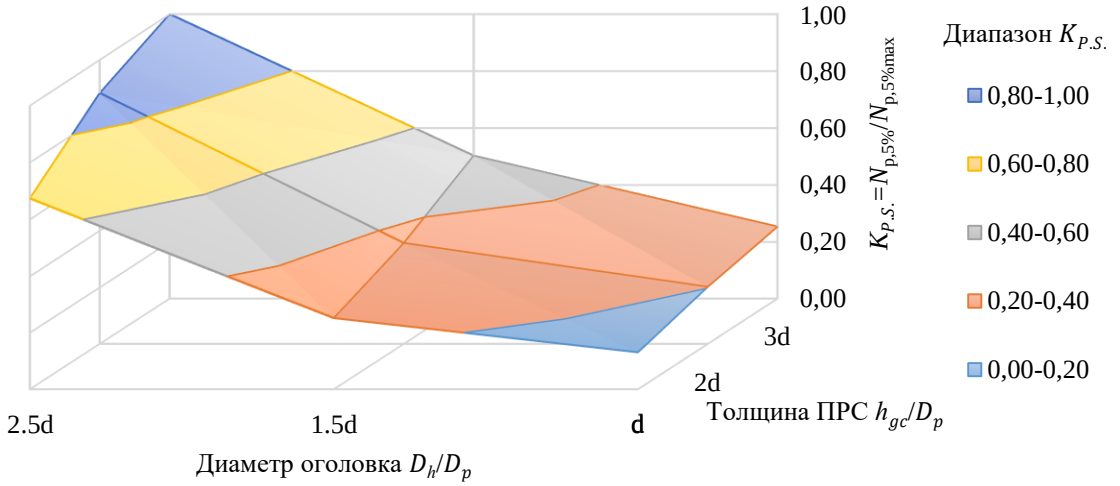


Рис. 5. Относительное продавливающее усилие $K_{P.S.}$ при изменении толщины промежуточного распределительного слоя и диаметра оголовка сваи, $\varepsilon_{gc} = 5\%$

Полученные результаты согласуются с опубликованным экспериментальным и численным исследованиям фундаментов с промежуточным распределительным слоем: изменение толщины и жесткости такого слоя влияет на долю нагрузки, передаваемой на сваи, и на характер осадок системы [13–15]. Однако в рассматриваемой методике дополнительно учитывается не только общее перераспределение нагрузки, но и локальная проверка продавливания промежуточного распределительного слоя головой сваи или оголовком.

Обсуждение

Физическая суть работы промежуточного распределительного слоя заключается в исключении прямого жесткого контакта фундаментной плиты с головами свай и передаче нагрузки через деформируемую распределяющую среду. При достаточной толщине и прочности слой вовлекает в работу грунт межсвайного пространства и снижает локальную концентрацию напряжений; при недостаточных параметрах возрастает риск продавливания в зоне головы сваи [16, 17].

Устройство оголовков увеличивает площадь контакта сваи с промежуточным распределительным слоем, снижает локальные напряжения и вовлекает в работу больший объем материала слоя. Однако увеличение D_h не может рассматриваться как универсальное решение, поскольку при чрезмерном размере оголовка возможно перекрытие зон передачи нагрузки соседних свай. Поэтому параметры оголовка сваи D_h, высоты ПРС h_{gc} и шага свай L_p должны назначаться совместно с проверкой условия $D_B < L_p$.

Аналитический метод на основе расчетной ячейки и схемы «несущего столба» позволяет оценить напряжения в уровне головы сваи, возможность продавливания промежуточного распределительного слоя и необходимость устройства оголовков. При этом проверка материала слоя должна выполняться по критерию прочности Кулона-Мора в эффективных напряжениях с использованием экспериментально определенных параметров c'_{gc}, φ'_{gc}, E_{gc}.

Окончательное обоснование свайного фундамента с промежуточным распределительным слоем должно выполняться с учетом пространственной работы системы «плита — промежуточный распределительный слой – сваи — грунтовое основание» и результатов испытаний материала слоя. Практическое применение методики на объектах высотного строительства показывает, что промежуточный распределительный слой может эффективно использоваться как расчетный и конструктивный инструмент управления напряженно-деформированным состоянием свайно-плитного фундамента.

Список источников

1. Fioravante V. Load transfer from a raft to a pile with an interposed layer // Géotechnique. – 2011. – Vol. 61, No. 2. – P. 121-132. – DOI: https://doi.org/ 10.1680/ geot.7.00187

2. Fioravante V., Giretti D. Contact versus noncontact piled raft foundations // Canadian Geotechnical Journal. – 2010. – Vol. 47, No. 11. – P. 1271-1287.

3. Wong I. H., Chang M. F., Cao X. D. Raft foundations with disconnected settlement-reducing piles // Design Applications of Raft Foundations. – 2000. – P. 469-486. – DOI: https://doi.org/10.1680/daorf.27657.0017

4. Zhu X. Analysis of the load sharing behaviour and cushion failure mode for a disconnected piled raft // Advances in Materials Science and Engineering. – 2017. – Vol. 2017. – Article 3856864. – DOI: https://doi.org/10.1155/2017/3856864

5. Li N., Han X. Numerical tests on the mechanism of the cushion in composite foundation // Rock and Soil Mechanics. – 2000. – Vol. 21. – P. 10-15.

6. Liang F., Li J., Chen L. Optimization of composite piled raft foundation with varied rigidity of cushion // Foundation Analysis and Design: Innovative Methods. – 2006. – P. 29-34. – DOI: 10.1061/40865(197)3

7. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements (for the English version). Projet National ASIRI. – Paris: Presses des Ponts, 2012. – ISBN 978-2-85978-462-1.

8. Ткачев, И. Г. Совершенствование конструкции и методов расчета свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем: дис. … канд. техн. наук / И. Г. Ткачев. – Краснодар, 2025. – 192 с.

9. Мариничев, М. Б. Особенности расчета и конструирования свайных фундаментов с промежуточным распределительным слоем / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев, И. Г. Азов // Construction and Geotechnics. – 2024. – Т. 15. – № 3. – С. 5-16. – DOI: 10.15593/2224-9826/2024.3.01.

10. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

11. Гольдштейн, М. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник для вузов ж.-д. трансп. / М. Н. Гольдштейн, А. А. Царьков, И. И. Черкасов. – М.: Транспорт, 1981. – 320 с. – 268 ил., 29 табл., библиогр. 37 назв.

12. ГОСТ 12248.3–2020. Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия. – М.: Стандартинформ, 2020.

13. Мариничев М. Б. Фундаменты многоэтажных и высотных зданий в особых условиях Юга России: дис. … д-ра техн. наук / М. Б. Мариничев. – Краснодар, 2023. – 355 с.

14. Marinichev M. B., Tkachev I. G. Foundations design and construction for high-rise buildings in seismic areas // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 918. – Art. 012020. – DOI: 10.1088/1757-899X/918/1/012020.

15. Мариничев, М. Б. Особенности строительства фундаментов высотных зданий на крутых склонах в районах с высокой сейсмичностью / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев // Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 7. – № 1. – С. 20-27. – DOI: 10.29039/article_5ca75f9b461354.57548169.

16. Мариничев М. Б. Разработка конструктивного решения вертикально армированного основания плитного фундамента высотного здания в сейсмическом районе / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: Материалы Междунар. науч.-техн. конф., Новочеркасск, 13–15 мая 2015 года. – Новочеркасск, 2015. – С. 272-281.

17. Мариничев М. Б. Практическая реализация метода вертикального армирования неоднородного основания для компенсации неравномерной деформируемости грунтового массива и снижения сейсмических воздействий на надземное сооружение / М. Б. Мариничев, И. Г. Ткачев, Ю. Шлее // Политематический сетевой электронный научный журнал Кубанского государственного аграрного университета. – 2013. – № 94. – С. 279-299.

© Ткачев И. Г., Мариничев М. Б., 2026

Секция 4
МЕХАНИКА В РЕШЕНИИ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

УДК 624.131
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-385-405

НЮАНСЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МЕТОДА СНИЖЕНИЯ ПРОЧНОСТИ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К РАСЧЕТУ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ

А. Н. Богомолов[1], О. А. Богомолова[2], С. А. Богомолов[3], А. В. Редин[4]

[1]ООО «Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие «ОиФ»», г. Новосибирск, Россия
[2]Волгоградский государственный технический университет, г. Волгоград, Россия,
[3]Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Россия,
[4]АО «Черномортранснефть», База производственного обслуживания, Участок геологических и инженерно-изыскательских работ, г. Новороссийск, Россия

Аннотация. *Рассматриваются вопросы, возникающие при внимательном знакомстве с методом снижения прочности SRM в контексте его использования совместно МКЭ при расчете устойчивости откосов и склонов. Показано, что существенное влияние на результаты вычислений оказывают размеры МКЭ-схем, степень их дискретизации, изменение численных значений переменных расчетных параметров, в числе которых прочностные и деформационные свойства слагающего грунта. Показано, что прочностные и деформационные свойства грунта в явной или неявной форме находятся между собой во взаимосвязи – изменение одного из них неминуемо влечет за собой изменение других. Процедура SRM и предполагает изменение прочностных свойств грунта и постепенное доведение грунтового массива до предельного состояния. Величина коэффициента уменьшения прочностных свойств F_{sr}, которая определяет величину коэффициента запаса устойчивости F_{st}, может достигать при проведении процедуры SRM величины гораздо большей единицы, из чего следует, что в конечном итоге будет рассматриваться некий гипотетический объект, сохраняющий начальные геометрические параметры, но с другими физико-механическим свойствами слагающего грунта. Изменение (увеличение или уменьшение) численных значений прочностных характеристик (сцепления и тангенса угла внутреннего трения) слагающего грунта повлечет за собой изменение жесткости исследуемого массива – численных значений коэффициента бокового давления и модуля деформации, что изменит напряженно-деформированное состояние приоткосной области и, следовательно, конечный результат расчета – величину K_{st}. По всей видимости, степень влияния перечисленных выше факторов на результаты расчета устойчивости откосов при помощи SRM не была до сих пор исследована и оценена, поэтому необходимо провести специальные исследования и, если степень этого влияния будет существенной, то установить процедуры, обеспечивающие максимальную достоверность результатов, получаемых при использовании SRM.*

Ключевые слова: *расчет устойчивости откосов, метод снижения прочности, метод конечных элементов, напряженно-деформированное состояние, физико-механические свойства грунта, жесткость грунтового массива, достоверность результатов вычислений*

NUANCES OF USING THE STRENGTH REDUCTION METHOD FOR SLOPE STABILITY ANALYSIS

A. N. Bogomolov[1], O. A. Bogomolova[2], S. A. Bogomolov[3], A. V. Redin[4]

[1]LLC «Scientific and Design Expert and Consulting Enterprise "OiF"», Novosibirsk, Russia
[2]Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia
[3]Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia
[4]JSC «Chernomortransneft», Production Service Base, Geological and Engineering Survey Department, Novorossiysk, Russia

Anotation*. The article examines issues that arise upon a detailed examination of the Strength Reduction Method (SRM) in the context of its use in conjunction with the Finite Element Method (FEM) for slope stability analysis. It is shown that the size of the FEM schemes, the degree of their discretization, and changes in the numerical values of variable calculation parameters, including the strength and deformation properties of the constituent soil, have a significant impact on the calculation results. It is demonstrated that the strength and deformation properties of the soil are interrelated, either explicitly or implicitly – a change in one inevitably leads to changes in the others. The SRM procedure involves altering the strength properties of the soil and gradually bringing the soil mass to a limit state. The value of the strength reduction factor F_{sr}, which determines the factor of safety F_{st}, can reach values much greater than unity during the SRM procedure. This implies that, ultimately, a hypothetical object is being considered, one that retains its initial geometric parameters but possesses different physical and mechanical properties of the constituent soil. Changing (increasing or decreasing) the numerical values of the strength characteristics (cohesion and the tangent of the internal friction angle) of the constituent soil will lead to a change in the stiffness of the studied massif – specifically, the numerical values of the lateral earth pressure coefficient and the deformation modulus. This, in turn, alters the stress-strain state of the slope region and, consequently, the final calculation result – the value of K_{st}. Apparently, the degree of influence of the aforementioned factors on the results of slope stability calculations using SRM has not yet been thoroughly investigated and assessed. Therefore, it is necessary to conduct specific research and, if this influence is significant, to establish procedures that ensure the maximum reliability of results obtained using SRM.*

Keywords*: slope stability analysis, shear strength reduction method, finite element method, stress-strain state, physical and mechanical properties of soil, soil mass stiffness, reliability of calculation results*

Введение

В настоящее время в расчетной практике при решении задач об устойчивости откосов и склонов достаточно часто используется метод снижения прочности *SRM*, который формализован в таких вычислительных комплексах как *Plaxis, GEO*5, *Phase*2, *FLAC, GTS NX*. Для определения напряженно-деформированного состояния здесь используются метод конечных элементов *FEM* или метод конечных разностей *FDM*.

Идея *SRM* принадлежит советскому ученому проф. Р. Р. Чугвеву, который выдвинул ее еще в 30-х гг. прошлого века [1]. Суть этой идеи заключается в «доведении действительного отсека обрушения до состояния предельного равновесия» [2–4]. Эта цель может быть достигнута двумя способами: 1) при постоянных значениях прочностных свойств слагающего грунта (угла внутреннего трения φ и сцепления с) постепенно в одно и то же количество раз R увеличивать интенсивность внешнего воздействия (если откос свободен от внешних нагрузок — это силы гравитации); 2) при постоянных нагрузках таким же образом уменьшать (увеличивать) расчетные значения tgφ и с:

$$c_r = \frac{\mathrm{c}}{R}; \quad \mathrm{tg}\varphi_r = \frac{\mathrm{tg}\varphi}{R}, \tag{1}$$

до тех пор, пока в каждой точке линии скольжения не будет выполняться условие прочности Кулона [3, 4], которое можно представить в виде

$$\frac{\sigma_n \mathrm{tg}\varphi + \mathrm{c}}{\sigma_n \mathrm{tg}\varphi_r + c_r} = 1. \tag{2}$$

Численное значение понижающего коэффициента R, при котором будет выполняться условие (2), будет определять величину коэффициента запаса устойчивости.

Отметим, что второй способ доведения откоса до предельного состояния может быть использован только в случае, когда отсутствуют внешние нагрузки и откос однороден. Только тогда напряжения в точках приоткосной области будут изменяться прямо пропорционально изменению удельного веса γ слагающего грунта, то есть интенсивности гравитационной нагрузки.

Используя идею Р. Р. Чугаева, О. С. Зенкевич и соавторы [5] ввели термины «коэффициент уменьшения» как коэффициента безопасности (устойчивости, стабильности) откоса ($F_{st} = K$), и «коэффициент уменьшения прочности на сдвиг» ($F_{sr} = R$) — как отношение максимальной прочности на сдвиг к реальному напряжению сдвига, создаваемому внешними нагрузками (см. формулы (1), (2)). Количественная оценка степени устойчивости проводится при помощи расчетов тем или иным методом. Вычислительный цикл завершается на этапе, когда выполнено условие (2). Если предположить, что во всех точках какой-либо кривой на определенном этапе расчета состояние предельного равновесия наступило одновременно, то эта линия будет определять положение и форму предельной линии скольжения, а величина R будет определять численное значение коэффициента запаса устойчивости. Однако, такое событие даже теоретически невозможно – в однородном и изотропном откосе поля компонент напряжения σ_x; σ_y; τ_{xy} не являются однородными и, следовательно, коэффициенты запаса устойчивости, вычисленные даже для соседних точек, будут отличаться друг от друга по величине.

В связи с выше сказанным, возникает проблема фиксации момента возникновения линии скольжения, для которой $K \leq 1$, то есть происходит срыв призмы скольжения, ее движение вдоль линии скольжения и, как следствие, разрушение откоса. Начало этого процесса может быть зафиксировано на основе нескольких критериев [6]: 1) отсутствие на некотором этапе расчета сходимости итерационного процесса; 2) возникновение лавинообразного роста деформаций сдвига; 3) резкий рост объема области пластических деформаций; 4) «выполаживание» графической зависимости между смещением контрольной точки, расположенной на предполагаемой призме скольжения, и величиной коэффициента уменьшения прочности *R*. По всей видимости, последний критерий используется чаще [7–9]. Рассмотрим этот критерий.

Согласно теории прочности Кулона–Мора [3, 4] пластическая деформация (фактическое разрушение) происходит в виде сдвига по некоторой площадке, где сопротивление сдвиговым усилиям оказывают силы трения и сцепления, являющиеся функциями прочностных свойств грунта и напряженного состояния грунтового массива, которое может быть оценено, например, величинами главных напряжений σ_1 и σ_3.

Дункан и Чанг [7] для этих условий предложили гиперболическую зависимость величины осевой деформации от численного значения понижающего коэффициента *R*:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E_i\left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - sin\varphi_r)}{(2c_r cos\varphi_r + 2\sigma_3 sin\varphi_r)}\right]}, \qquad (3)$$

где ε – осевая деформация; E_i – начальный касательный модуль упругости [8].

Кривые зависимости вида $R = f(\varepsilon)$ для частного случая, рассмотренного в [8], приведены на рис. 1.

Вычисляя значения ε по формуле (3) для различных величин *R*, строят кривые, аналогичные тем, что изображены на рис. 1, принимая при этом значения ε в контрольной точке, которая непременно должна находиться на потенциально возможной призме скольжения (разрушения). Лавинообразный, то есть при практически не меняющейся величине *R*, рост значения ε ($\varepsilon \to \infty$) означает, что вдоль линии скольжения возникли существенные деформации сдвига, вызвавшие движение (скольжение) призмы обрушения вдоль этой линии. При этом кривая зависимости вида $R = f(\varepsilon)$ будет резко выполаживаться, принимая положение, близкое к горизонтальному (см. рис. 1). Величина понижающего коэффициента *R*, при которой возникнут эти эффекты, определит численное значение коэффициента запаса устойчивости (стабильности) F_{st}.

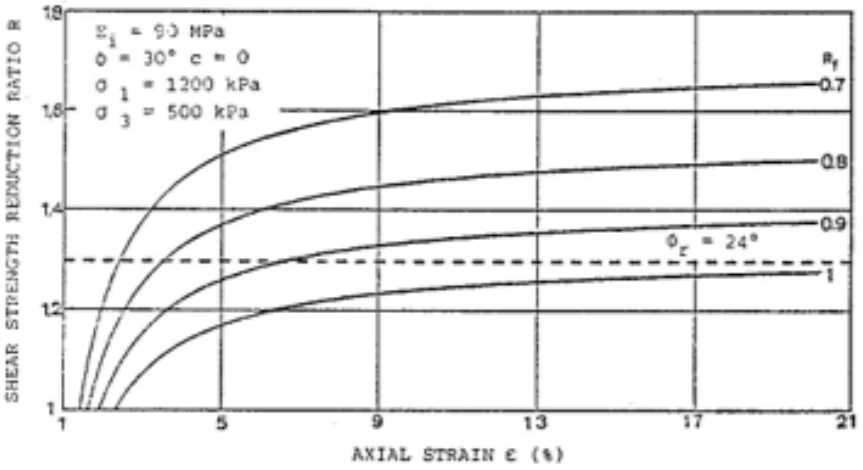


Рис. 1. Кривые зависимости вида $R = f(\varepsilon)$ [8]

Как отмечают многие исследователи совместное использование *SRM* и *МКЭ* обладает существенными преимуществами перед классическими методами расчета устойчивости [10–12]: может использоваться для откосов сложной геометрической формы и неоднородного геологического строения, нетривиальных граничных условий и условий нагружения; не требуется делать допущений о положении и форме наиболее вероятной линии скольжения — они определяются непосредственно во время вычислительного процесса; нет нужды разбивать призму скольжения на отдельные блоки и принимать гипотезы о схеме взаимодействия между ними.

Аналогичными достоинствами обладает и метод расчета устойчивости откосов и склонов, основанный на анализе напряженного состояния приоткосной области при помощи МКЭ и методов теории функций комплексного переменного (МТФКП, *TFCVM*) [13–15], при этом *TFCVM* может быть использован только для анализа напряженного состояния однородных откосов. Ниже проведено сопоставление результатов расчета устойчивости откосов, полученных при использовании различных модификаций *SRM*, с результатами, полученными при помощи [13–15], для тех же объектов. Все рассмотренные ниже примеры взяты из научных публикаций, находящихся в свободном доступе в интернете.

Материалы и методы

1. Сравнение результатов расчетов коэффициента запаса устойчивости

Пример 1. В работе [16] приведены результаты расчета методом *SRM* однородного (двухслойного, но со слоями, наделенными одинаковыми физико-механическими свойствами $(c_1 = c_2;\ \varphi_1 = \varphi_2;\ E_1 = E_2;\ \xi_1 = \xi_2)$ откоса, расчетная схема которого приведена на рис. 2. Данные о величине

модуля деформации и коэффициента бокового давления в статье не приводятся, а численные значения с и φ слагающего грунта приведены в табл. 1. Из этой таблицы видно, что вычисления выполнены для откосов с углами $\beta = 25^o;\ 30^o;\ 45^o$ и высотой H = 20 м при этом $\varphi = 25^o = \text{const}$, а сцепление последовательно принимает значения с = 20; 15; 10; 5 кПа, то есть выполнено 12 вариантов расчетов.

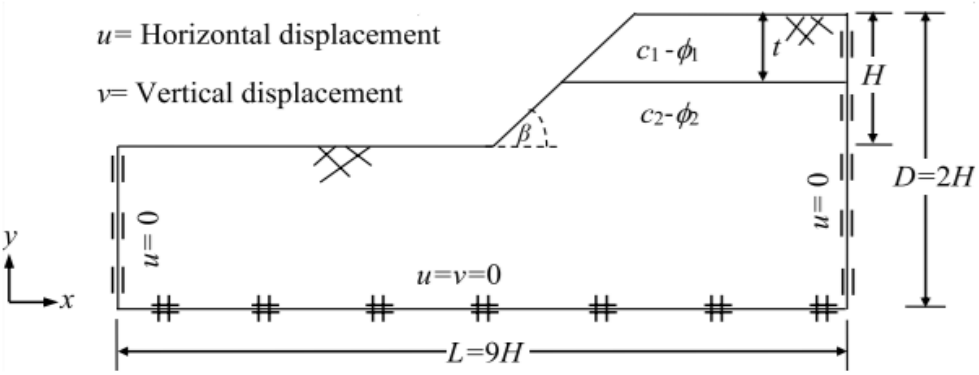


Рис. 2. Принципиальная схема и граничные условия двухслойного грунтового откоса (перевод *Google*) [16]

Таблица 1. Нижние и верхние границы значений K_{st} для различных однородных склонов, вычисленных при помощи *SRM*

φ	с, кПА	$\beta = 25°$	$\beta = 35°$	$\beta = 45°$
25°	20	1,687(1,695)	1,292(1,303)	1,048(1,058)
	15	1,560(1,566)	1,177(1,187)	0,940(0,951)
	10	1,419(1,425)	1,050(1,060)	0,827(0,831)
	5	1,258(1,263)	0,904(0,913)	0,692(0,698)

Если проводится расчет устойчивости однородного откоса, то величина модуля деформации слагающего грунта не оказывает влияния на численное значение коэффициента запаса устойчивости, а вот величина коэффициента бокового давления ξ_o, напротив, влияет на распределение напряжений в приоткосной области и, следовательно, от его величины будет зависеть величина коэффициента запаса устойчивости K_{st}. В связи с этим, для каждого из упомянутых выше двенадцати вариантов расчета, методом [13–15], формализованным в компьютерной программе [17], вычислены величины K_{st} при значениях коэффициента бокового давления $\xi_o = 0{,}4;\ 0{,}6;\ 0{,}75;\ 0{,}9$.

На рис. 3 в качестве примера изображены линии скольжения в однородных откосах при $\beta = 45^o$; $\varphi = 25^o$ и четырех значениях величины удельного сцепления, которые указаны непосредственно на соответствующих рисунках. Результаты вычислений помещены в табл. 2, помимо которых в этой таблице приведены средние арифметические значения верхних и нижних граничных значений $K_{st} - K_{ср}$ [16, табл. 1]

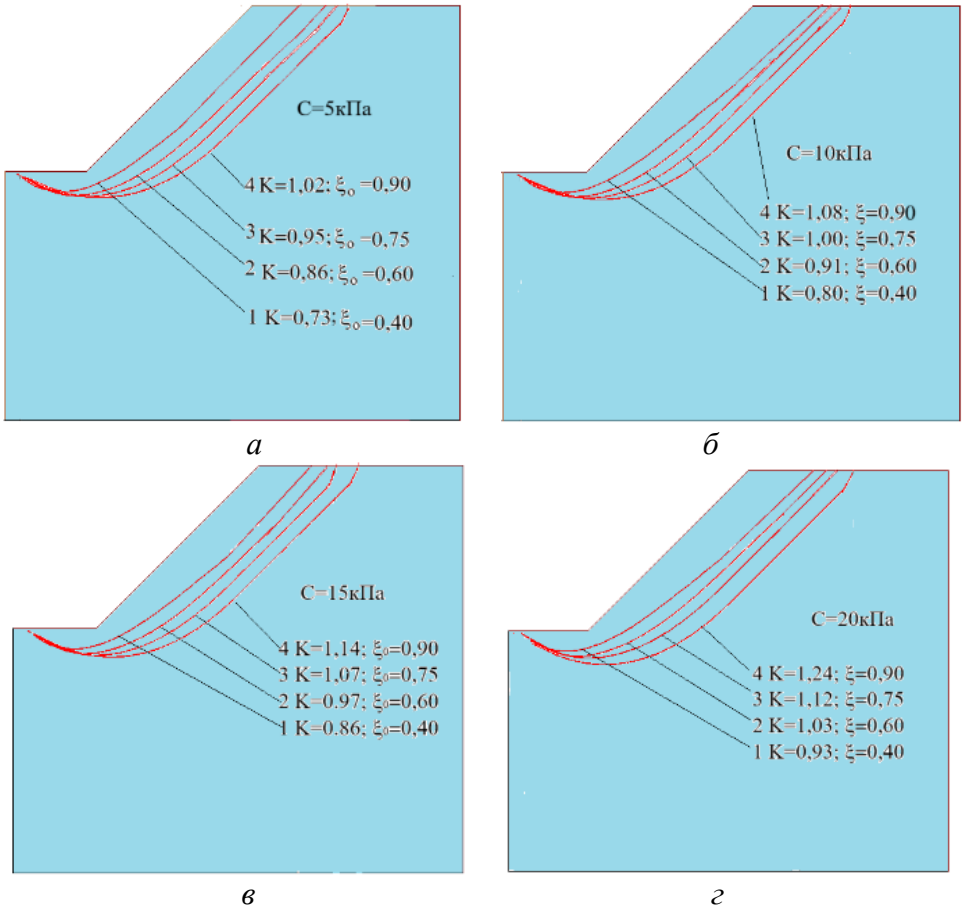
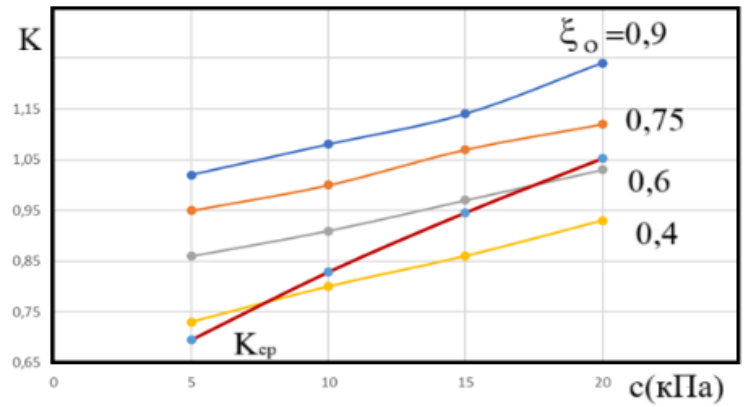


Рис. 3. Линии скольжения в откосах при β = 45°, φ = 25°, четырех значениях $\xi_o = 0,4; 0,6; 0,75; 0,9$ и четырех значениях удельного сцепления с = 5 кПа (*а*); с = 10 кПа (*б*); с = 15 кПа (*в*) и с = 20кПа (*г*)

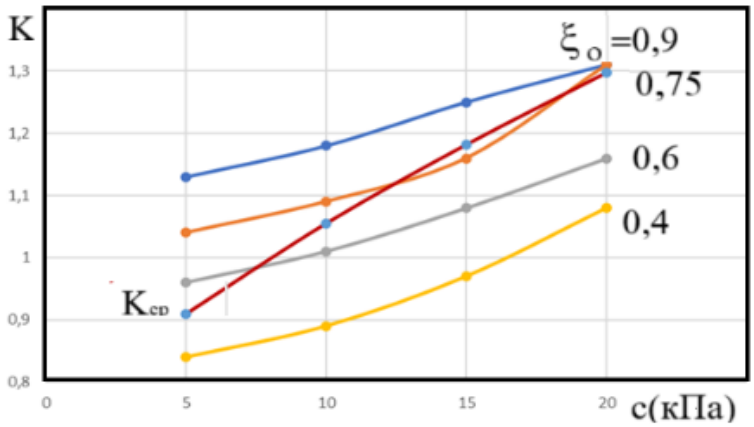
Таблица 2. Численные значения коэффициентов запаса устойчивости, на основании [13–15]

β	с, кПа	Коэффициент бокового давления ξ_0				$K_{ср}$
		0,4	0,6	0,75	0,9	
		Коэффициент запаса устойчивости K_{st}				
25°	5	1,21	1,45	1,59	1,64	1,261
	10	1,30	1,47	1,59	1,64	1,422
	15	1,43	1,57	1,67	1,72	1,563
	20	1,54	1,72	1,84	1,85	1,691
35°	5	1,13	1,04	0,96	0,84	0,909
	10	1,18	1,09	1,01	0,89	1,055
	15	1,25	1,16	1,08	0,97	1,182
	20	1,31	1,31	1,16	1,08	1,300
45°	5	1,02	0,95	0,86	0,73	0,695
	10	1,08	1,00	0,91	0,80	0,829
	15	1,14	1,07	0,97	0,86	0,946
	20	1,24	1,12	1,03	0,93	1,053

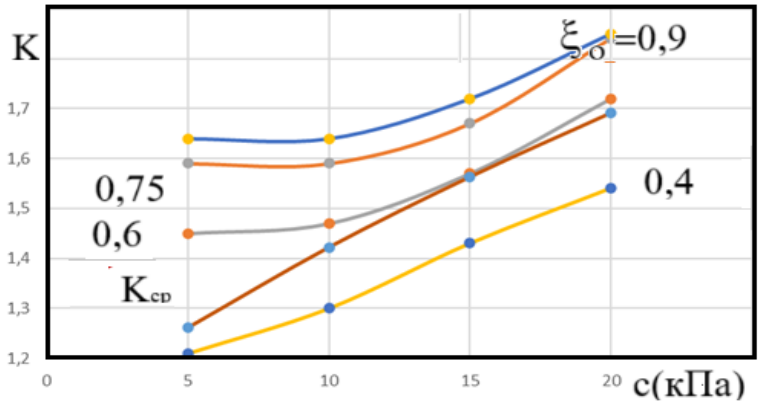
Для удобства анализа данных, приведенных в табл. 1, на ее основе построены графические зависимости вида $K_{st} = f(\text{c})$, изображенные на рис. 4.



а



б



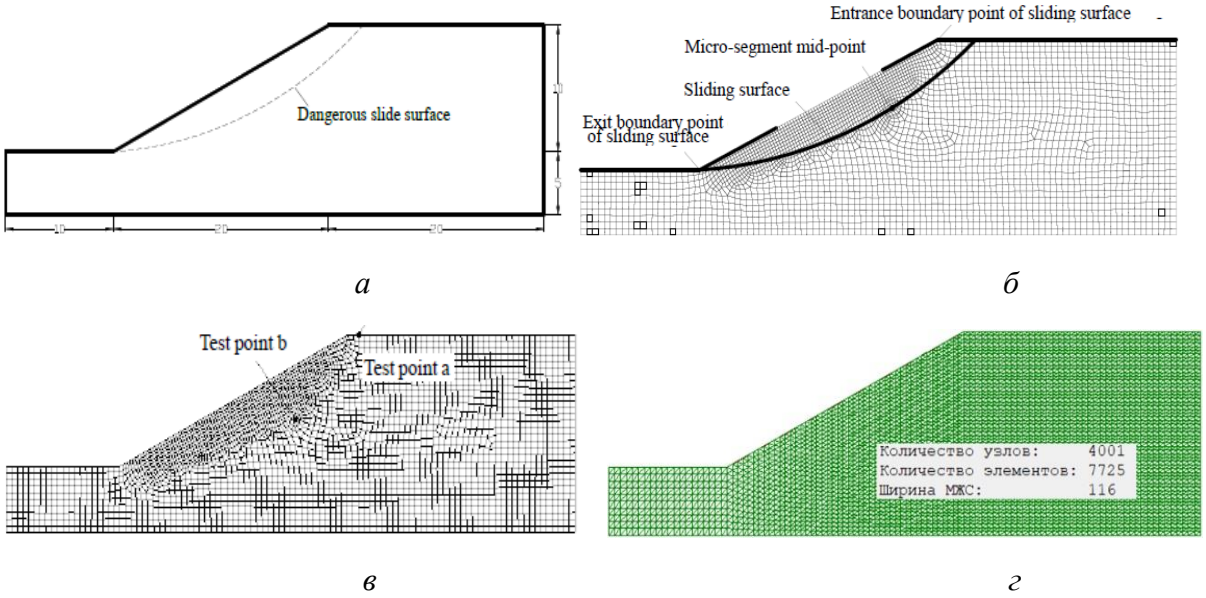
в

Рис. 4. Графические зависимости вида $K_{st} = f(\text{c})$, построенные на основе данных, приведенных в табл. 2

Совместный анализ данных, приведенных в табл. 2, и кривых, изображенных на рис. 4, показывает, что численные значения коэффициентов запаса устойчивости, приведенные в работе [16] находятся внутри интервалов изменения численных значений K_{st}, вычисленных на основании [13–15] при $0{,}4 \leq \xi_o \leq 0{,}9$.

Пример 2. В работе [19] проведено сопоставление результатов расчета устойчивости однородного откоса, выполненного упрощенным методом Бишопа (*SMB*) [10], относящегося к категории методов *FAM*, использующих гипотезу о круглоцилиндрической форме линии скольжения, и методом снижения прочности *SRM*, формализованного в «*ACADS*, разработанной Австралийской компьютерной ассоциацией в 1987 году» (цитируется по работе [19] в переводе *Google*).

На рис. 5 приведены изображение (с указанием размеров) расчетной схемы (*а*) и сами расчетные схемы с дискретизацией на конечные элементы и указанием положения тестовых точек *SRM* (*б; в*), а также расчетная схема МКЭ, сгенерированная в оболочке КП *FEA* [17] (*г*).



а *б*

в *г*

Рис 5. Размеры расчетной схемы (*а*), дискретизация расчетной схемы на КЭ (*б*), положение тестовых точек *SRM* на *PC* (*в*) и расчетная схема МКЭ, сгенерированная в среде КП *FEA* [17] (*г*) (рис. *a; b; c* цитируются по работе [19])

Table 1. Mechanical parameters for the examined case

Natural density	Deformation modulus	Poisson ratio	Shear strength	
γ (kN·m^3)	E (MPa)	μ	c (kPa)	φ (°)
20.0	10.0	0.25	3.0	19.6

Table 2. Total results for the examined

Factor of safety			Factor of safety was obtained through determinant procedure		
Mean	Min	Max	Donald	EMU	Fredlud
0.991	0.940	1.080	1.000	1.000	0.990

Рис. 6. Численные значения физико-механических свойств слагающих грунтов и результаты расчетов (цитируется по работе [19])

На рис. 6 представлены таблицы [19], в которых приведены численные значения физико-механических свойств, слагающих исследуемый откос грунтов (*Table* 1) и результаты, выполненных авторами [19], расчетов (*Table* 2).

Расчетная схема МКЭ, используемая в [19], состоит из 2938 конечных четырехугольных элементов и используется для определения напряженного состояния исследуемой области как при расчете методами *FAM* и *SRM*. Если учесть, что наша конечно-элементная схема состоит из 7725, но треугольных элементов (см. рис. 5*г*), то степень дискретизации расчетных схем можно считать практически одинаковой. В работе [19] сказано, что при расчете методом Бишопа [10] рассмотрено 6486 потенциально возможных линий скольжения при этом «минимальный коэффициент запаса прочности равен 1,011146» [19].

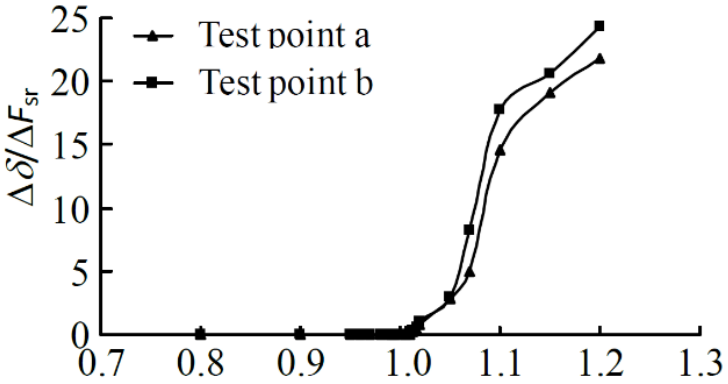


Рис. 7. Графические зависимости вида $R = f(\Delta\delta/\Delta F_{sr})$, построенные для двух тестовых точек *a* и *b*

При проведении расчета устойчивости откоса методом *SRM* построены графические зависимости $R = f(\Delta\delta/\Delta F_{sr})$ для двух тестовых точек *a* и *b* (см. рис. 5*в*), по которым определен момент «срыва» призмы скольжения – переход откоса в предельное состояние. По словам авторов [19] «склон может скользить вдоль этой области, и положение, и форма поверхности скольжения определяются путем привязки области и коэффициента запаса прочности, когда он равен 1,016» (цитируется по [19], перевод *Google*). Таким образом, величина коэффициента запаса устойчивости (прочности), вычисленная методом *SMR*, равна K_{st} = 1,016. Видно, что оба коэффициента запаса устойчивости практически совпадают.

Нами, как и при рассмотрении примера 1, выполнен детерминированный расчет устойчивости однородного откоса, описанного в работе [19], при помощи компьютерной программы *FEA* [17]. При этом построение наиболее вероятной линии скольжения проведено из той же точки, что в работе [19]. В результате расчетов установлено, что величина коэффициента запаса устойчивости оказалась равной $K_{st}^{[17]}$= 1,13.

Таким образом, численные значения коэффициентов запаса устойчивости, вычисленные на основе метода *SMR* и на основе анализа напряженного состояния грунтового массива [14, 15] для примера, рассмотренного в [19], соответственно равны K_{st}^{SRM}=1,016 и $K_{st}^{[17]}$=1,13, то есть отличаются всего лишь на 10,088 %. При этом соответствующие линии скольжения имеют одинаковую локализацию, но существенным образом отличаются формой.

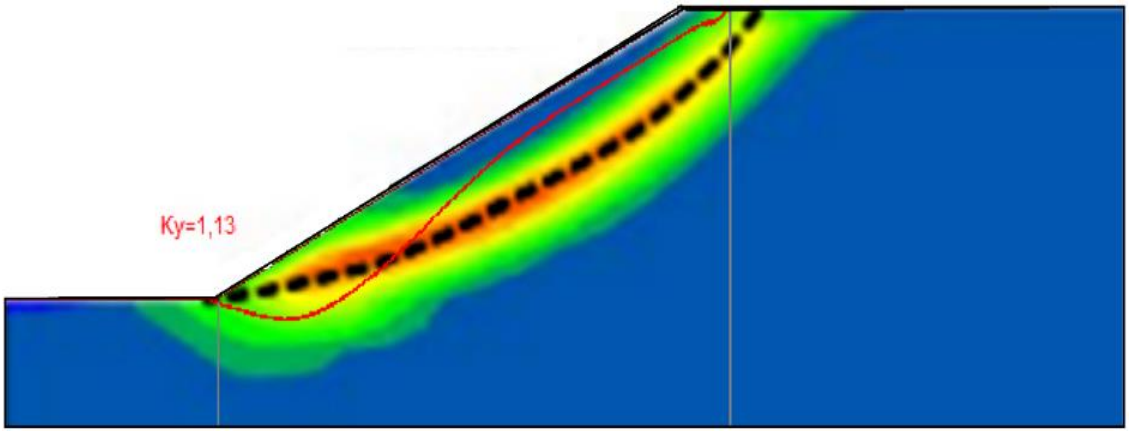


Рис. 8. Наложение линии скольжения, полученной по результатам расчетов в работе [19], и наиболее вероятной линии скольжения, полученной для условий работы [19] при расчете в оболочке компьютерной программы *FEA* [17]

Пример 3. Дано: однородный откос высотой H = 10 м и углом заложения $\beta = 20^o$, сложенный однородным суглинком: e = 0,65, $0{,}25 \le I_L \le 0{,}5$, γ = 18,9 Кн/м^3, c = 28 кПа, $\varphi = 22^o$, E_o = 22 МПа, ξ_o = 0,45 (коэффициент Пуассона ν = 0,31). Грунт является нормально уплотненным, коэффициент переуплотнения *OCR* = 1.

Определить: величину коэффициента запаса устойчивости откоса:

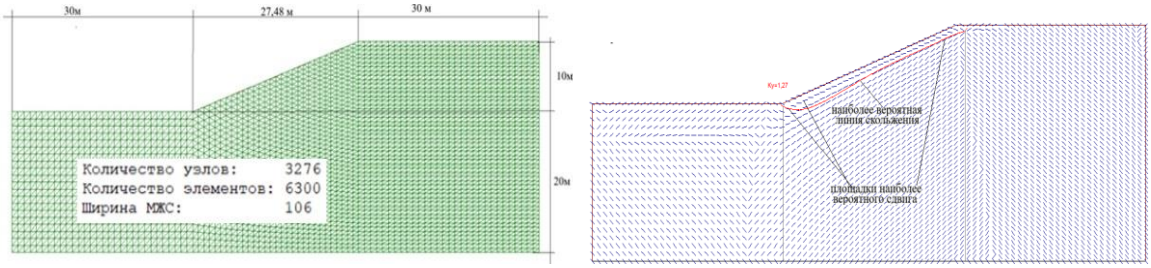
1. При помощи компьютерной программы *FEA* [17] при постоянном значении коэффициента бокового давления ξ_o = 0,45.

2. При совместном использовании КП *FEA* и процедуры *SRM*, то есть, на каждом этапе снижения прочностных характеристик пересчитывать величину коэффициента бокового давления по формулам В. А. Флорина [21] и P. W. Mayne, F. H. Kulhawy [26] определить (аналогично [1]) такое значение $R = K_{st}$, при котором откос потеряет устойчивость.

На рис. 9 приведены расчетная схема откоса с указанием ее параметров, наиболее вероятная линия скольжения, площадки наиболее вероятного сдвига, которые построены в оболочке КП *FEA* [17], и результат детерминированного (в смысле постоянства величины ξ_o = 0,45) расчета K_{stc} = 1,27.

При проведении второй серии вычислений оказалось, что форма и положение линий скольжения при перерасчете с измененными ξ_o меняются не значительно и их нет смысла приводить статье.

В табл. 3 приведены результаты описанных выше расчетов и численные значения переменных расчетных параметров, которые используются при решении задачи в среде компьютерной программы *FEA* [17].



а *б*

Рис. 9. Расчетная схема откоса в оболочке программы *FEA* (а), площадки наиболее вероятного сдвига, наиболее вероятная линия скольжения и соответствующее ей значение коэффициента запаса устойчивости (*б*)

Таблица 3. Результаты выполненных расчетов

R	tgφ	φ	c/γ, Н	$\xi_{o[26]}$	$\xi_{o[21]}$	K_{stc}	$K_{st[26]}$	$K_{st[21]}$
1,00	0,4040	22,00	0,148	0,4500	0,6201	1,27	1,28	1,38
1,05	0,3848	21,05	0,141	0,4724	0,6908	1,21	1,22	1,34
1,10	0,3673	20,16	0,1345	0,4874	0,6553	1,16	1,18	1,28
1,15	0,3513	19,35	0,1287	0,5022	0,6687	1,11	1,14	1,24
1,20	0,3367	18,60	0,1233	0,5163	0,6810	1,06	1,1	1,20
1,25	0,3232	17,90	0,1184	0,5298	0,6926	1,01	1,06	1,16
1,30	0,3108	17,20	0,1138	0,5436	0,7043	0,95	1,03	1,12
1,32	0,3061	17,01	0,1121	0,5475	0,7060	0,93	1,01	1,11
1,35	0,2992	16,55	0,1096	0,5566	0,7151	0,90	0,97	1,09
1,40	0,2886	16,10	0,1057	0,5658	0,7227	0,87	0,94	1,06
1,50	0,2693	15,07	0,0987	0,5873	0,7399	0,83	0,90	1,00

В последних трех столбцах таблицы приведены величины коэффициентов запаса устойчивости K_{stc}, вычисленные при ξ_o = 0,45 = const, и при значениях коэффициента бокового давления грунта, которые пересчитаны по мере уменьшения величины φ по формуле P. W. Mayne, F. H. Kulhawy [26] $K_{st[26]}$, рекомендованной для связных грунтов, и формуле В. А. Флорина [21], что рекомендовано в [25]:

$$\xi_o^{oc} = (1 - \sin\varphi) OCR^{\sin\varphi}. \qquad (4)$$

Учитывая, что по условию слагающий грунт не является переуплотненным, отметим, что формула (4) вырождается в известную формулу *J.* Jaky [20] для нормально уплотненных грунтов при коэффициенте переуплотнения *OCR* = 1.

На рис. 10 приведены кривые зависимостей $K = f(R)$: K_{stc} – соответствует значению ξ_o =0,45 = const, $K_{st[26]}$ – значению ξ_o, пересчитанному по формуле P. W. Mayne, F. H. Kulhawy [26], а $K_{st[21]}$ – пересчитанному по формуле В.А.Флорина [21]. Каждая их этих кривых с погрешностью, не превышающей 4%, аппроксимируется прямой линией.

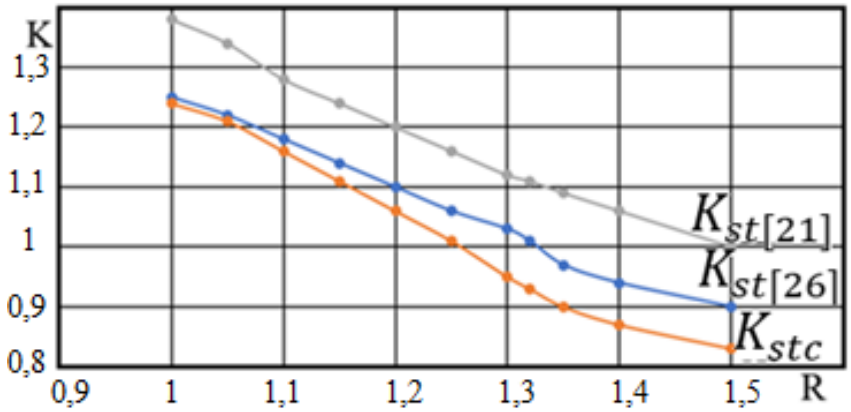


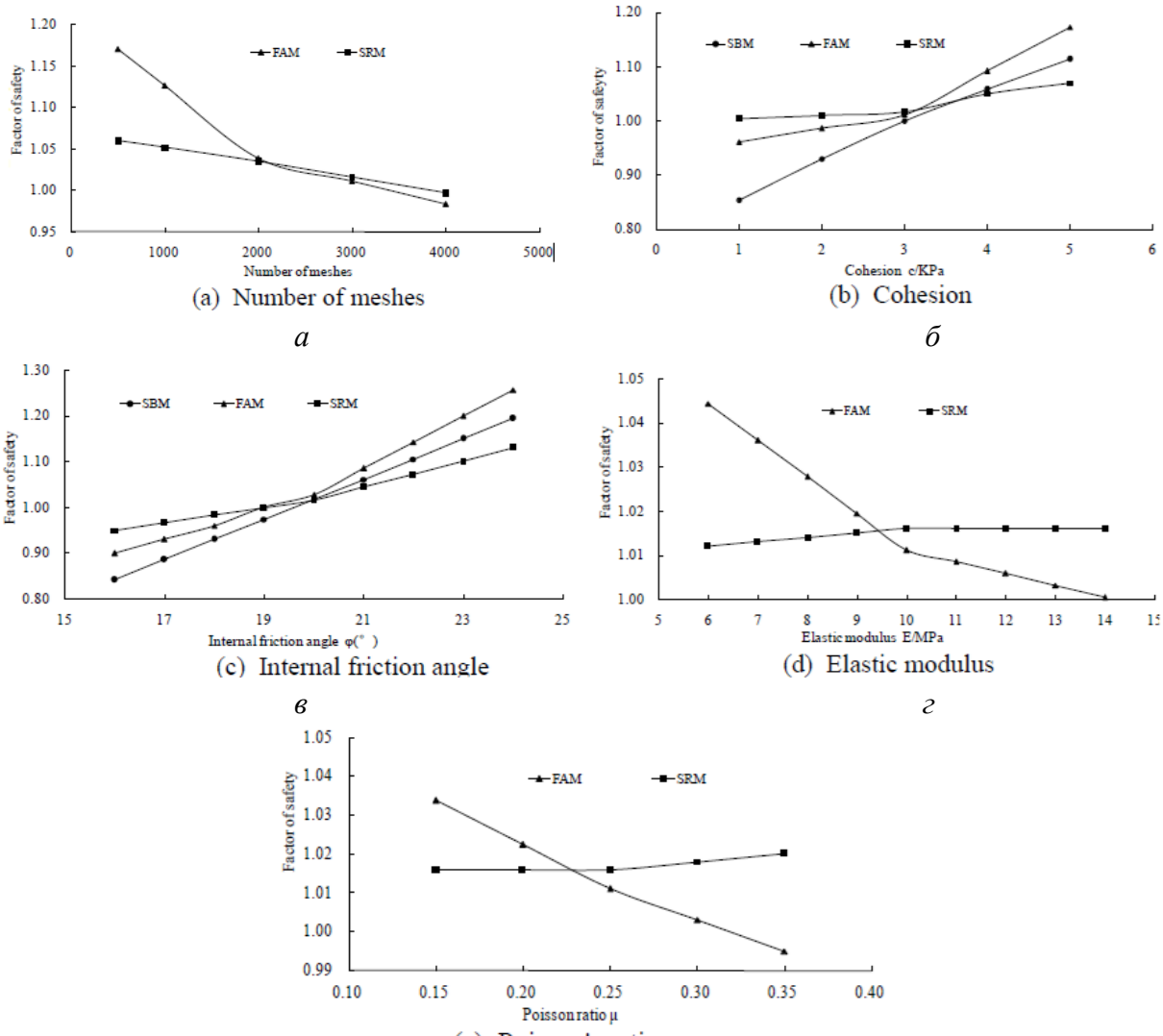
Рис. 10. Кривые зависимостей $K = f(R)$:
K_{stc} – соответствует значению ξ_o = 0,45 = const, $K_{st[26]}$ – значению ξ_o, пересчитанному по формуле Mayne P.W., Kulhawy F.H. [26], а $K_{st[21]}$ – пересчитанному по формуле В. А. Флорина [21]

Согласно *SRM* численные значения коэффициентов запаса устойчивости равны величинам *R*, при которых откос приходит в предельное равновесие, то есть *K* =1. Анализ этих кривых показывает, что K_{stc}=1,2574, $K_{st[26]} = R_{[26]}$=1,3253, $K_{st[21]} = R_{[21]}$=1,5. Не трудно видеть, что $K_{stc} < K_{stc} < K_{st[26]} < K_{st[21]}$ и разница между K_{stc} и $K_{st[26]}$ составляет 5,4 %, а между K_{stc} и $K_{st[21]}$ —19,29 %. Таким образом, если учесть изменение жесткости грунтового массива, обусловленное изменением только коэффициента бокового давления грунта, то разница численных значений коэффициентов запаса устойчивости, вычисляемых при помощи КП *FEA*, по сравнению со случаем расчета при фиксированном значении ξ_o составляет 5,4 % и 19,29 % в зависимости от формулы, по которой производится перерасчета величины коэффициента бокового давления.

2. Влияние численных значений переменных расчетных параметров на результаты расчета методом снижения прочности (*SMR*)

В работе [18] приведены результаты расчетов, выполненных с целью определить степень влияния численных значений расчетных переменных параметров: количества элементов расчетной схемы *n*, угла внутреннего трения φ, сцепления с, модуля упругости *E* и коэффициента Пуассона μ [18]. Соответствующие графические зависимости приведены на рис. 11. Анализ этих кривых показывает, что степень дискретизации расчетной схемы *n*, численные значения сцепления с и угла внутреннего трения φ оказывают

существенное влияние на результаты вычисления величины K_{st} всеми рассмотренными методами, кроме метода Бишопа (*SBM*). Изменение численных значений коэффициента Пуассона μ (или коэффициента бокового давления ξ_o) и модуля упругости E (или модуля общей деформации E_o) практически не влияют на получаемые методами *FAM* и *SRM* значения коэффициентов запаса устойчивости K_{st}.

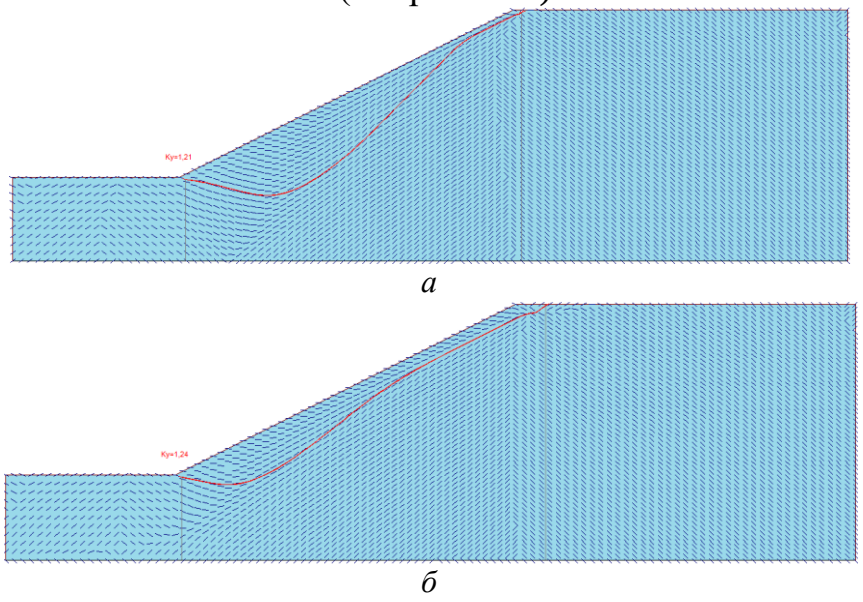


а *б* *в* *г* *д*

Рис. 11. Графические зависимости величины коэффициента запаса устойчивости: *а* — от количества элементов расчетной схемы $K_{st} = f(n)$; *б* — от сцепления $K_{st} = f(\mathrm{c})$; *в* — от угла внутреннего трения $K_{st} = f(\varphi)$; *г* — от модуля упругости $K_{st} = f(E)$; *д* — от коэффициента Пуассона $K_{st} = f(\mu)$ [18]

Посмотрим теперь как зависит величина коэффициента запаса устойчивости K_{st} исследуемого объекта, вычисленная при помощи компьютерной программы *FEA* [17], от численных значений переменных расчетных параметров, чье влияние исследуется в работе [18].

На рис. 12 в качестве примера изображены наиболее вероятные линии скольжения в грунтовом откосе, описанном в работе [18], при всех численных значениях переменных расчетных параметров таких же, что использованы в цитируемой работе, при том исключении, что в первом случае (см. рис. 12*а*) величина коэффициента Пуассона $\mu = 0{,}25$ (соответствует величине коэффициента бокового давления $\xi_o = 0{,}333$) изменена на $\mu = 0{,}35$ ($\xi_o = 0{,}528$) (см. рис. 12*а*), а во втором случае – величина сцепления c = 3 кПа изменена на c = 5 кПа (см. рис. 12*б*).



а

б

Рис. 12. Наиболее вероятные линии скольжения в грунтовом откосе, описанном в работе [18], при всех численных значениях переменных расчетных параметров (рис. 6, табл. 1), кроме (*а*) ξ_o= 0,538 ($\mu = 0{,}35$) и (*б*) c = 5 кПа

Эти рисунки являются лишь небольшой частью тех, что построены на основе вычислений величины коэффициентов запаса устойчивости K_{st} при помощи компьютерной программы *FEA* [17], для тех диапазонов переменных расчетных параметров, что рассмотрены в работе [18]. (Отметим, что в случае *SBM* (рис. 10*г*) параметр n обозначает не количество элементов расчетной схемы, а количество блоков, на которые разбита призма обрушения). На рис. 13 отсутствует крива $K_{st} = f(E_o)$ так как напряжения в однородном массиве не зависят от модуля общей деформации, а величины перемещений не входят в формулу для вычисления величины коэффициента запаса. Графические зависимости, построенные по результатам этих вычислений, приведены на рис. 13. Напомним, что графические интерпретации результатов аналогичных расчетов, выполненных авторами [18], приведены на рис. 11.

На основе анализа графических зависимостей, изображенных на рис. 11 и рис. 13 построены диаграммы (см. рис. 14), по которым можно определить на сколько процентов изменяется величина K_{st} при расчете одним из методов, рассмотренных в настоящей статье, если величина того или иного

переменного расчетного параметра принимает сначала минимальное, а затем максимальное значение из диапазона его изменения, что использован авторами работы [18] при построении графических зависимостей, цитируемых нами на рис. 1, и сопоставительных расчетов, выполненных авторами настоящей статьи. При этом численные значения остальных параметров остаются такими, как показано на рис. 6, табл. 1.

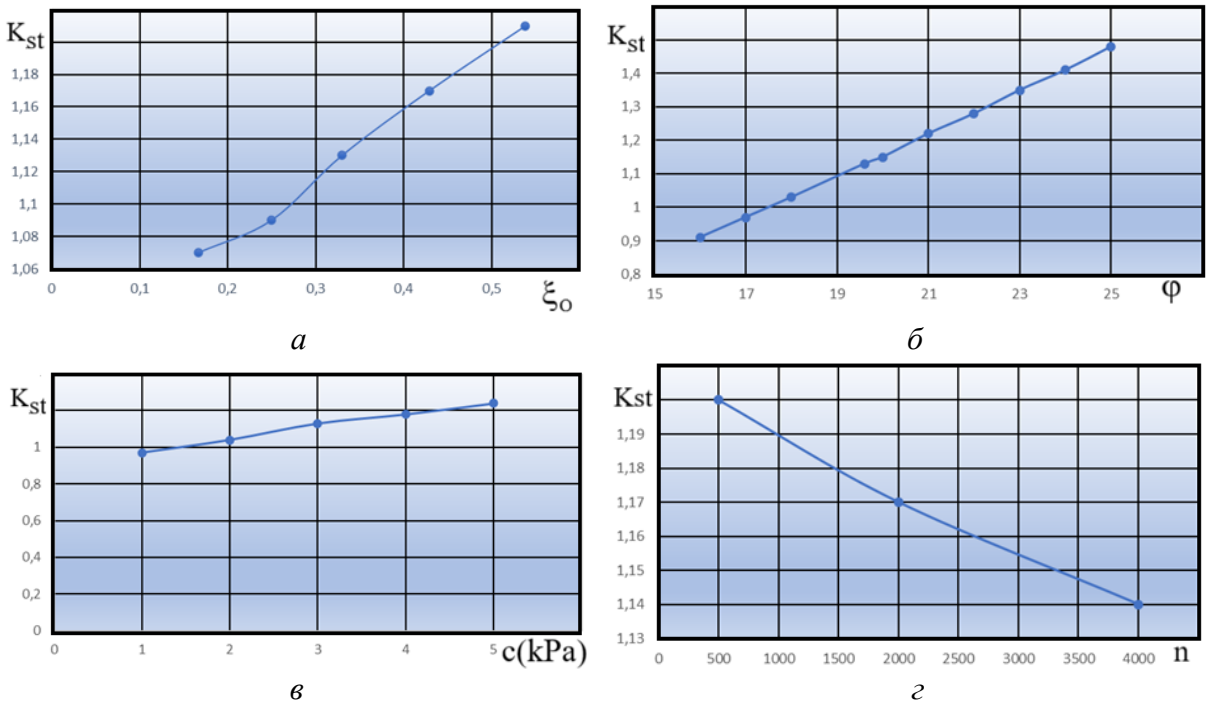


Рис. 13. Графические зависимости вида:
а — $K_{st} = f(\xi_o)$; *б* — $K_{st} = f(\varphi)$; *в* — $K_{st} = f(c)$; *г* — $K_{st} = f(n)$, построенные при помощи КП *FEA* [17] при условии, что все остальные переменные расчетные параметры сохраняют значения (рис. 6, табл. 1)

Обсуждение

Анализ результатов расчетов, выполненных при рассмотрении примеров *1* и *2*, позволяет утверждать, что при использовании *SRM* [16; 18] и метода, основанного на анализе напряженного состояния грунтового массива [13–15], величина K_{st} зависит от прочностных и деформационных свойств грунта и степени дискретизации расчетной схемы МКЭ. Кроме того, очевидной является зависимость результатов МКЭ от размеров расчетной схемы и наложенных на нее граничных условий. Оценить степень влияния ФМС на получаемый результат можно на основе диаграмм, изображенных на рис. 14. Данные результаты являются логичными и закономерными, однако возникают вопросы в связи с весьма слабым откликом *SRM* на изменение значений деформационных характеристик E_o и ξ_o, хотя известно, что при упругой постановке задачи, перемещения находятся в прямой зависимости от величины модуля деформации. Из рис. 14*г* и 4*д* видно, что при более чем двукратном увеличении численных значений E_o и μ (ξ_o) изменение

величины коэффициента запаса устойчивости K_{st} составляет 0,49 % и 0,3 % соответственно, что представляется странным на фоне того, что при использовании *SRM* численное значение K_{st} определяется величиной «коэффициента уменьшения прочности на сдвиг» $F_{sr} = R = K_{st}$, при котором наблюдается лавинообразный рост перемещений контрольных точек.

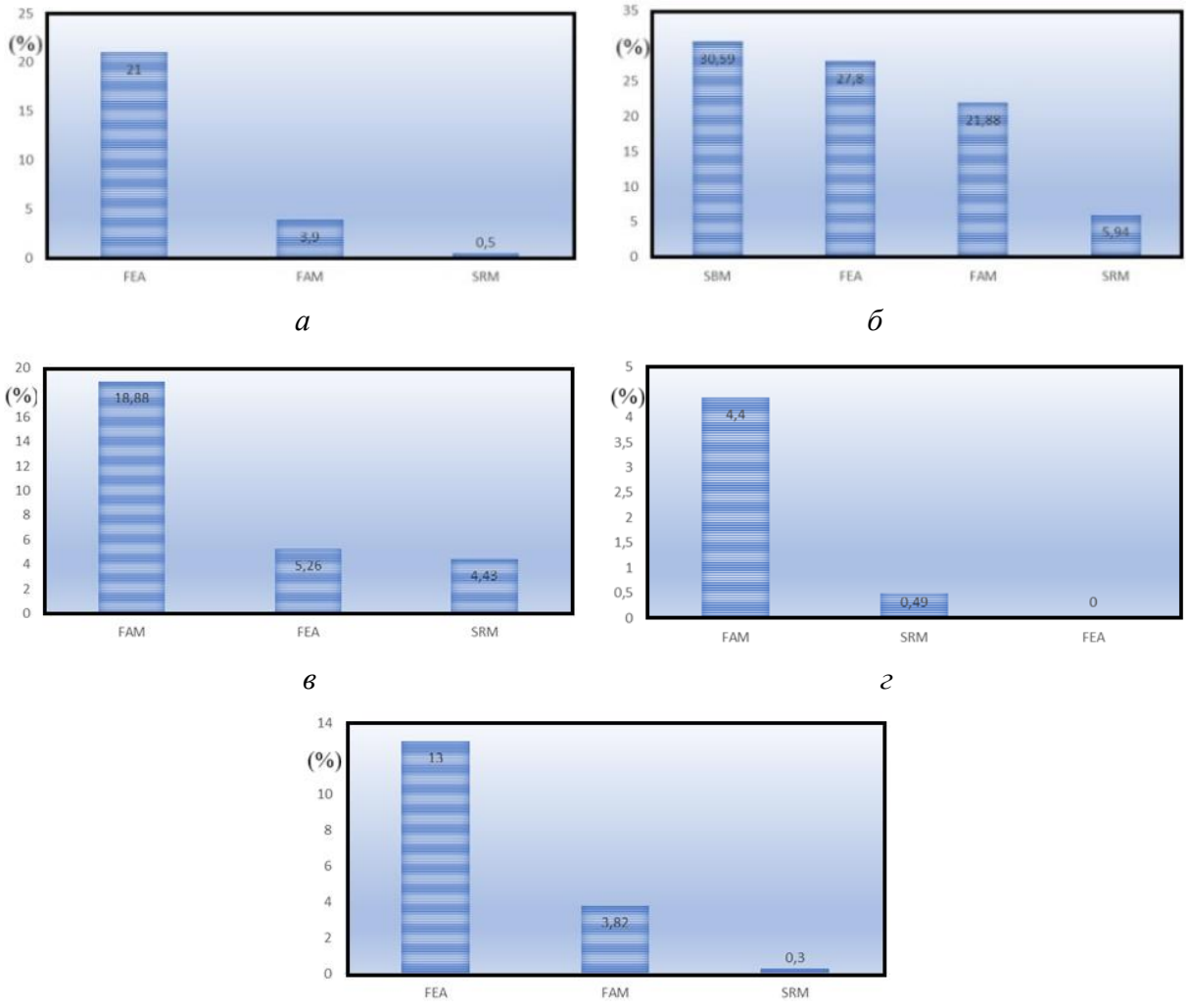


Рис. 14. Диаграммы влияния численных значений переменных расчетных параметров на величину K_{st} при расчете различными методами:
а — для угла внутреннего трения φ; *б* — сцепления с; *в* — количества элементов *n*; *г* — модуля общей деформации E_o; *д* — коэффициента бокового давления ξ_o (коэффициента Пуассона μ)

Учитывая выше сказанное очевидным, является утверждение, что разным значениям E_o соответствуют отличающиеся друг от друга значения и F_{sr}, и R, и, следовательно, и K_{st}. Количественную оценку этого влияния этой «связки» на величину K_{st}, по всей видимости, никто не проводил и не учитывал при проведении соответствующих расчетов.

Отметим еще одно, на наш взгляд, немаловажное обстоятельство. Во введении сказано, что использование *SRM* предусматривает постепенное равномерно и одновременное снижение сдвиговых характеристик слагающего грунта (формула (1)), но деформационные характеристики при этом остаются неизменными, хотя является очевидным, что данная процедура влечет за собой изменение жесткости грунтового массива, то есть изменение величин E_o и μ (ξ_o). Известно, что существует множество эмпирических и, полученных теоретическим путем, зависимостей между углом внутреннего трения и коэффициентом бокового давления грунта [19], некоторые из которых приведены в работах [20–24]. Кроме того, в общем случае для изотропной упругой среды справедливо равенство

$$E_o = \frac{(1-\mu)E}{(1+\mu)(1-2\mu)}, \quad (5)$$

которое для практического применения принимает вид

$$E_o \approx (1-2\mu)E. \quad (6)$$

Существует известное соотношение между коэффициентом Пуассона и коэффициентом бокового давления $\mu = \frac{\xi_o}{1+\xi_o}$, которое позволяет записать выражение, устанавливающее формальную связь между коэффициентом бокового давления и модулем общей деформации. Подставив это соотношение в формулу (5) и упростив полученное выражение, получим

$$E_o = E[(1+2\xi_o)(1-\xi_o)]^{-1} \quad (7)$$

Анализируя равенство (7), можно сделать заключение, что изменение величины угла внутреннего трения, влекущее за собой изменение величины коэффициента бокового давления ξ_o, влечет за собой изменение величины модуля общей деформации E_o. Это понятно и с физической точки зрения — чем больше ξ_o, тем больше боковое расширение грунта при действии вертикальной нагрузки, тем, следовательно, больше его пластичность и меньше модуль упругости, а, значит, и модуль общей деформации. Возвращаюсь к тому, что сказано выше, можно утверждать, что изменение деформационных характеристик грунтового массива и, следовательно, его жесткости, вызванное изменением прочностных характеристик грунта, должно оказывать влияние на величину коэффициента запаса устойчивости откоса. Количественная оценка этого влияния, как и в предыдущем случае, не установлена.

И последнее, о чем необходимо сказать. Когда мы рассчитываем осадки фундаментов, мы трепетно относимся к вопросу о назначении размеров расчетной схемы и назначаем ее вертикальный размер равным мощности сжимаемой грунтовой толщи. Если мы этого не сделаем, то при расчете получим заведомо не верные результаты. Когда мы используем *SRM* в привязке к методу конечных элементов, мы не задумываемся о том, какими должны быть назначены размеры расчетной схемы и степень ее дискретизации, какие граничные условия необходимо наложить, хотя известно, что от

этого зависят как величины напряжений, так и величины перемещений, получаемые в результате численного расчета. Вопрос этот очень важен, так как именно величины напряжений и перемещений определяют, в конечном итоге, численное значение коэффициента запаса устойчивости. Нельзя не сказать здесь о граничных условиях, накладываемых на расчетную схему. Влияние граничных условий, накладываемых на ее вертикальные границы, может быть нивелировано горизонтальным размером РС. Для назначения вертикального размера необходимо, наверное, разработать некую процедуру. По всей видимости, и эти вопросы не отрабатываются при использовании *SRM* при расчете устойчивости откосов.

Заключение

Использование методов *SRM,* [13–15], основанных на анализе напряженно-деформированного состояния грунтового массива, для расчета устойчивости откосов дают в рассмотренных случаях для условий рассмотренных примеров установлено, что изменение физико-механических свойств слагающих грунтов оказывает влияние на рассчитываемую величина коэффициента запаса устойчивости однородных и слоистых откосов, как при совместном использовании *SRM* и МКЭ, так и метода, основанного на анализе НДС грунтового массива [13–15]. Использование *SRM* предусматривает поэтапное снижение расчетных значений сцепления и тангенса угла внутреннего трения, но при этом неизменными остаются значения деформационных характеристик грунта, что противоречит происходящему виртуальному процессу изменения жесткости грунтового массива (после снижения прочностных характеристик, по сути, будет другой объект).

Оставление без внимания этого обстоятельства может оказать влияние на степень достоверности результатов, получаемых на основе *SRM*. В пользу этого утверждения говорят результаты расчетов величины F_{st} при помощи компьютерной программы *FEA* [17] методом [13-15] с использованием процедуры *SRM*, но с пересчетом величины коэффициента бокового давления грунта ξ_o на каждом этапе уменьшения расчетного значения $\mathrm{tg}\varphi$. Вычисления показали, если учесть изменение жесткости грунтового массива, обусловленное изменением только коэффициента бокового давления грунта, то разница численных значений коэффициентов запаса устойчивости, вычисляемых при помощи КП *FEA*, по сравнению со случаем расчета при фиксированном значении ξ_o составляет 5,4 % и 19,29 % в зависимости от формулы, по которой производится перерасчета величины коэффициента бокового давления. Однако вычислительные процедуры, выполняемые при использовании *SRM* и других методов, не предусматривают каких-либо действий, позволяющих учесть эти обстоятельства.

Следовательно, существует необходимость проведения дополнительных исследований с целью определения степени влияния перечисленных выше факторов на результаты вычислений коэффициентов запаса устойчивости методами, основанными на численном анализе напряженно-деформированного состояния приоткосной области, в частности, SMR. Если количественная оценка этого влияния покажет, что оно является существенным, то необходимо будет вносить изменения или дополнения (корректировки) в вычислительную процедуру.

Список источников

1. Чугаев Р. Р. Проблемы Волго-Каспия / Р. Р. Чугуев // Труды Ноябрьской сессии 1933 г. АН СССР. – Л.: Издательство Академии наук СССР, 1934. – Т. 1. – 628 с.

2. Чугаев, Р. Р. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения / Р. Р. Чугуев. – Москва; Ленинград: Госэнергоиздат, 1963. – 144 с.

3. Coulomb C. A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelquels problemesde statique relatifs, a la architecture // Mem. Acad. Roy. Div. Sav. – 1776. – Vol. 7. – Pp. 343–387.

4. Coulomb C. A. Application des riles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a Larchitecture // Memories de savants strangers de LAcademlie des sciences de Paris. – 1773. – 233 pp.

5. Zienkiewicz O.C., Humpheson C., Lewis R.W. (1975) Associated and nonassociated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. Geotechnique 25(4):671-689.

6. Diederichs M.S., Lato M., Hammah R.E. and Quinn P. 2007. Shear Strength Reduction approach for slope stability analysis. In Proceedings of the 1st Canada–U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, B.C. pp. 319–327.

7. Duncan J.M. and Chang C.Y. (1970) : «Nonlinear analysis of stress and strain in soils», Soil Mech. and Found. Eng. Div., AS CE, Vol. 96, No. SM 5, pp. 1629-1653

8. Matsui T., & San K.-C. (1992). Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique. Soils and Foundations, 32, pp. 59-70.

9. Xu W.Y., Xiao W. (2007): Study on slope failure criterion based on strength reduction and gravity increase method. Rock and Soil Mechanics. vol. 28(3), pp. 505-511.

10. Bishop A.W. 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, 5(1): 7–17. doi:10.1680/geot.1955.5.1.7.

11. Morgenstern N.R. and Price V. 1965. The analysis of the stability of general slip surface. Géotechnique, l5(1): 79–93. doi:10.1680/geot.1965.15.1.79.

12. Spencer E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique, 17(1): 11–26. doi:10.1680/geot.1967.1

13. Цветков В. К. Инженерные методы расчета устойчивости гидротехнических и дорожных сооружений / В. К. Цветков // Сборник статей. – Волгоград: Волгоградский политехнический институт, 1977. – С. 3-29.

14. Цветков, В. К. Расчет устойчивости откосов и склонов / В. К. Цветков. – Волгоград: Нижне-Волжское кн. из-во, 1979. – 238 с.

15. Богомолов А. Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А. Н. Богомолов. – Пермь : ПГТУ, 1996. – 150 с.

16. Sarkar S., Chakraborty M. Stability analysis for two-layered slopes by using the strength reduction method. Geo-Engineering 12, 24 (2021). https://doi.org/10.1186/s40703-021-00153-4

17. FEA: свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №2015617889 / О. А. Богомолова и др.; зарег. 23 июля 2015 г.

18. Zhang Yu., Zhang Xiaodong, Zhao Hai-Bin, Jin Pei Jie. Research on the Critical Slope Stability Based on Two Practical Procedures. 2017 2nd International Conference on Mechatronics and Information Technology (ICMIT 2017). Advances in Computer Science Research. Vol. 70. Pp. 131-135.

19. Черняев В. Ф. К определению коэффициента бокового давления покоя / В. Ф. Черняев // Основания и фундаменты: сб. - Воронеж: ВИСИ, 1975. - № 2 – С. 79–93.

20. Jaky J. The coefficient of earth pressure at rest // J. Soc. Hung. Archit. Eng., Budapest, 1944, vol. 78 (22), pp. 355-388.

21. Флорин В. А. Основы механики грунтов, т. 1. М. –Л.: Госстройиздат, 1959. – 360 с.

22. Hartmann F. Die berechnung das Ruhedruck in Rohasionslosen Boden bei waagerechter Oberflache // Bautechnick, № 11, 1967.

23. Franke E. Ruhedruck in Ruhasionslosen Boden in ebenen Fall // Bautechnick, №2, 1967.

24. Berger Y. Der Ruhedruck in der Praxis // Bauingenering, № 3, 1966.

25. К вопросу о минимальных значениях коэффициента бокового давления грунтов / А. Н. Богомолов и др. / Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Естественные науки. - Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2007. – Вып. 6 (23). С. 6-10.

26. Mayne P. W., Kulhawy F. H. (1982): Ko-OCR Relationships in Soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, pp. 851 – 872.

© Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Богомолов С. А., Редин А. В., 2026

УДК 624.131.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-406-411

ПРИМЕР ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ РАЗНОСТЕЙ ПРИ РЕШЕНИИ ОСЕСИММЕТРИЧНОЙ ЗАДАЧИ И ОЦЕНКА ЕГО ТОЧНОСТИ

В. В. Ревенко, В. Н. Моргунов
Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М. И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Рассматриваются примеры использования метода конечных разностей для аналога песчаного основания при равномерной нагрузке по площади круга при механических характеристиках модуля сдвига и параметра Ляме с последующей оценкой точности.*

Ключевые слова: *осесимметричная задача, модуль сдвига, параметр Ляме, метод конечных разностей*

AN EXAMPLE OF USING THE FINITE DIFFERENCE METHOD IN SOLVING A ROTATIONALLY SYMMETRIC PROBLEM AND AN ASSESSMENT OF ITS ACCURACY

V. V. Revenko, V. N. Morgunov
Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *Examples of using the finite difference method for an analogue of a sandy base under uniform load over the area of a circle with mechanical characteristics: shear modulus and parameter, followed by an assessment of accuracy, are considered.*

Keywords: *axisymmetric problem, shear modulus, Lame parameter, finite difference method*

При переходе от линейно–деформированной среды к нелинейной в качестве расчетных характеристик часто используется пара G (модуль сдвига) и K (модуль объёмного сжатия) [1]. Одним из вариантов использования в механике грунтов метода конечных разностей (МКР) является приём Е.Ф. Винокурова [2]. В нём в качестве расчетных характеристик деформируемости грунта используется модуль сдвига G и параметр Ляме λ. Основные уравнения являются синтезом статического, геометрического и физического обследования задачи и служат для решения различных линейных и нелинейных задач, в том числе и осесимметричных:

$$[2G'\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + G'\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + G'\frac{\partial^2 u}{\partial z \partial r} + \lambda'\frac{\partial \theta}{\partial z} + \frac{G'}{r}(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z})] +$$
$$2\frac{\partial G'}{\partial z}\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial G'}{\partial r}\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial G'}{\partial r}\frac{\partial u}{\partial z} + \Theta\frac{\partial \lambda'}{\partial z} = 0; \quad (1)$$

$$[G'\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + 2G'\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + G'\frac{\partial^2 w}{\partial z \partial r} + \frac{2G'}{r}\frac{\partial u}{\partial r} + \lambda'\frac{\partial \theta}{\partial r} - \frac{2G'u}{r^2}] +$$
$$+2\frac{\partial G'}{\partial r}\frac{\partial u}{\partial r} + \theta\frac{\partial \lambda'}{\partial r} + \frac{\partial G'}{\partial z}\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial G'}{\partial z}\frac{\partial u}{\partial z} = 0, \quad (2)$$

где G', λ' – переменные величины; $\Theta = \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{u}{r}$, где w и u — вертикальные и радиальные перемещения.

В квадратных скобках в уравнениях (1), (2) указаны переменные величины, которые при отсутствии штриха являются постоянными и определяют линейное решение.

Для рассматриваемого ниже расчетного примера по перемещениям были приняты следующие исходные данные: вертикальное равномерное давление p = 220 кПа (начальное нагружение) по площади круга с радиусом R = 140 мм, модуль упругости E = 40 МПа и коэффициент Пуассона ν = 0,3 (как аналог для песчаного грунта).

По известным формулам были вычислены модуль сдвига $G = E/[2(1+\nu)]$= 15380 кПа и параметр Ляме $\lambda = 2\nu G/(1-2\nu)$=23070 кПа.

В соответствии с условием осевой симметрии исходная сеточная область была принята минимальной при шаге сетки $\Delta z = \Delta r$ = 28 мм (рис. 1).

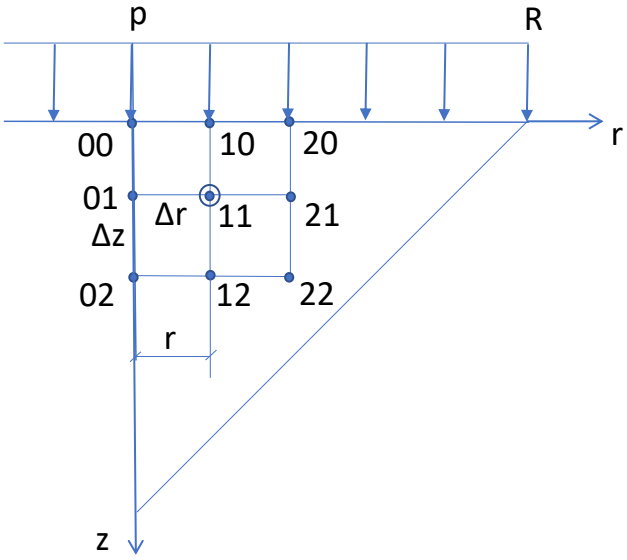


Рис. 1. Минимальная сеточная область

Соответствующие уравнения для этой сеточной области были записаны в конечно–разностном виде (выражения из (1) и (2) только в квадратных скобках при постоянных значениях G и λ) для внутреннего узла 11:

$$\frac{2G}{\Delta z^2}(w_{12}+ w_{10}-2\, w_{11})+ \frac{G}{\Delta r^2}(w_{21}+ w_{01}-2\, w_{11})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-u_{22}+ u_{02}+ u_{20}-u_{00})+$$
$$+\lambda\frac{\Theta_{12}-\Theta_{10}}{2\Delta z} + \frac{G}{r}\left(\frac{w_{21}-w_{01}}{2\Delta r}+\frac{u_{12}-u_{10}}{2\Delta z}\right) = 0; \qquad (3)$$

$$\frac{G}{\Delta z^2}(u_{12}+ u_{10}-2\, u_{11})+ \frac{2G}{\Delta r^2}(u_{21}+ u_{01}-2\, u_{11})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-w_{22}+ w_{02}+ w_{20}-w_{00})+$$
$$+\frac{G}{r}\frac{u_{21}-u_{01}}{\Delta r}+\lambda\frac{\Theta_{21}-\Theta_{01}}{2\Delta r} - \frac{2Gu_{11}}{r^2} = 0. \qquad (4)$$

Соответствующие граничные условия были приняты согласно аналитическому (табулированному) решению М. Б. Корсунского [3] для линейной осесимметричной задачи по формулам:

$$w = \frac{(1+\nu)2pR}{E}\left[\frac{1}{2}mS_1 + (1-\nu)S_3\right];\ u = -\frac{(1+\nu)2pR}{E}\left[mS_4 + (2\nu-1)S_6\right];$$

$$\Theta = \frac{2(1-2\nu)(1+\nu)}{E}pS_1,$$

где $m = z/R$, S_1, S_3, S_4, S_6 — табличные числовые значения.

То есть граничные условия w и u, мм, Θ:

w_{00} = 1,4014	w_{10} = 1,3874	w_{20} = 1,3439
u_{00} = 0	u_{10} = 0,04004	u_{20} = 0,08008
	Θ_{10} = 0,00572	
w_{01} = 1,3101		w_{21} = 1,2504
u_{01} = 0		u_{21} = 0,02362
Θ_{01} = 0,0045989		Θ_{21} = 0,0044559
w_{02} = 1,2006	w_{12} = 1,1858	w_{22} = 1,1409
u_{02} = 0	u_{12} = – 0,007207	u_{22} = –0,01602
	Θ_{12} = 0,0035464	

После подстановки вышеприведенных значений для G, λ и граничных условий для w, u, Θ в (3), (4) и вычислений получены уравнения: –117,7 w_{11}+150,17 = 0 и –156,936 u_{11}+1,98314 = 0, из которых следует: w_{11} = 1,2759 и u_{11} = 0,012636. Сравнением этих значений с точными (полученными по [3]) w_{11} = 1,2949 и u_{11} = 0,01301 имеем относительные погрешности вычислений по МКР: δ_{w11} = 1,47 % и δ_{u11} = 2,86 %.

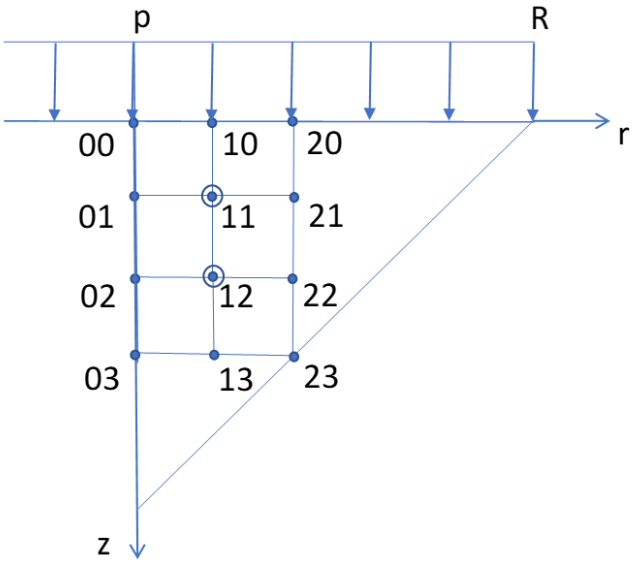


Рис. 2. Сеточная область с двумя внутренними узлами

Для следующего варианта с расширенной сеткой (рис. 2) также записаны соответствующие конечно–разностные уравнения

для внутреннего узла 11:

$$\frac{2G}{\Delta z^2}(w_{12}+ w_{10}-2\, w_{11})+ \frac{G}{\Delta r^2}(w_{21}+ w_{01}-2\, w_{11})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-u_{22}+ u_{02}+ u_{20}-u_{00})+ \\ +\lambda\frac{\Theta_{12}-\Theta_{10}}{2\Delta z} +\frac{G}{r}(\frac{w_{21}-w_{01}}{2\Delta r}+\frac{u_{12}-u_{10}}{2\Delta z}) = 0; \quad (5)$$

$$\frac{G}{\Delta z^2}(u_{12}+ u_{10}-2\, u_{11})+ \frac{2G}{\Delta r^2}(u_{21}+ u_{01}-2\, u_{11})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-w_{22}+ w_{02}+ w_{20}-w_{00})+ \\ + \frac{G}{r}\frac{u_{21}-u_{01}}{\Delta r}+\lambda\frac{\Theta_{21}-\Theta_{01}}{2\Delta r} - \frac{2Gu_{11}}{r^2}= 0; \quad (6)$$

для внутреннего узла 12:

$$\frac{2G}{\Delta z^2}(w_{13}+ w_{11}-2\, w_{12})+ \frac{G}{\Delta r^2}(w_{22}+ w_{02}-2\, w_{12})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-u_{23}+ u_{03}+ u_{21}-u_{01})+ \\ +\lambda\frac{\Theta_{13}-\Theta_{11}}{2\Delta z} +\frac{G}{r}(\frac{w_{22}-w_{02}}{2\Delta r}+\frac{u_{13}-u_{11}}{2\Delta z}) = 0; \quad (7)$$

$$\frac{G}{\Delta z^2}(u_{13}+ u_{11}-2\, u_{12})+ \frac{2G}{\Delta r^2}(u_{22}+ u_{02}-2\, u_{12})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-w_{23}+ w_{03}+ w_{21}-w_{01})+ \\ + \frac{G}{r}\frac{u_{22}-u_{02}}{\Delta r}+\lambda\frac{\Theta_{22}-\Theta_{02}}{2\Delta r} - \frac{2Gu_{12}}{r^2}= 0, \quad (8)$$

при дополнительных граничных условиях:

$\Theta_{02} = 0{,}0035979$		$\Theta_{22} = 0{,}0033862$
$w_{03} = 1{,}085084$	$w_{13} = 1{,}0712702$	$w_{23} = 1{,}029028$
$u_{03} = 0$	$u_{13} = -\,0{,}0186186$	$u_{23} = -0{,}0368368$
	$\Theta_{13} = 0{,}00272844$	

После подстановки вышеприведенных значений для G, λ и граничных условий для w, u, Θ в (5)–(8) и вычислений получена система уравнений:

$$\left.\begin{aligned} 39{,}23w_{11} - 117{,}7w_{12} - 9{,}809u_{11} + 0u_{12} + 86{,}73 = 0, \\ -117{,}7w_{11} + 39{,}23w_{12} - 0u_{11} + 9{,}809u_{12} + 103{,}3 = 0, \\ 0w_{11} + 0w_{12} + 19{,}62u_{11} - 156{,}9u_{12} - 1{,}413 = 0, \\ 0w_{11} + 0w_{12} - 156{,}9u_{11} + 19{,}62u_{12} + 2{,}128 = 0. \end{aligned}\right\}$$

Из решения этой системы уравнений (*Mathcad*) следует, что $w_{11} = 1{,}2627$, $w_{12} = 1{,}1567$, $u_{11} = 0{,}012636$, $u_{12} = -\,0{,}007426$. Сравнением этих значений с точными (полученными по [3]) $w_{11} = 1{,}2949$, $w_{12} = 1{,}1858$, $u_{11} = 0{,}01301$, $u_{12} = -0{,}007207$ имеем относительные погрешности вычислений по МКР: $\delta_{w11} = 2{,}49$ %, $\delta_{w12} = 2{,}45$ %, $\delta_{u11} = 2{,}89$ % и $\delta_{u12} = 3{,}04$ %.

Последующий вариант с увеличенной сеточной областью (рис. 3) имеет аналогичные конечно-разностные уравнения

для внутреннего узла 11:

$$\frac{2G}{\Delta z^2}(w_{12}+ w_{10}-2\, w_{11})+ \frac{G}{\Delta r^2}(w_{21}+ w_{01}-2\, w_{11})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-u_{22}+ u_{02}+ u_{20}-u_{00})+$$
$$+\lambda\frac{\Theta_{12}-\Theta_{10}}{2\Delta z} +\frac{G}{r}(\frac{w_{21}-w_{01}}{2\Delta r}+\frac{u_{12}-u_{10}}{2\Delta z}) = 0; \qquad (9)$$

$$\frac{G}{\Delta z^2}(u_{12}+ u_{10}-2\, u_{11})+ \frac{2G}{\Delta r^2}(u_{21}+ u_{01}-2\, u_{11})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-w_{22}+ w_{02}+ w_{20}-w_{00})+$$
$$+\frac{G}{r}\frac{u_{21}-u_{02}}{\Delta r}+\lambda\frac{\Theta_{21}-\Theta_{01}}{2\Delta r}-\frac{2Gu_{11}}{r^2}= 0; \qquad (10)$$

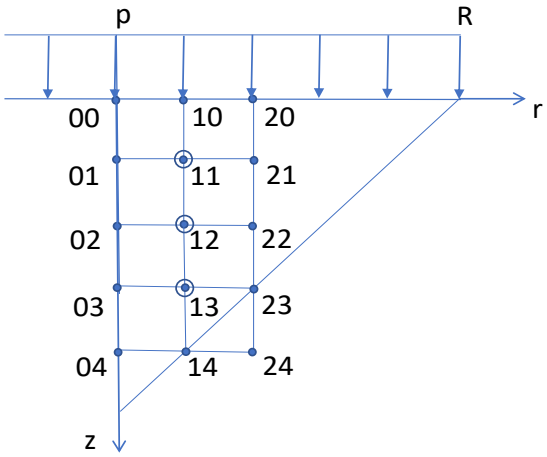


Рис. 3. Сеточная область с тремя внутренними узлами

для внутреннего узла 12:

$$\frac{2G}{\Delta z^2}(w_{13}+ w_{11}-2\, w_{12})+ \frac{G}{\Delta r^2}(w_{22}+ w_{02}-2\, w_{12})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-u_{23}+ u_{03}+ u_{21}-u_{01})+$$
$$+\lambda\frac{\Theta_{13}-\Theta_{11}}{2\Delta z} +\frac{G}{r}(\frac{w_{22}-w_{02}}{2\Delta r}+\frac{u_{13}-u_{11}}{2\Delta z}) = 0; \qquad (11)$$

$$\frac{G}{\Delta z^2}(u_{13}+ u_{11}-2\, u_{12})+ \frac{2G}{\Delta r^2}(u_{22}+ u_{02}-2\, u_{12})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-w_{23}+ w_{03}+ w_{21}-w_{01})+$$
$$+\frac{G}{r}\frac{u_{22}-u_{02}}{\Delta r}+\lambda\frac{\Theta_{22}-\Theta_{02}}{2\Delta r}-\frac{2Gu_{12}}{r^2}= 0, \qquad (12)$$

для внутреннего узла 13:

$$\frac{2G}{\Delta z^2}(w_{14}+ w_{12}-2\, w_{13})+ \frac{G}{\Delta r^2}(w_{23}+ w_{03}-2\, w_{13})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-u_{24}+ u_{04}+ u_{22}-u_{02})+$$
$$+\lambda\frac{\Theta_{14}-\Theta_{12}}{2\Delta z} +\frac{G}{r}(\frac{w_{23}-w_{03}}{2\Delta r}+\frac{u_{14}-u_{12}}{2\Delta z}) = 0; \qquad (13)$$

$$\frac{G}{\Delta z^2}(u_{14}+ u_{12}-2\, u_{13})+ \frac{2G}{\Delta r^2}(u_{23}+ u_{03}-2\, u_{13})+ \frac{G}{4\Delta z\Delta r}(-w_{24}+ w_{04}+ w_{22}-w_{02})+$$
$$+\frac{G}{r}\frac{u_{23}-u_{03}}{\Delta r}+\lambda\frac{\Theta_{23}-\Theta_{03}}{2\Delta r}-\frac{2Gu_{13}}{r^2}= 0, \qquad (14)$$

при дополнительных граничных условиях:

$\Theta_{03} = 0{,}0027799$	$w_{14} = 0{,}888087$	$\Theta_{23} = 0{,}0025797$
$w_{04} = 0{,}899298$	$u_{14} = -0{,}0228288$	$w_{24} = 0{,}855855$
$u_{04} = 0$	$\Theta_{14} = 0{,}00210496$	$u_{24} = -0{,}0448448$

После подстановки вышеприведенных значений для G, λ и граничных условий для w, u, Θ в (9)–(14) и вычислений получена система уравнений:

$$\begin{cases} -117{,}7w_{11} + 39{,}23w_{12} + 0w_{13} + 0u_{11} + 9{,}809u_{12} + 0u_{13} + 103{,}26 = 0, \\ 39{,}23w_{11} - 117{,}7w_{12} + 0w_{13} - 9{,}809u_{11} + 0u_{12} + 9{,}809u_{13} + 87{,}08 = 0, \\ 0w_{11} + 39{,}23w_{12} - 117{,}7w_{13} + 0u_{11} - 9{,}809u_{12} + 0u_{13} + 75{,}09 = 0, \\ 0w_{11} + 0w_{12} + 0w_{13} - 156{,}93u_{11} + 19{,}62u_{12} + 0u_{13} + 2{,}128 = 0, \\ 0w_{11} + 0w_{12} + 0w_{13} + 19{,}62u_{11} - 156{,}93u_{12} + 19{,}62u_{13} - 1{,}048 = 0, \\ 0w_{11} + 0w_{12} + 0w_{13} + 0u_{11} + 19{,}62u_{12} - 156{,}93u_{13} - 2{,}777 = 0. \end{cases}$$

Из решения этой системы уравнений (*Mathcad*) следует, что $w_{11} = 1{,}2627$, $w_{12} = 1{,}1581$, $w_{13} = 1{,}0246$, $u_{11} = 0{,}012632$, $u_{12} = -0{,}0074264$, $u_{13} = -0{,}018624$. Сравнением этих значений с точными (полученными по [3]) $w_{11} = 1{,}2949$, $w_{12} = 1{,}1858$, $w_{13} = 1{,}0712702$, $u_{11} = 0{,}01301$, $u_{12} = -0{,}007207$, $u_{13} = -0{,}0186186$ имеем относительные погрешности вычислений по МКР: $\delta_{w11} = 2{,}49$ %, $\delta_{w12} = 2{,}33$ %, $\delta_{w13} = 4{,}36$ %, $\delta_{u11} = 2{,}92$ %, $\delta_{u12} = 3{,}04$ % и $\delta_{u13} = 0{,}03$ %.

Из рассмотренных вариантов следует, что погрешности вычислений по МКР значительно меньше погрешностей определения G и λ экспериментальными методами.

Полученные результаты дают возможность предварительной оценки точности решения различных нелинейных задач, например, основанных на переменных значениях механических характеристик песчаного основания под круглым штампом. Такие механические характеристики получены по экспериментальным данным для оси симметрии основания во всем диапазоне нагружения [4, 5].

Список источников

1. Иванов, П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П. Л. Иванов. – М, Высшая школа, 1985.

2. Винокуров, Е. Ф. Итерационный метод расчета оснований и фундаментов с помощью ЭВМ / Е. Ф. Винокуров. – Изд. «Наука и техника», Минск. – 1972.

3. Корсунский М. Б. Определение напряжений и перемещений в основании сооружения, создающего на грунт вертикальное равномерное давление по площади круга. НИИОСП / М. Б. Корсунский // Основания и фундаменты: Сб. тр. № 55, – М.: Стройиздат, 1964. – С. 5-15.

4. Ревенко, В. В. Экспериментальное определение коэффициентов Пуассона и бокового давления в песчаном основании под круглым штампом / В. В. Ревенко, В. Н. Моргунов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2024. – № 6. –С. 26-29. DOI 10.1007/s11204–025–10013–3.

5. Ревенко, В. В. Экспериментальное определение модуля общей деформации песчаного основания под круглым штампом / В. В. Ревенко, В. Н. Моргунов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2025. –№ 4. – С. 8-10. DOI 10.1007/s11204–025–10063–7.

© Ревенко В. В., Моргунов В. Н., 2026

УДК 624.137.6
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-412-425

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТОВЫХ АНКЕРОВ С УЧЕТОМ ЛОБОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ. АНАЛИЗ НДС СИСТЕМЫ «ГРУНТОВЫЙ МАССИВ – АНКЕР» С ПРИМЕНЕНИЕМ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ДЛИНЕ ЗАДЕЛКИ

Н. А. Афанасьев, А. И. Харичкин, Д. Ю. Соловьев

НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, г. Москва, Россия
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

Аннотация. *Применение грунтовых анкеров широко распространено в геотехническом, гидротехническом, транспортном строительстве. Одним из расчетных положений при проектировании анкеров является определение несущей способности по грунту. Существующие расчетные методики используют ряд допущений и упрощений. Это приводит к существенно меньшим значениям несущей способности по сравнению с натурными испытаниями. Также за несущую способность принимается сопротивление боковой поверхности заделки, а лобовое сопротивление не учитывается. В связи с этим вопрос достоверного определения несущей способности аналитическими методами остается открытым.*

В настоящей работе выполнено численное моделирование испытаний грунтовый анкеров с различной длиной заделки. Выполнен анализ НДС системы «анкер – грунтовый массив» и сопоставление критической выдергивающей нагрузки на анкер с приращением нормальны хи касательных напряжений в окружающем массиве в предельном состоянии.

По результатам исследований получено, что срыв анкера происходит по поверхности сдвига, расположенной на некотором расстоянии от заделки, а не по контакту «бетон – грунт». Форма поверхности сдвига представляет собой усеченный конус с основаниями в виде эллипсов, развитых в горизонтальной плоскости. Также определена эффективная площадь лобового сопротивления, характеризующая лобовое сопротивление, которое вносит вклад в общую несущую способность.

Ключевые слова: *проектирование, численное моделирование, геотехника, несущая способность, грунтовый анкер, заделка, корень*

THE GROUND ANCHOR BEARING CAPACITY INCLUDING THE FRONTAL RESISTANCE. STRESS-STRAIN STATE ANALYSIS OF THE «SOIL-ANCHOR» SYSTEM BY NUMERICAL MODELLING

N. A. Afanasev, A. I. Kharichkin, D. Yu. Soloviev

Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP), Moscow, Russia
«Research Center of Construction» JSC, Moscow, Russia

Annotation. *Grouted ground anchors are extensively used in geotechnical, hydraulic and transport construction. One of the fundamental design aspects is the bearing capacity determination. Existing methods are based on design assumptions and simplifications and do not account for all relevant factors. The calculated bearing capacity is substantially lower*

than that obtained from testing. According to the main design principle, the bearing capacity is taken as the ultimate ground-grout skin resistance of the cylindrical fixed length. The frontal resistance is not considered. The accurately determining bearing capacity problem remains relevant.

In the present work, ground anchor tests with various fixed lengths was performed by numerical modeling. The critical pullout load was compared with the increments of normal and shear stresses at failure.

At the ultimate limit state, anchor failure occurs along a failure shear surface situated at some distance from the fixed length, and not at the "concrete–soil" contact. The failure shear surface takes a truncated cone form, whose bases are ellipses. The effective frontal resistance area was determined. It characterizes the frontal resistance, which contributes to the total bearing capacity.

Keywords: *design, numerical modelling, geotechnics, bearing capacity, ground anchor, fixed length, bond length*

Введение

Современные тенденции освоения городов и территорий часто диктуют необходимость устройства сооружений, удерживающих перепад высот, либо воспринимающих давление грунтов. Одним из типов крепления таких конструкций являются инъекционные грунтовые анкеры, применение которых распространено в геотехническом (подпорные стены, ограждения котлованов, противооползневая защита, фундаменты, воспринимающие выдергивающие нагрузки), гидротехническом (причалы, берегоукрепления), транспортном строительстве (обделки тоннелей).

Грунтовый анкер — геотехническая конструкция, воспринимающая выдергивающие нагрузки от закрепляемой конструкции, предназначенная для передачи этих нагрузок на несущие слои грунта. В классическом понимании конструкции грунтовый анкер состоит из трех частей: заделка (корень), свободная длина, оголовок.

В российской технической литературе наиболее полная классификация грунтовых анкеров представлена в ВСН 506-88, СП 381.1325800.2018, СТО 2.5.126-2013.

Проектирование любых строительных конструкций должно осуществляться на основе принципов обеспечения безопасности, долговечности и экономической эффективности. Одним из расчетных положений при проектировании грунтовых анкеров является определение несущей способности по грунту. Существующие расчетные методики определения несущей способности [1, 2] используют ряд допущений и упрощений. Такой подход приводит к существенно меньшим расчетным значениям несущей способности по сравнению с результатами натурных испытаний. Однако иногда полученные расчетом значения выше, что недопустимо [1, 3].

Важно подчеркнуть, что в расчетных методиках за несущую способность принимается сопротивление боковой поверхности цилиндрического тела заделки анкера (ВСН 506-88, СП 381.1325800.2018, DIN 1054:2005, [1, 4]). В общем виде формула определения несущей способности анкера F_d, кН:

$$F_d = F_q = f\left(D_f, L_f, q\right), \quad (1)$$

где F_q — сопротивление по боковой поверхности, кН; D_f — диаметр заделки анкера, м; L_f — длина заделки анкера, м; q — удельное боковое сопротивление, кПа.

Грунтовые анкеры изготавливаются по различным технологиям. В работе [5] выделено четыре типа грунтовых анкеров (рис. 1). Форма заделки анкера зависит от технологии его устройства и влияет на характер передачи нагрузки на грунт.

Тип A — Грунтовый анкер с прямой заделкой. Форма заделки — условно правильный цилиндр, соответствующий форме и размерам скважины. Нагрузка на грунт передается только по боковой поверхности.

Тип B — Низконапорный грунтовый анкер. При низком давлении нагнетания раствор локально уплотняет грунт, увеличивая диаметр заделки.

Тип C – Высоконапорный грунтовый анкер. Цементация анкера выполняется под высоким давлением. За счет гидроразрыва увеличивается эффективный диаметр анкера. Такие анкеры могут изготавливаться по технологии пост-граутинга.

Тип D — Анкеры с механическими уширениями. За счет увеличенного диаметра несущая способность включает трение по боковой поверхности и лобовое сопротивление. Подход справедлив при шаге уширений не более трех их диаметров.

В зависимости от технологии устройства анкера фактическая величина диаметра заделки может существенно отличаться от диаметра бурения скважины и проектного диаметра. Также отмечается, что срыв анкера может происходить не по контакту «заделка – грунт», а на некотором расстоянии от заделки. В таком случае целесообразно ввести термин «эффективный диаметр», отличный от проектного диаметра заделки, который следует закладывать при расчетах несущей способности.

Для анкеров с типа *B, C, D* характерно лобовое сопротивление F_R, кН, влияющее на несущую способность. В таком случае несущую способность анкера следует определять по формуле

$$F_d = F_q + F_R = f_1\left(D_f, L_f, q\right) + f_2\left(D_f, d, R\right), \quad (2)$$

где d — диаметр свободной длины, м; R — удельное лобовое сопротивление, кПа.

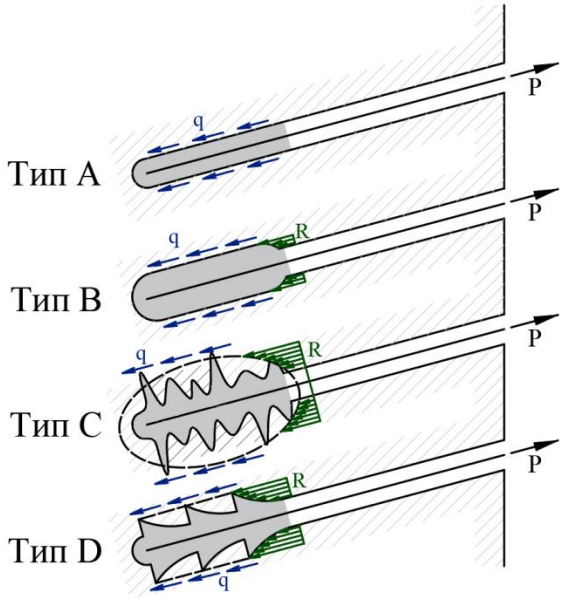


Рис. 1. Типы грунтовых анкеров [5]

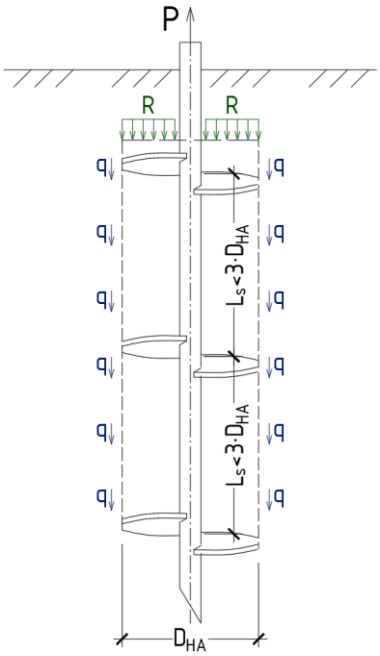


Рис. 2. Форма сдвига многолопасной сваи [6-8]

Аналогичный подход встречается при определении несущей способности многолопастных свай. При шаге лопастей до трех диаметров срыв происходит по поверхности образованного грунтового цилиндра (рис. 2). Лобовое сопротивление выдергиванию верхней лопасти также учитывается [6–8].

Проводя аналогию с работой на вдавливание висячих сваи, чья несущая способность является суммой сопротивления грунтов на ее боковой поверхности и грунтов основания под пятой сваи, можно сказать следующее. Для анкеров, заделка которых изготавливается, например, с цементацией под высоким давлением (в том числе при вторичной инъекции), либо с разбуриванием, либо с применением разрядно-импульсной технологии (РИТ), характерен существенно больший диаметр заделки по сравнению с диаметром бурения лидерной скважины. Таким анкерам свойственен отпор заделки, который вносит вклад в несущую способность.

В российской и иностранной литературе, освещающей вопрос сопротивления грунтов как несущую способность анкерных и свайных конструкций, встречаются различные термины, обозначающие аналогичные процессы (эффекты и явления) сопротивления грунта внешним воздействиям. Термин «лобовое сопротивление (F_R)» введен авторами с целью однозначности обозначения и исключения синонимов.

Под лобовым сопротивлением подразумевается сопротивление выдергиванию торца заделки анкера, возникающее вследствие реакции грунтового массива на внешнее воздействие, которое характеризуется приращением нормальных напряжений перед торцом заделки анкера.

Согласно современным нормативным документам несущую способность анкера необходимо определять пробными испытаниями, а затем подтверждать приемочными и контрольными. Считается, что расчетные методики допускается применять лишь для предварительной оценки. Такой подход приводит к существенному занижению проектной несущей способности по сравнению с результатами испытаний.

Цель данной работы – исследование изменения НДС грунта в лобовой зоне анкера, определение эффективных диаметров (эффективной площади) лобового сопротивления и определение влияния лобового сопротивления при определении расчетной несущей способности.

В настоящей работе выполнено численное моделирование системы «анкер – грунтовый массив». Грунтовые анкеры с различной длиной заделки (1,5…15 м) нагружались осевой ступенчатой выдергивающей нагрузкой до срыва. Выполнен анализ НДС системы «анкер – грунтовый массив» и сопоставление критической выдергивающей нагрузки на анкер P_{cr} с приращением нормальных и касательных напряжений в окружающем массиве грунта при наступлении предельного состояния.

Результатом работы является закономерность формирования поверхности сдвига в грунте вокруг заделки анкера с учетом лобового сопротивления, а также оценка влияния лобового сопротивления анкера на общую несущую способность по грунту.

Материалы и методы

В рамках настоящей работы выполнено численное моделирование испытаний с помощью программы *Plaxis* 3*D*, основанной на методе конечных элементов. Общий вид численной модели системы «грунтовый массив – анкер» представлен на рис. 3. Границы модели приняты так, чтобы минимизировать их влияние на результат. Расчеты выполнены для анкеров с заделкой различной длины от 1,5 до 15 м.

Анкеры приняты с горизонтальным заложением. Глубина заложения – 6,0 м. Диаметр анкера – 250 мм. Технологические особенности устройства анкеров не учтены.

Заделка анкера замоделирована объемным цилиндрическим телом с характеристиками бетона (E, ν, ρ). На контакте «бетон – грунт» задан контактный элемент «*Interface*» со значением $R_{int} = 1{,}0$. Тяга замоделирована элементом «*Embedded beam*».

Участок свободной длины не моделировался, поскольку ее диаметр существенно меньше диаметра заделки. Также классический подход к проектированию анкеров подразумевает отсутствие сопротивления выдергиванию анкера на участке свободной длины за счет конструктивных мероприятий (наличие скользящих оболочек).

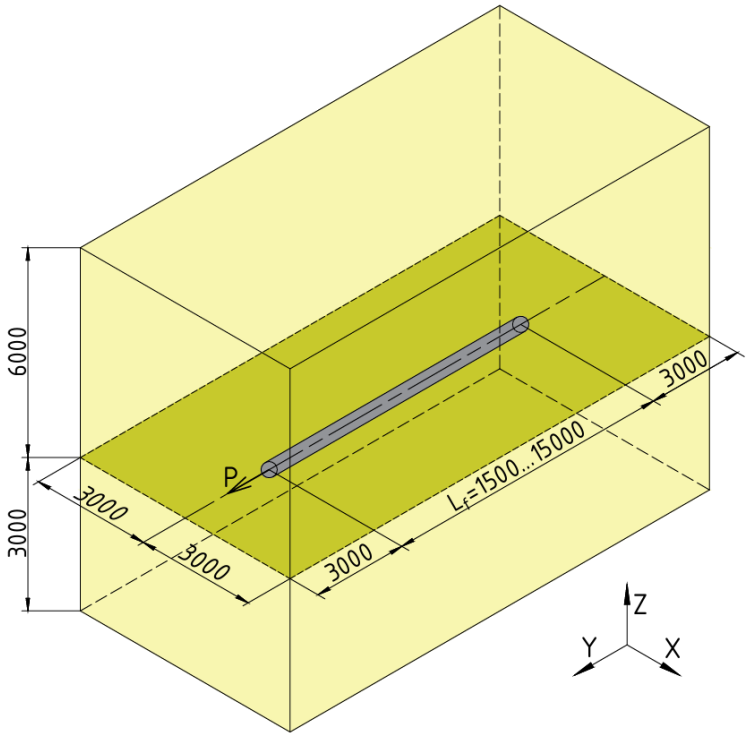


Рис. 3. Общий вид построенной конечно-элементной модели

Тип грунта — песок средней крупности, средней плотности (γ = 17 кН/м^3). Модель грунта – упругая идеально-пластическая модель Мора–Кулона, учитывающая прочностные и деформационные характеристики: c = 2 кПа, φ = 30°, E = 25 МПа, ν = 0,3.

В ходе моделирования испытаний анкер нагружался выдергивающей нагрузкой, что отражает принцип работы анкеров в удерживающих сооружениях.

За несущую способность анкера F_d принято значение критической нагрузки P_{cr}, которая соответствует этапу, предшествующему срыву, когда система находится в предельном состоянии. Критическая нагрузка P_{cr} определялась с точностью 5 кН.

Анализ НДС включал рассмотрение приращений касательных напряжений на боковой поверхности заделки $\Delta\tau$ и приращений нормальных горизонтальных напряжений в зоне лобового сопротивления заделки $\Delta\sigma_{hor,g}$. По результатам был выполнен расчет предельного сопротивления выдергиванию F'_d согласно формуле (3).

Согласно формуле (2), величина предельного сопротивления выдергиванию в интегральной форме имеет вид:

$$F'_d = F'_q + F'_R = \int_0^{L_f} \Delta\tau \, dA_{L_f} + \int_0^{r_f} \Delta\sigma_{hor,g} \, dA_f \qquad (3)$$

где A_{Lf} – площадь боковой поверхности заделки; $r_f = D_f/2$ – радиус заделки анкера; A_f – площадь поперечного сечения заделки.

Эти значения сравнивались с критической нагрузкой P_{cr}.

Результаты и обсуждения

Графики зависимости перемещений анкера от приложенной нагрузки $u_i = f(P_i)$, полученные численным моделированием испытаний, представлены на рис. 4.

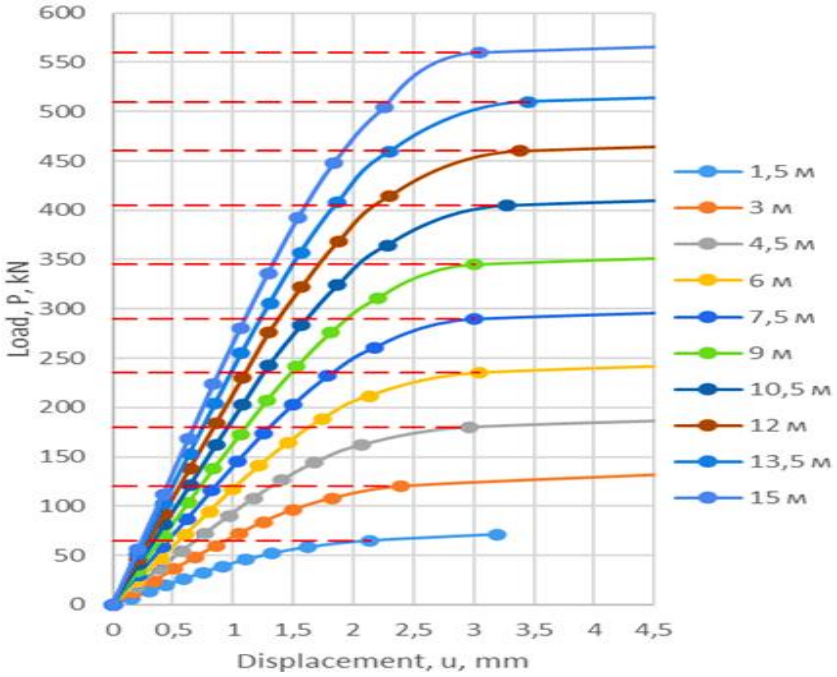
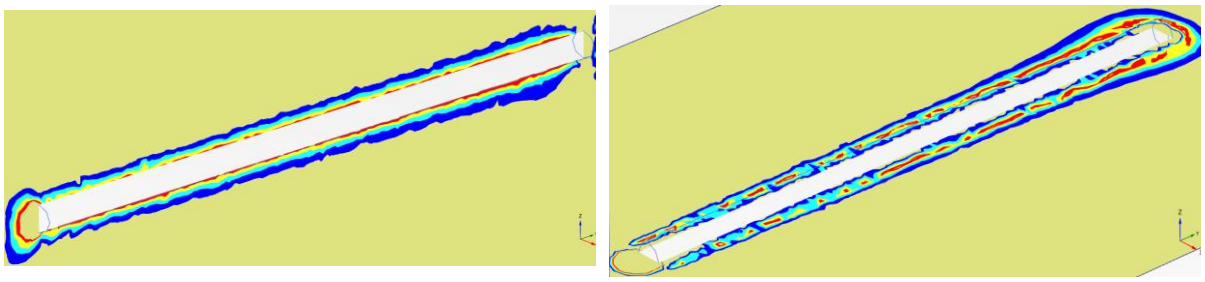


Рис. 4. График зависимости перемещений от нагрузки

Анализ касательных напряжений. Оценка сопротивления анкера по боковой поверхности F_q выполнена на основании приращений касательных напряжений $\Delta\tau$ в вертикальной и горизонтальных плоскостях. Максимальные касательные напряжения в вертикальной плоскости формируются на контакте «бетон – грунт», а в горизонтальной — на некотором расстоянии от заделки (рис. 5).



а *б*

Рис. 5. Характер распределения касательных напряжений:
а – в вертикальной плоскости; *б* – в горизонтальной плоскости

Тогда в горизонтальной плоскости срыв анкера происходит не по контакту «бетон – грунт», а на некотором расстоянии от анкера. Форма поверхности срыва имеет форму усеченного конуса, основаниями которого явля-

ются эллипсы, развитые в горизонтали (рис. 6). Большее основание характерно удаленному концу. Поверхность сдвига ограничивает тело сдвига, включающее заделку и некоторый массив грунта.

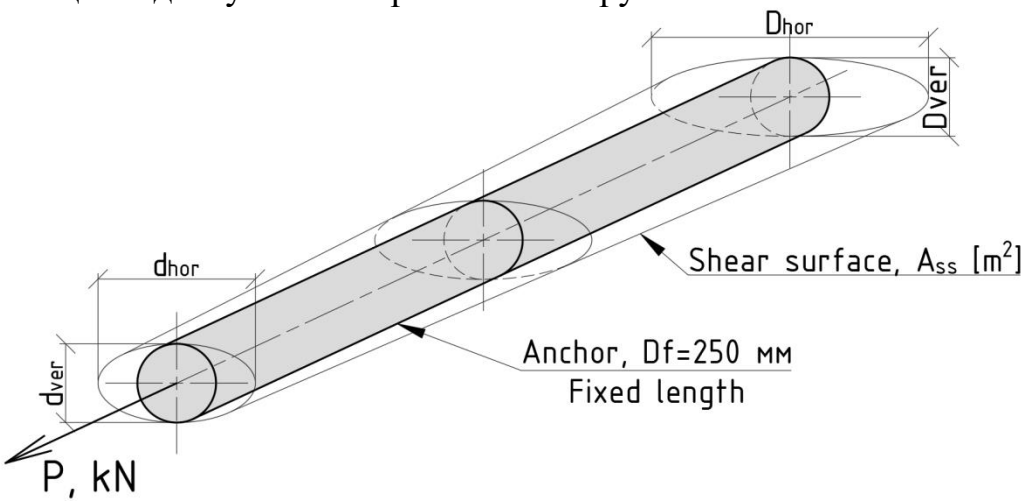


Рис. 6. Общий вид поверхности сдвига

В горизонтальной плоскости определены эффективные диаметры на удаленном конце D_{hor} и на границе со свободной длиной d_{hor} (рис. 7). Их анализ говорит о том, что полученная поверхность сдвига имеет аналогичный характер для анкеров различной длины. Значения эффективных диаметров возрастают с увеличением длины заделки.

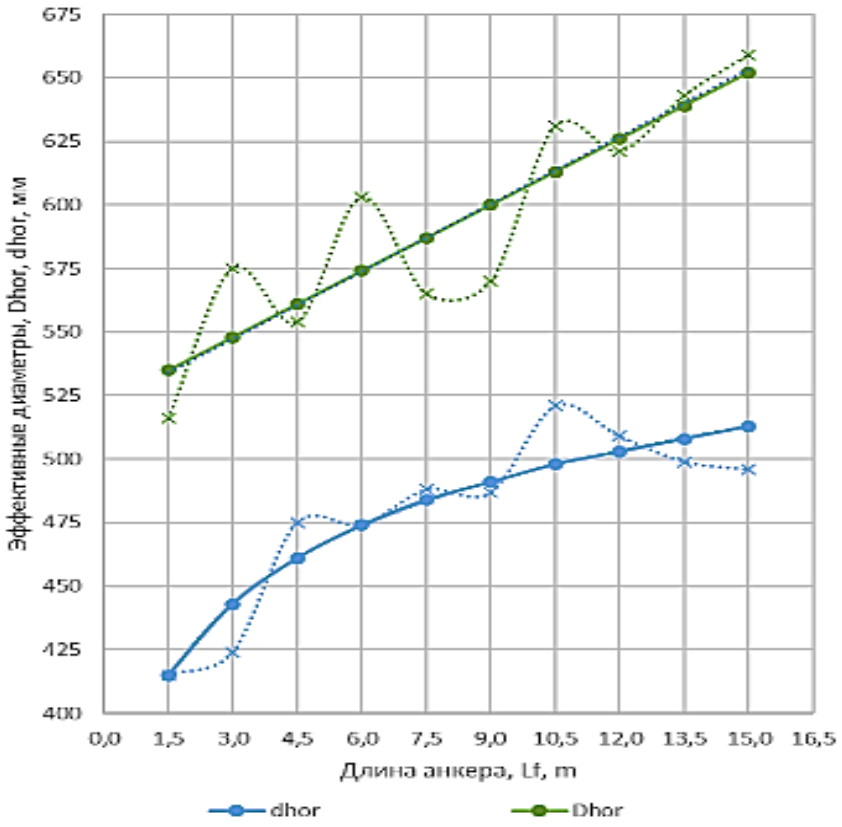


Рис. 7. Эффективные диаметры

В предельном состоянии средние касательные напряжения в вертикальной плоскости τ_{cr}^{ver} принимают значения равные 62 кПа, а в горизонтальной плоскости — τ_{cr}^{hor} = 40,5 кПа. Соответственно, с учетом τ_0 = 25,5 кПа приращения $\Delta\tau_{cr}^{ver}$ = 36,5 кПа, $\Delta\tau_{cr}^{hor}$ = 15 кПа. Значения касательных напряжений на удаленном конце выше, чем в середине и в начале заделки (рис. 5), что соответствует результатам исследований [4].

Таким образом, расчет сопротивления заделки анкера по боковой поверхности F_q представлен в табл. 1 и выполняется в соответствии с рис. 6 по формуле

$$F_q = \int_0^{L_f} \Delta\tau \, dA_{ss} \tag{4}$$

где A_{SS} – площадь боковой поверхности сдвига, м^2.

Таблица 1. Определение бокового сопротивления анкера F_q

L_f, м	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
D_{hor}, мм	535	548	561	574	587	600	613	626	639	652
d_{hor}, мм	415	443	461	474	484	491	498	503	508	513
D_f, мм	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
A_{SS}, м^2	1,75	3,62	5,55	7,54	9,58	11,67	13,80	15,97	18,19	20,46
$\Delta\tau$, кПа	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8
F_q, кН	**50,4**	**103,9**	**159,6**	**216,8**	**275,5**	**335,4**	**396,8**	**459,2**	**523,0**	**588,3**

Анализ лобового сопротивления заделки анкера F_R основан на приращениях нормальных горизонтальных напряжений $\Delta\sigma_{hor,g}$. В предельном состоянии перед заделкой образуется зона концентрации напряжений (рис. 5). В вертикальной плоскости область мобилизации напряжений сдвига на границе «свободная длина – заделка» резко увеличивается – эффективный диаметр в вертикальной плоскости больше диаметра заделки. Эффективные диаметры лобового сопротивления в вертикальной d'_{ver} и горизонтальной плоскостях d'_{hor} представлены на рис. 8.

Лобовое сопротивление F_R следует разделить на составляющие: F_{R1} — величина отпора в пределах лобовой проекции заделки анкера, F_{R2} — величина отпора от грунтового тела сдвига. Расчет лобового сопротивления выполняется согласно схеме, представленной на рис. 10:

$$F_R = F_{R1} + F_{R2} = \int_0^{r_f} \Delta\sigma_{hor,g} \, dA_f + \int_{r_f}^{r_{eff}} \Delta\sigma_{hor,g} \, dA_{eff} \tag{5}$$

где r_{eff} — радиус эффективной площади лобового сопротивления, A_{eff} – эффективная площадь лобового сопротивления.

Результаты расчетов представлены на рис. 9.

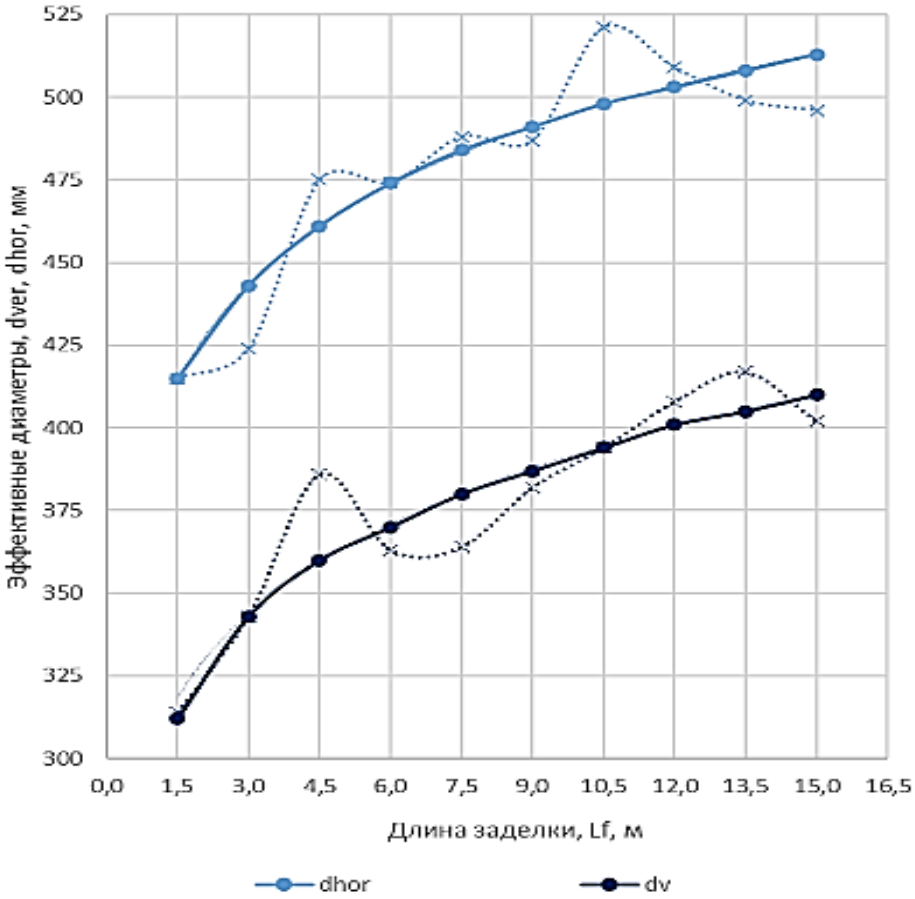


Рис. 8. Эффективные диаметры лобового сопротивления

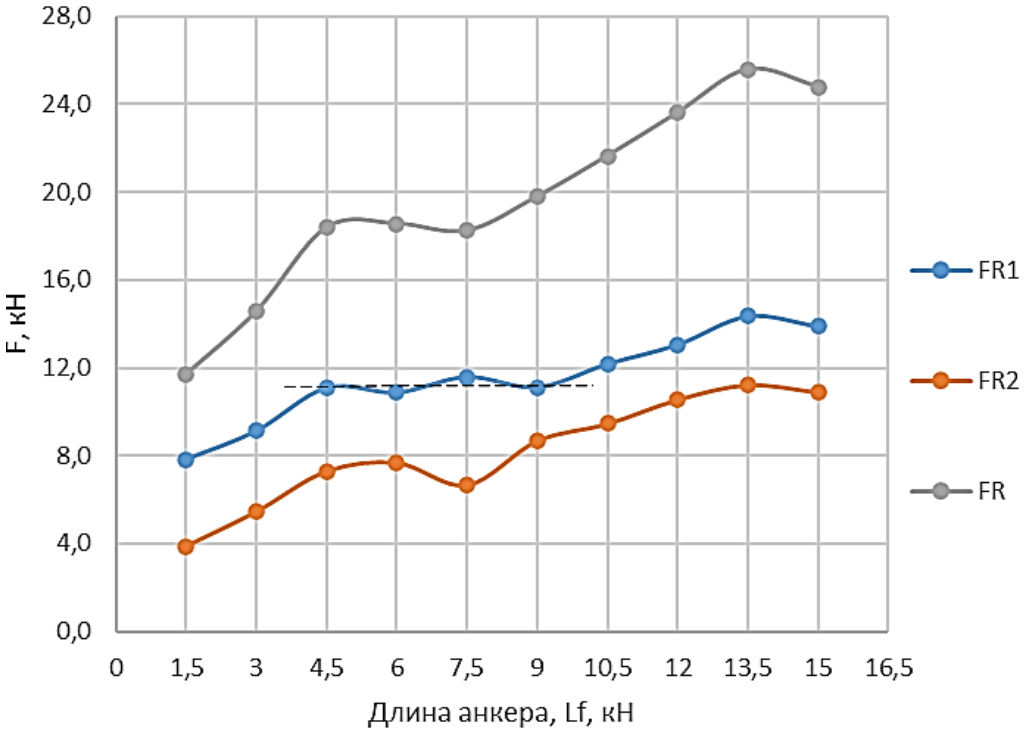


Рис. 9. Результаты расчета лобового сопротивления F_R

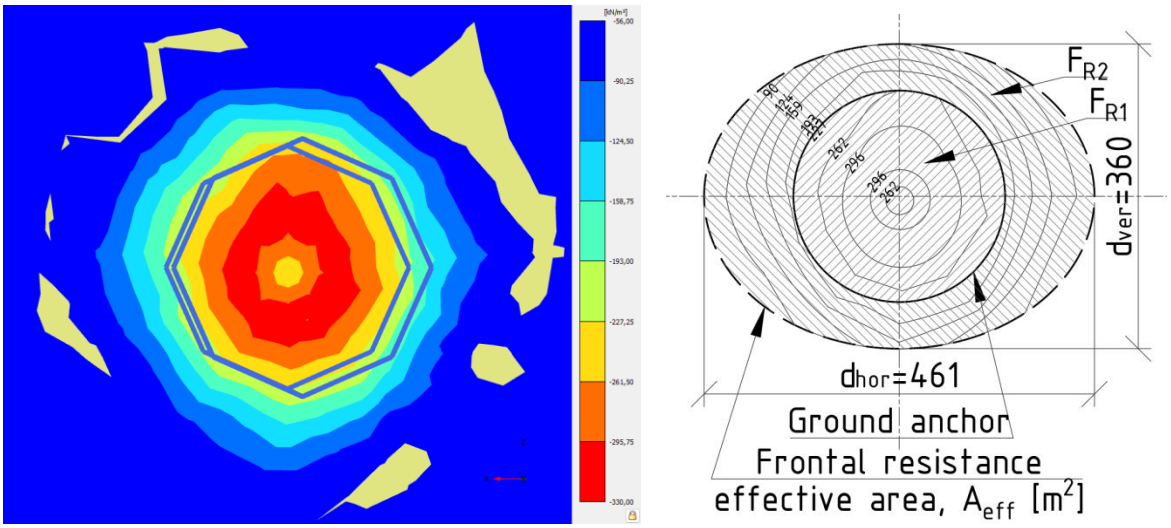


Рис. 10. Схема к расчету лобового сопротивления F_R

Для анкеров с заделкой средней длины (L_f = 4,5…9,0 м) величина F_{R1} приблизительно одинаковая (рис. 9). Анализ образования пластических точек показал, что именно для анкеров средней длины свойственно образование пластических точек при достижении P_{cr}, срыв происходит одновременно по торцу и боковой поверхности.

Для длинных анкеров (L_f > 9,0 м) образование пластических точек характерно на стадиях $0{,}7P_{cr}$…$0{,}9P_{cr}$. Для коротких анкеров (L_f < 4,5 м) образование пластических точек характерно лишь при потере несущей способности, при $1{,}1P_{cr}$.

С учетом (4) и (6) величина предельного сопротивления выдергиванию F'_d определяется по формуле:

$$F'_d = \int_0^{L_f} \Delta\tau \, dA_{ss} + \int_0^{r_f} \Delta\sigma_{hor,g} \, dA_f + \int_{r_f}^{r_{eff}} \Delta\sigma_{hor,g} \, dA_{eff} \qquad (6)$$

Сравнение предельного сопротивления выдергиванию F'_d по напряжениям со значениями критической силы P_{cr} представлено в табл. 2.

Таблица 2. Сравнение предельного сопротивления выдергиванию F_q и критической силы P_{cr}

L_f, м	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
P_{cr}, кН	**65**	**125**	**180**	**235**	**290**	**345**	**400**	**455**	**510**	**560**
F_q, кН	50,4	103,9	159,6	216,8	275,5	335,4	396,8	459,2	523,0	588,3
F_{R1}, кН	7,8	9,1	11,1	10,9	11,6	11,1	12,2	13,1	14,3	13,9
F_{R2}, кН	3,9	5,5	7,3	7,7	6,7	8,7	9,5	10,6	11,2	10,9
$F_R=F_{R1}+F_{R2}$, кН	11,7	14,6	18,4	18,6	18,2	19,8	21,6	23,6	25,6	24,8
F_R / F'_d, %	18,9	12,3	10,3	7,9	6,2	5,6	5,2	4,9	4,7	4,0
$F'_d = F_R+F_q$, кН	**62,1**	**118,5**	**177,9**	**235,4**	**293,8**	**355,2**	**418,4**	**482,8**	**548,6**	**613,1**
F'_d / P_{cr}, %	95,5	94,8	98,9	100,2	101,3	103,0	104,6	106,1	107,6	109,5

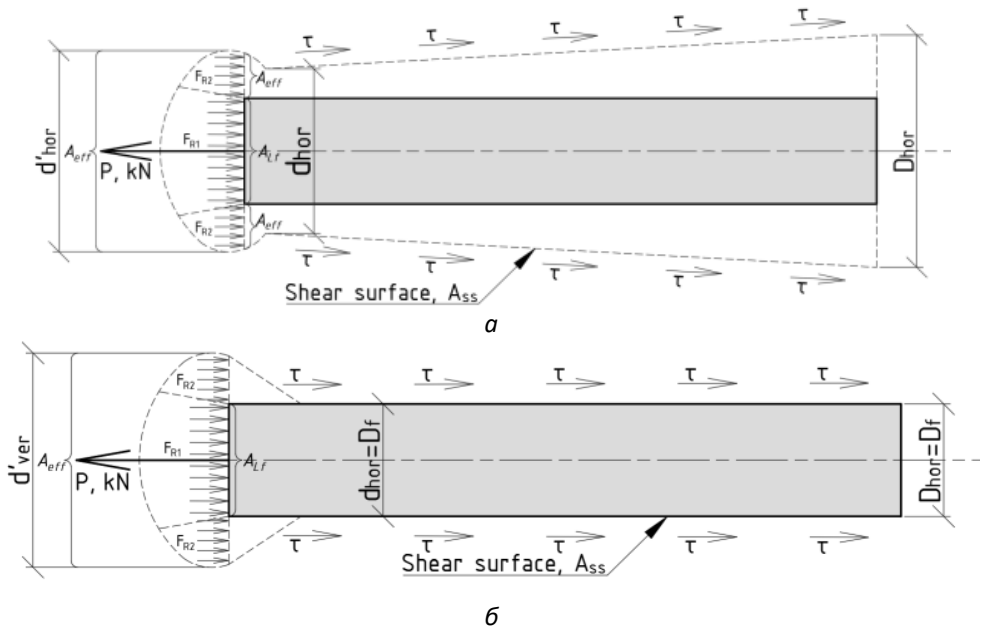


Рис. 11. Напряжения сопротивления анкера выдергиванию
а – в горизонтальной плоскости; *б* – в вертикальной плоскости

По результатам сравнения величин P_{cr}, полученных численным моделированием, и величин F'_d, полученных интегрированием приращений напряжений, получено: разница между этими величинами составляет 5 % – 10 %, что является несущественным при данном подходе. Достаточная сходимость результатов говорит о том, что принятая по результатам анализа напряжений гипотеза о поверхности сдвига в виде усеченного конуса с основаниями в виде эллипсов, а также о наличии эффективной площади лобового сопротивления является верной (рис. 11). Разницу в 5 % – 10 % можно объяснить:

– изменением НДС в грунтовом массиве за поверхностью сдвига;

– изменением НДС, в том числе уплотнением грунта в теле сдвига между поверхностью сдвига и заделкой анкера;

– удлинением заделки анкера;

– незначительным изменением горизонтальных напряжений в грунтовом массиве близ удаленного конца анкера, несмотря на применение элемента *Interface* с R_{int} = 0,01;

– упрощением формы поверхности сдвига;

– принятыми расчетными допущениями.

Заключение

Вопрос достоверного определения несущей способности анкера по грунту аналитическими методами остается открытым. Существующие расчетные методики несущей способности заключаются в определении сопротивления выдергиванию по боковой поверхности заделки анкера, а лобовое сопротивление не учитывается.

По результатам исследований получено, что срыв анкера в предельном состоянии происходит по поверхности сдвига, расположенной на некотором расстоянии от заделки, а не по контакту «бетон – грунт». Форма поверхности сдвига, характеризующая сопротивление анкера по боковой поверхности F_q, представляет собой усеченный конус с основаниями в виде эллипсов, развитых в горизонтали.

Качественное различие в характере распределения касательных напряжений связано с бóльшими значениями вертикальных напряжений бытового природного давления по сравнению с боковым давлением. В условиях работы реального анкера это явление также связано с эффектом «налипания» грунта за счет появления уплотненной зоны вокруг анкера (внутри тела сдвига) из-за давления нагнетания при устройстве анкера, при изменении НДС в результате нагружения анкера нагрузкой, а также наличием дилатансии, что в особенности свойственно пескам. В свою очередь уплотнение грунта в теле сдвига ведет к увеличению прочностных и деформационных характеристик грунта, а значит, и к повышению несущей способности.

Определена эффективная площадь отпора A_{eff}, характеризующая лобовое сопротивление анкера F_R. Лобовое сопротивление оказывает влияние на общую несущую способность, которая в таком случае является суммой двух величин: сопротивления анкера по боковой поверхности F_q и лобового сопротивления анкера F_R. Одно из предположений, выдвинутое авторами по результатам исследований, подразумевает образование уплотненной области (ядра) в лобовой части анкера, влияющее на формирование формы тела сдвига. Предполагаемая гипотеза будет проверена в ходе натурных экспериментальных исследований.

Анализ образования пластических точек в торце заделки анкера при нагружении показал, что для анкеров средней длины срыв по торцу анкера и боковой поверхности происходит одновременно. Для длинных анкеров срыв анкера по торцу происходит до достижения предельной нагрузки, то есть сначала анкер срывается по торцу, а затем по боковой поверхности. Для коротких анкеров ситуация обратная – при достижении несущей способности срыв происходит именно по боковой поверхности, а срыв по торцу происходит только при потере несущей способности.

В целом для анкеров с короткой заделкой величина лобового сопротивления составила 10-20% от общей несущей способности, а для анкеров с заделкой средней длины – 6-10%, что дает ощутимый вклад в общую несущую способность. Для анкеров с длинной заделкой учитывать лобовое сопротивление не требуется, поскольку величина бокового сопротивления кратно превышает лобовое, а также ввиду того, что срыв по торцу происходит до достижения предельного состояния.

Список источников

1. Экспериментальные исследования несущей способности анкерных свай и расчетные методы ее определения / Д. Ю. Соловьев, А. И. Харичкин, С. В. Курилло [и др.] // Геотехника.– Том XI. – № 1. – С. 44-54. https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-1-44-54.

2. Малый, И. М. Расчет несущей способности по грунту и применение микросвай «Титан» для крепления подпорных конструкций / И. М. Малый, А. В. Козлов // Метро и тоннели. – 2011. – № 4. – С. 30-33.

3. Малинин, Д. А. Несущая способность винтовых анкеров «Атлант» / Д. А. Малинин // Жилищное строительство. – 2012. – № 9. – С. 46-49.

4. Barley A.D. Theory and practice of the Single Bore Multiple Anchor system. Anker in Theorie and Praxis. Proc. Int. Symposium Salzburg. Balkema Rotterdam. Oct. 1995. Pp. 293−301.

5. Littlejohn G.S. Design estimation of the ultimate load-holding capacity of ground anchors. Ground Engineering. 1980. No. 13 (8). Pp. 25−39.

6. Hoyt R.M., Chance A., Clemence S.P. Uplift capacity of helical anchors in soil. Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1989. No. 12. Pp. 1019–1022.

7. Tang Ch., Phoon K.-K. Model uncertainty of cylindrical shear method for calculating the uplift capacity of helical anchors in clay. Engineering Geology. 2016. No. 207. Pp. 14−23. DOI: 10.1016/j.enggeo.2016.04.009.

8. Yuan C., Hao D., Chen R., Zhang N. Numerical Investigation of Uplift Failure Mode and Capacity Estimation for Deep Helical Anchors in Sand. Journal of Marine Science and Engineering. 2023. No. 11. 1547. DOI: 10.3390/ jmse11081547.

© Афанасьев Н. А., Харичкин А. И., Соловьев Д. Ю., 2026

УДК 69.003
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-426-432

УПРАВЛЕНИЕ ЖИЗНЕННЫМ ЦИКЛОМ ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА В УСЛОВИЯХ ПОДРАБОТАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ Г. ШАХТЫ

А. Ю. Прокопов[1], А. Д. Греков[2]

[1]Донской государственный технический университет, г. Ростов-на-Дону, Россия
[2]Институт сферы обслуживания и предпринимательства (филиала) ДГТУ, г. Шахты, Россия

Аннотация. *Рассматриваются особенности управления жизненным циклом объектов строительства, размещённых в пределах подработанных территорий г. Шахты Ростовской области. На основе накопленного массива инженерно-геологических, гидрогеологических и градостроительных данных выполнен анализ ключевых геоэкологических и геотехнических факторов, формирующих условия работы оснований и фундаментов зданий на подрабатываемых и подтопляемых территориях. С позиций концепции жизненного цикла объекта строительства показано, как указанные факторы влияют на принятие решений на стадиях инженерных изысканий, проектирования, строительства, эксплуатации и ликвидации (консервации) объектов. Показано, что переход к риск-ориентированному управлению жизненным циклом в условиях города Шахты требует интеграции информации о подработке и подтоплении в систему градостроительного регулирования и в практику инженерного обоснования решений на всех стадиях жизненного цикла.*

Ключевые слова: *жизненный цикл объекта строительства, подработанные территории, город Шахты, подтопление, основания и фундаменты, геотехнические риски, управление жизненным циклом*

MANAGEMENT OF THE LIFE CYCLE OF CONSTRUCTION FACILITIES IN THE SUBSIDED TERRITORIES OF SHAKHTY CITY

A. Yu. Prokopov[1], A. D. Grekov[2]

[1]Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
[2]Institute of Service and Entrepreneurship (branch) of Don State Technical University, Shakhty, Russia

Annotation. *The article examines the specifics of managing the life cycle of construction facilities located within subsided territories of the city of Shakhty, Rostov Oblast. Based on an accumulated dataset of engineering-geological, hydrogeological, and urban planning data, an analysis has been conducted of the key geoecological and geotechnical factors that shape the performance conditions of building foundations and subgrades in subsided and flood-prone areas. From the perspective of the construction facility life cycle concept, the article demonstrates how these factors influence decision-making across the stages of engineering surveys, design, construction, operation, and decommissioning (conservation) of facilities. It is shown that transitioning to risk-oriented life cycle management in the city of Shakhty requires integrating subsidence and flooding data into the urban planning regulatory framework and engineering justification practices at all life cycle stages.*

Keywords: *construction facility life cycle, subsided territories, Shakhty city, flooding, foundations and subgrades, geotechnical risks, life cycle management*

Введение

Жизненный цикл объекта капитального строительства традиционно рассматривается как совокупность взаимосвязанных этапов от возникновения замысла и проведения инженерных изысканий до эксплуатации и полной ликвидации (сноса) объекта, включая возможные стадии реконструкции и капитального ремонта. Для каждого этапа жизненного цикла принимаются управленческие решения, определяющие не только стоимость реализации проекта, но и долговечность, надёжность и безопасность объекта на протяжении всего периода его существования [1].

В условиях сложных инженерно-геологических и геоэкологических обстановок, типичных для старопромышленных и угледобывающих регионов, управление жизненным циклом объектов строительства приобретает выраженную риск-ориентированную направленность. В частности, подработанные и подтопляемые территории характеризуются изменённым напряжённо-деформированным состоянием массива горных пород, нарушенным гидрогеологическим режимом, опасностью газовыделения и провалов, что принципиально влияет на условия работы оснований и фундаментов зданий и сооружений.

Город Шахты Ростовской области относится к числу крупных постугольных центров Восточного Донбасса, где в результате многолетней подземной угледобычи и последующей массовой ликвидации шахт сформировался комплекс неблагоприятных факторов: подработанные толщи, провалоопасные зоны, техногенное подтопление, газовыделение, деформации земной поверхности. Эти факторы необходимо системно учитывать при управлении жизненным циклом как проектируемых, так и существующих объектов строительства.

Цель работы — на основе материалов по городу Шахты выделить основные геоэкологические и геотехнические факторы подработанных территорий и показать, каким образом они должны учитываться при управлении жизненным циклом объектов строительства на стадиях инженерных изысканий, проектирования, строительства, эксплуатации и ликвидации (консервации).

Особенности подработанных территорий г. Шахты как объекта управления жизненным циклом

Город Шахты исторически развивался как угледобывающий центр, на территории которого к концу XX века действовали десятки шахт с различной глубиной и системой разработки пластов. Массовая реструктуризация угольной промышленности, проведённая в 1990–2000-е гг., привела к закрытию десяти шахт внутригородского размещения, формированию обширных зон подработки и затопления выработанного пространства, а также к нарушению режима подземных и поверхностных вод [5].

В результате на территории города сформировались:

– подработанные зоны с неоднородными осадками, развитием трещин и проседаний;

– провалоопасные участки над стволами, шурфами, выработками и геологоразведочными скважинами;

– зоны техногенного подтопления, характеризующиеся подъёмом уровней грунтовых и шахтных вод, заболачиванием, затоплением подвалов;

– участки газовыделения с выходом на поверхность шахтных газов и «мёртвого воздуха».

Одновременно городская территория сложена сложнопостроенными толщами каменноугольных, неогеновых и четвертичных отложений, включающих просадочные и набухающие грунты, что дополнительно осложняет условия работы оснований и фундаментов.

Перечисленные особенности подработанных территорий напрямую влияют на надёжность и долговечность объектов строительства и должны рассматриваться как ключевые управляющие факторы на всех стадиях жизненного цикла.

Основные геоэкологические и геотехнические факторы подработанных территорий

С точки зрения управления жизненным циклом объектов строительства на подработанных территориях города Шахты можно выделить следующие основные группы факторов:

1. Горно-геологические и техногенные факторы:

подработанные толщи, глубина и схема отработки пластов, наличие провалоопасных зон, незадокументированные выработки, стволы и скважины, возможные тектонические нарушения и сдвиги. [3]

2. Гидрогеологические и водно-экологические факторы:

изменение уровней грунтовых и шахтных вод, формирование техногенных водоносных горизонтов, подтопление и заболачивание территории, агрессивность подземных и шахтных вод по отношению к материалам фундаментов и подземных конструкций. [4]

3. Геотехнические характеристики грунтов основания:

наличие просадочных, набухающих, слабых и неоднородных грунтов, изменчивость модуля деформации и расчётного сопротивления при замачивании и подтоплении основания.

4. Газогеохимические факторы:

выход шахтных газов и «мёртвого воздуха» на дневную поверхность по трещинам, скважинам, стволам и подземным коммуникациям, опасность их проникновения в подвалы и подполы зданий.

5. Градостроительные и конструктивные факторы: плотность и возраст застройки, типы фундаментов и конструктивных схем, наличие или отсутствие инженерной защиты (дренажи, гидроизоляция, противофильтрационные и противогазовые мероприятия), фактическое техническое состояние объектов.

Взаимодействие указанных факторов во времени определяет сценарии изменения условий эксплуатации зданий и сооружений и, следовательно, должно учитываться при управлении жизненным циклом.

Влияние факторов подработки на стадии жизненного цикла объектов строительства

Стадия инженерных изысканий

На подработанных территориях стадия инженерных изысканий становится ключевой для последующего управления жизненным циклом объектов. По отношению к обычным условиям необходим расширенный состав изысканий, включающий:

– детализированное инженерно-геологическое и гидрогеологическое обследование с оценкой влияния затопления шахт и изменения уровней грунтовых вод;

– анализ горно-геологической информации: границы горных отводов, планы горных работ, данные о ликвидации выработок, стволов и скважин;

– идентификацию провалоопасных зон и участков потенциальных техногенных деформаций;

– оценку агрессивности подземных вод и газогеохимической обстановки.

Результатом изысканий должны быть не только традиционные отчёты, но и актуализация специализированной геоинформационной модели территории, позволяющей фиксировать выявленные риски и использовать их на последующих стадиях жизненного цикла.

Стадия проектирования

На стадии проектирования управление жизненным циклом заключается в выборе таких решений по планировке, конструкциям и инженерной защите, которые обеспечат приемлемый риск и долговечность объекта в условиях подработки и подтопления.

С учётом факторов подработанных территорий города Шахты на стадии проектирования необходимо:

– учитывать данные о подработке и провалоопасных зонах при выборе площадки и планировочных решений, избегая размещения особо ответственных объектов в зонах максимального риска;

– выбирать типы оснований и фундаментов (свайные, комбинированные, усиленные плитные решения) с учётом возможных деформаций основания, изменения прочностных характеристик грунтов при подтоплении и агрессивности вод;

– предусматривать инженерную защиту от подтопления (дренажные системы, регулирование водоотлива, противофильтрационные мероприятия) и от газовыделения (вентиляция, газоизоляция, системы контроля);

– закладывать возможности мониторинга и доступа к конструкциям на стадии эксплуатации (датчики, репера, смотровые устройства).

Таким образом, проектные решения на подработанных территориях должны рассматриваться через призму совокупной стоимости владения объектом и затрат на защиту и ремонт в течение всего жизненного цикла.

Стадия строительства

На стадии строительства основное влияние подработанных условий связано с требованиями к организации производства работ, контролю качества и оперативному реагированию на выявленные геотехнические аномалии.

Для условий города Шахты можно выделить следующие аспекты:

– необходимость оперативного уточнения инженерно-геологических условий при вскрытии котлованов, в том числе фиксации притоков грунтовых и шахтных вод, слабых прослоев, проявлений газовыделения;

– корректировка проектных решений при выявлении расхождений фактических и расчётных характеристик основания;

– тщательный контроль качества дренажных и гидроизоляционных систем, а также элементов усиления оснований и фундаментов;

– обеспечение безопасности строительно-монтажных работ с учётом возможных локальных деформаций и провалов.

Качественное исполнение решений, принятых на стадии проектирования, критично для дальнейшей эксплуатации объекта в условиях подработки и подтопления.

Стадия эксплуатации

Эксплуатационный этап является наиболее продолжительным и именно на нём возвращаются вложенные инвестиции, тогда как все предыдущие стадии являются затратными. В условиях подработанных территорий эксплуатация должна рассматриваться как активно управляемый процесс, включающий:

– регулярный мониторинг состояния оснований, фундаментов и надземных конструкций (осадочные и трещиномерные наблюдения, оценка кренов, обследование подполий и подвалов);

– контроль уровней грунтовых и шахтных вод, эффективности дренажных и водоотливных систем, состояния инженерных коммуникаций;

– газовый мониторинг в подвалах и подземных пространствах на участках потенциального газовыделения;

– анализ и учёт дефектов и повреждений в специализированной базе данных/ГИС с привязкой к микрорайонам и типам геотехнических условий.

На основании результатов мониторинга принимаются решения о текущем ремонте, усилении, реконструкции либо ограничении эксплуатации отдельных элементов или объекта в целом. Такой подход соответствует современным представлениям о риск-ориентированном управлении жизненным циклом зданий и сооружений.

Стадия ликвидации (консервации)

В ряде случаев, особенно для старого фонда, расположенного в наиболее неблагоприятных по геотехническому состоянию микрорайонах, управленчески оправданной может быть ликвидация или консервация объекта. На подработанных территориях эти решения должны увязываться:

– с прогнозом дальнейшего развития деформаций основания и инженерно-геологических процессов;

– с планами дальнейшего использования территории (создание зелёных зон, специальных режимных площадок, инженерной инфраструктуры);

– с необходимостью обеспечения безопасности прилегающей застройки при демонтаже фундаментов и подземных частей.

На стадии ликвидации важно не только безопасно вывести объект из эксплуатации, но и минимизировать негативное влияние на окружающую застройку и геологическую среду, что является частью общего управления жизненным циклом строительного фонда на подработанных территориях.

Заключение

Подработанные и подтопляемые территории города Шахты характеризуются комплексом геоэкологических и геотехнических факторов, включая подработанные толщи, провалоопасные и газоопасные зоны, изменение гидрогеологического режима и наличие просадочных и агрессивных грунтов, которые существенно влияют на условия работы оснований и фундаментов объектов строительства.

Управление жизненным циклом объектов строительства в таких условиях требует расширенного состава и глубины инженерных изысканий, учёта факторов подработки и подтопления при проектировании, повышенного контроля качества на стадии строительства и организации системного мониторинга в эксплуатации.

На всех стадиях жизненного цикла — от изысканий и проектирования до эксплуатации и ликвидации (консервации) — решения должны носить

риск-ориентированный характер и базироваться на комплексной оценке геотехнических условий, реализуемой, в том числе, с применением специализированных геоинформационных систем и микрорайонирования городской территории.

Практическая реализация подходов к управлению жизненным циклом объектов строительства в условиях подработанных территорий города Шахты способствует снижению геотехнических рисков, оптимизации затрат на ремонт и усиление и повышению безопасности и устойчивости городской застройки в долгосрочной перспективе.

Список источников

1. Адамцевич, Л.А. Управление жизненным циклом жилых зданий и инфраструктурных объектов в проектах комплексного развития территорий / Л. А. Адамцевич // Вестник МГСУ. – 2025. – Т. 20. – № 6. – С. 957-966. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.6.957-966.

2. Сафарян, Г. Б. Жизненный цикл объекта строительства как часть строительной системы / Г. Б. Сафарян // Строительное производство. – 2023. – № 2. – С. 62-65. DOI: 10.54950/26585340_2023_2_62.

3. Модели природно-техногенных условий как основа зонирования подработанных территорий калийного месторождения по степени экономического риска / Р. Ф. Мамаев [и др.] // Геоэкология. Инженерная геология, гидрогеология, геокриология. – 2020. – № 3. – С. 91-96.

4. Строкова, Л. А. Природные и антропогенные факторы, обусловливающие активность геологических процессов городской территории (на примере Абаканской агломерации) / Л. А. Строкова, Д. Ю. Сагалаков // Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов. – 2024. – Т. 335. – № 9. – С. 94-106. DOI: 10.18799/24131830/2024/9/4771.

5. Прокопов, А. Ю. Проблемы обеспечения безопасности городской застройки на подработанных территориях Восточного Донбасса / А. Ю. Прокопов, В. Н. Жур, Я. С. Рубцова // Сергеевские чтения. Инженерная геология и геоэкология. Фундаментальные проблемы и прикладные задачи. – 2016. – № 18. – С. 346-351.

© Прокопов А. Ю., Греков А. Д., 2026

УДК 624.131
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-433-445

ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ СО СТУПЕНЧАТОЙ ПОДОШВОЙ

А. Н. Богомолов[1], О. А. Богомолова[2], С. А. Богомолов[3], А. В. Редин[4]

[1]ООО «Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие “ОиФ”», г. Новосибирск, Россия,
[2]Волгоградский государственный технический университет, г. Волгоград, Россия,
[3]Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия,
[4]АО «Черномортранснефть», База производственного обслуживания, Участок геологических и инженерно-изыскательских работ, Россия

Аннотация. *Приведены результаты конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния однородного основания ленточного фундамента со ступенчатой подошвой, в результате которого описан процесс образования областей пластических деформаций и определены величины критических нагрузок, соответствующие определенным этапам развития ОПД, выполнен расчет осадок ступенчатого фундамента. Полученные результаты были сопоставлены с соответствующими значениями критических нагрузок и осадок, полученных для таких же грунтовых условий при помощи аналогичного расчета для равного по ширине ленточного фундамента с плоской подошвой при разной ее толщине. Установлено, что величины расчетных нагрузок для фундаментов с разными видами подошвы практически одинаковы, а осадки ступенчатого фундамента оказались при всех прочих равных условиях на 37,2 % меньше осадок фундамента с плоской подошвой. Отмечается, что аналогичный результат получен сторонними авторами при проведении экспериментальных исследований. Делается вывод о необходимости проведения исследования работы ступенчатых фундаментов в различных грунтовых условия.*

Ключевые слова: *ленточные фундаменты с плоской и ступенчатой подошвой, напряженно-деформированное состояние, области пластических деформаций, критические нагрузки, осадки*

ON THE FEASIBILITY OF USING STRIP FOUNDATIONS WITH A STEPPED BASE

A. N. Bogomolov[1], O. A. Bogomolova[2], S. A. Bogomolov[3], A. V. Redin[4]

[1]«OiF» Research and Design Expert and Consulting Company LLC, Novosibirsk, Russia
[2]Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia
[3]Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia
[4]JSC «Chernomortransneft», Production Service Base, Geological and Engineering Survey Department, Russia

Annotation. *The article presents the results of a finite element analysis of the stress-strain state of a homogeneous base of a strip foundation with a stepped base. This analysis describes the process of formation of plastic deformation zones and determines the values of critical loads corresponding to specific stages of PDZ development and also includes a settle-*

ment calculation for the stepped foundation. All obtained results were compared with the corresponding values of critical loads and settlements obtained for the same soil conditions using an analogous calculation for a strip foundation of equal width but with a flat base of varying thickness. It was established that the calculated load values for foundations with different base types are practically identical, while the settlements of the stepped foundation, all other conditions being equal, were 37.2% less than the settlements of the foundation with a flat base. It is noted that a similar result was obtained by independent researchers during experimental studies. A conclusion is drawn about the necessity of further research into the performance of stepped foundations under various soil conditions.

Keywords: *strip foundations with flat and stepped bases, stress-strain state, zones of plastic deformation, critical loads, settlements*

Введение

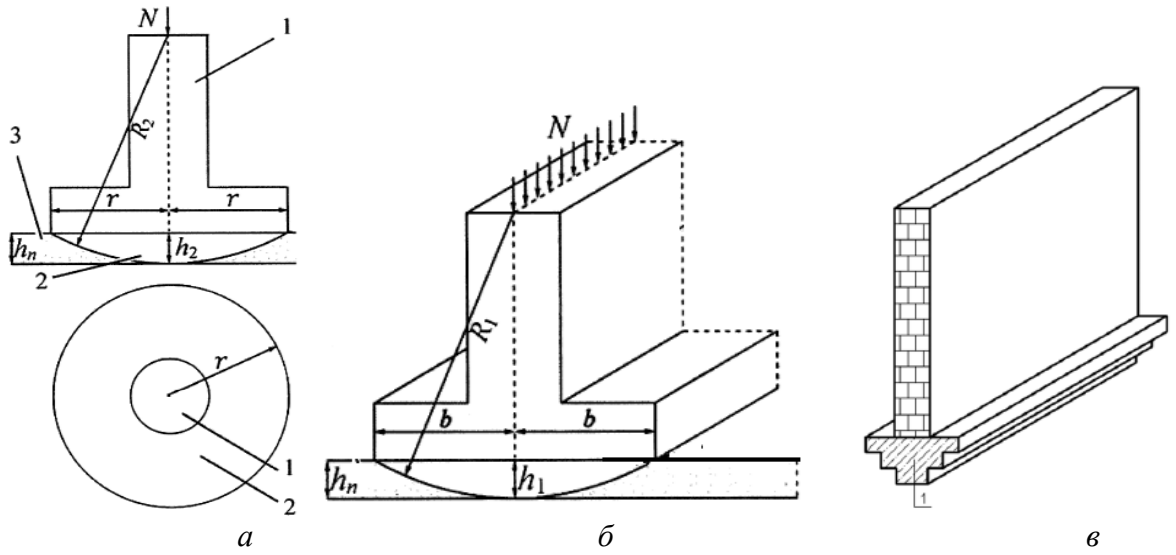
Как театр начинается с вешалки, так любое здание гражданского или промышленного назначения начинается с его наиболее ответственной части — фундамента. Эта часть является весьма материалоемкой и трудозатратной, совокупная стоимость «нулевого» цикла зданий с фундаментами мелкого заложения в большинстве случаев составляет 10 % и более стоимости возводимого объекта.

Наиболее распространенными мало заглубленными фундаментами при возведении малоэтажных зданий являются ленточные и отдельно стоящие столбчатые фундаменты [1–3].

В последнее время появилось достаточно много исследований [4–6], посвященных изучению влияния формы подошвы фундаментов (очертания ее горизонтальной проекции) мелкого заложения на распределение напряжений в активной зоне фундамента, несущую способность основания и осадки фундаментной конструкции. Результаты этих исследований показывают, что при рассмотрении конкретных геотехнических задач, отступление от канонических форм подошвы фундаментов мелкого заложения — ленты и прямоугольной плиты — дает возможность подобрать такое ее очертание, которое позволяет при всех прочих равных условиях увеличить несущую способность основания, или уменьшить осадки фундамента, или снизить материалоемкость и трудоемкость строительства нулевого цикла и так далее. Подошвы фундаментов, имеющих такие очертания, будут рациональными только для тех грунтовых условий и внешних нагрузок, которые соответствуют решаемой проектной задаче.

Отметим, аналогично авторам работы [7], что фундаменты можно характеризовать не только геометрической формой отпечатка его тела на горизонтальной поверхности основания (формой подошвы или ее очертанием), но и формой поверхности подошвы (поверхности опирания), которая может быть плоской, выпуклой, вогнутой, ступенчатой и так далее. В подавляющем числе случаев поверхность подошвы фундамента бывает плоской, но в то же время имеется целый ряд работ, где она не является таковой.

Так, в работах [8, 9] рассматриваются фундаменты с выпуклой подошвой, в работах [10–12] — с вогнутой, в работах [13–15] — исследуется напряженно-деформированное состояние оснований штампов с подошвами, имеющими форму части круглого цилиндра, наклонной плоскости и параболической поверхности. В патенте [16] описаны ленточный и круглый фундаменты с круглоцилиндрической и сферической подошвами, а в работах [17, 18] описаны преимущества ступенчатого фундамента. Изображения этих фундаментов приведены на рис. 1.



а *б* *в*

Рис. 1. Круглый (*а*) и ленточный (*б*) фундаменты с круглоцилиндрической и сферической формой подошвы, ленточный ступенчатый фундамент (*в*) [16, 18]

В настоящей работе поставлена задача провести конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) основания ступенчатого фундамента, на основании которого необходимо определить величины расчетного сопротивления, предельно допустимой нагрузки на основание и осадок ступенчатого фундамента, размеры которого приведены на рис. 2а и в [17, рис. 1].

Необходимо провести сравнение численных значений этих величин с аналогичными значениями, полученными для ленточного фундамента соответствующих размеров. Для этого выполнены расчеты всех перечисленных выше величин при условии, что в обоих случаях расчетные конечно-элементные схемы имеют одинаковые геометрические размеры и степень дискредитации, а численные значения физико-механических свойств слагающих грунтов и параметры внешней нагрузки равны.

Материалы и методы

При помощи компьютерной программы *FEA* [19], разработанной авторами, выполнены все необходимые расчеты для ленточных ступенчатого (см. рис. 2) и фундамента с плоской горизонтальной подошвой, ширина которых одинакова.

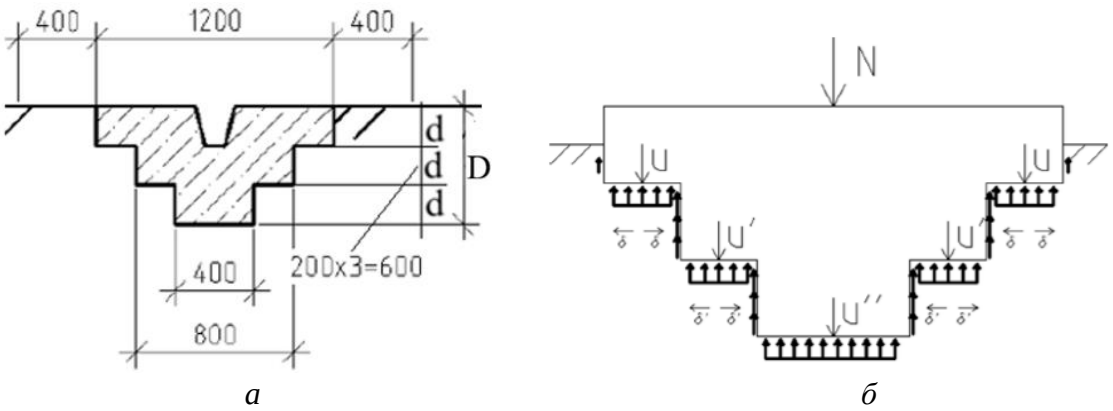


Рис. 2. Геометрические размеры (в мм) фундамента со ступенчатой подошвой и схема его взаимодействия с основанием [17]

Толщина ленточного фундамента h последовательно принимала значения, равные $h = d$; $2d$; $2d$ (рис. 2*а*). Очевидно, что при $h = 2d$, объем погонного метра ленточного фундамента будет равен объему погонного метра ступенчатого фундамента, что означает их одинаковую материалоемкость по бетону.

Отметим, что все переменные расчетные параметры кроме тех, что определяют форму поперечного сечения фундаментов, были одинаковыми при проведении всех вариантов расчетов.

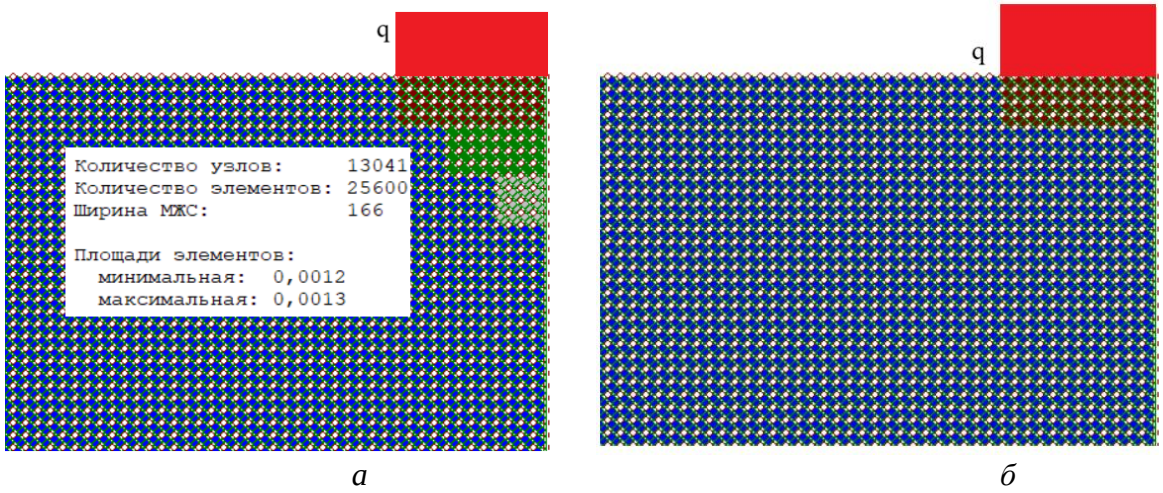


Рис. 3. Фрагменты расчетных схем для фундаментов со ступенчатой (*а*) и плоской (*б*) подошвой

Так как вертикальные сечения ленточных фундаментов со ступенчатой и плоской подошвой (плоская задача) симметричны относительно вертикальной оси, проходящей через их середины, то при конечно-элементном анализе НДС, вычислении критических нагрузок и осадок, достаточно рассмотреть половины фундаментов, составив соответствующие расчетные схемы.

Расчетные схемы (рис. 3) состоят из 25600 одинаковых треугольных элементов, сопряженных в 13041 узле. Наложены тривиальные граничные условия в перемещениях: на вертикальных границах РС невозможны горизонтальные перемещения, а вертикальные не ограничены, на горизонтальной границе, напротив, невозможны вертикальные перемещения, а горизонтальные не ограничены, нижние угловые точка – жестко закреплены. Вертикальный и горизонтальный размеры РС заданы в долях ширины фундамента L = 1,2 м (см. рис. 2): ширина расчетной схемы принята равной 8L, а высота – 6L, при таких размерах РС, наложенные на нее граничные условия незначительно влияют на результаты вычислений [20]. В точках расчетной схемы, расположенных на поверхности фундаментов, выполняется условие полного прилипания.

При проведении расчетов считаем, что основание сложено суглинком $0{,}25 \leq I_L \leq 0{,}5$, e = 0,45, удельный вес γ = 18,15 кН/м^3; сцепление c = 34 кПа, угол внутреннего трения $\varphi = 23^o$, модуль деформации E_o = 40 МПа, коэффициент бокового давления ξ_o = 0,44.

Считаем, что фундаменты изготовлены из бетона В30, имеющего удельный вес 22 кН/м^3, модуль упругости $E = 32{,}5 \cdot 10^3$ МПа, коэффициент Пуассона ν = 0,13.

Отметим, что вертикальный размер расчетной схемы при вычислении вертикальных перемещений (осадок) фундаментов определен отдельно (см. ниже) из условия его равенства толщине сжимаемой толщи, которая определена согласно п. 5.6.41 СП 22.13330.2026.

Анализ напряженного состояния, вычисление критических нагрузок и осадок

Поля напряжений в активной зоне фундамента

На рис. 4 представлены изображения изолиний трех компонент напряжения, возникающего в активной зоне фундамента с плоской подошвой (рис. 4*а–в*) и фундамента со ступенчатой подошвой (рис. 4*г–е*), которые вычислены с учетом жесткости фундаментной конструкции. Как и следовало ожидать в точках контакта фундаментов с грунтом и в угловых точках фундаментов наблюдаются значительные концентрации напряжений, которые, впрочем, достаточно быстро рассеиваются. Форма изолиний всех трех компонент напряжений симметричны относительно вертикальной оси, проходящей через середину фундамента. Компоненты σ_x и σ_z в соответствующих точках имеют по обе стороны от оси симметрии одинаковые знаки, а компоненты касательного напряжения τ_{zx} – противоположные. Ниже показано, что эти отличия влияют на процесс образования пластических областей в основании фундаментов и их осадки.

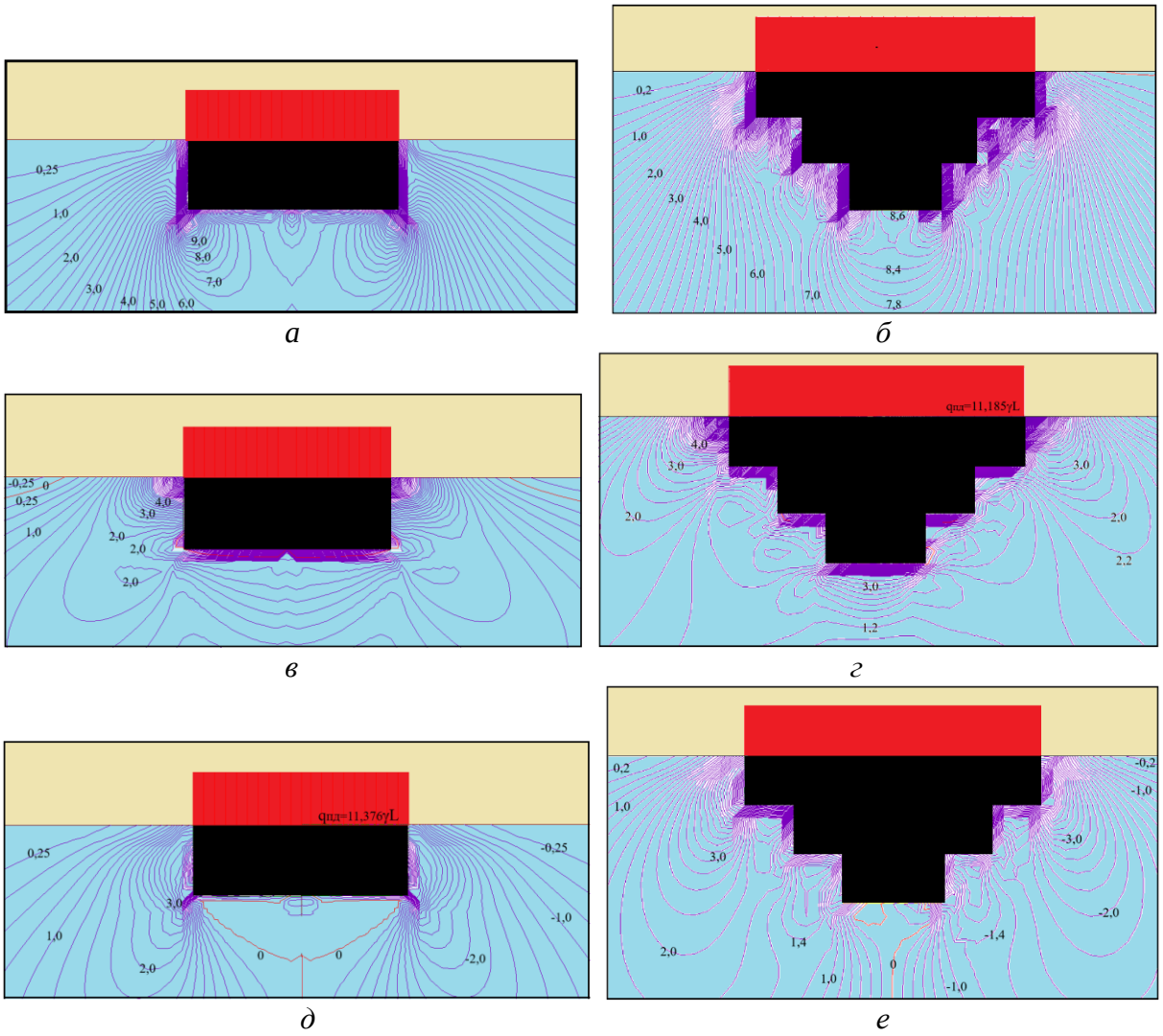


Рис. 4. Изолинии безразмерных (в долях γD) вертикальных σ_z, горизонтальных σ_x и касательных τ_{xz} напряжений в активной зоне ленточных фундаментов одинаковой ширины с плоской (*а*; *б*; *в*) и ступенчатой (*г*; *д*; *е*) подошвой соответственно при величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки, соответствующим ее предельно допустимым значениям

Процесс развития областей пластических деформаций

Предельные нагрузки

Развитие кулоновских областей пластических деформаций [21, 22] под подошвой плоского фундамента проходит по классической схеме: ОПД образуются под угловыми точками и при увеличении нагрузки растут и вверх, достигая дневную поверхности, и вниз под подошву фундамента.

Как это принято, можно выделить две критические нагрузки: расчетное сопротивление R, когда пластические области развиваются на глубину, равную четверти фундамента ($L/4$), и предельно допустимую нагрузку $q_{пд}$, когда происходит смыкание ОПД под подошвой фундамента (см. рис. 5*а,б*).

Увеличение глубины развития пластических областей проходит не равномерно – на рис. 5*в* изображена графическая зависимость вида $z/L=f(q)$, которая, как видно, аппроксимируется с достоверностью 98 % экспоненциальной функцией.

На рис. 5*г* приведены графические интерпретации зависимостей вида $R = f(d/D)$ и $q_{pr} = f(d/D)$, котрые показывают, что величина расчетного сопротивления и предельно допустимо нагрузки практически линейно зависят от толщины фундамента – при увеличении толщины фундаментной ленты от d до $3d = D/2$ (см. рис. 2*а*) величина R увеличивается на 16,13 %, а величина $q_{пд}$ – на 8,8 %.

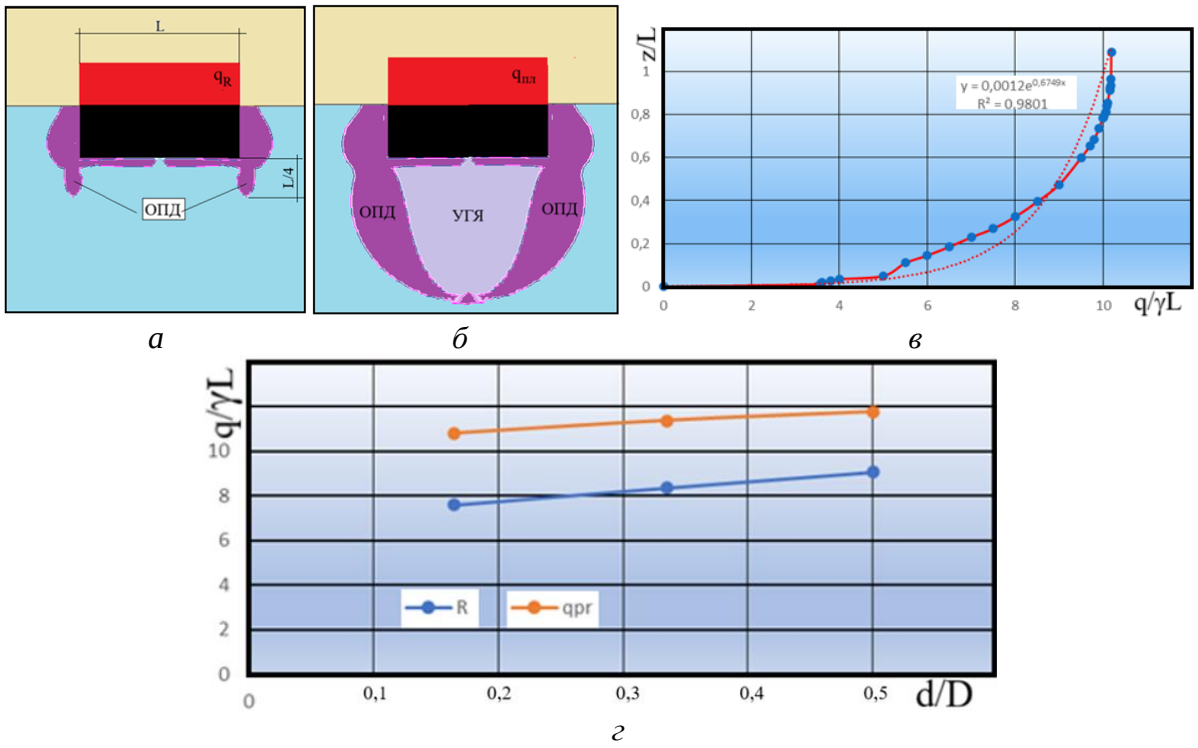


Рис. 5. Области пластических деформаций в основании ленточного фундамента с плоской подошвой при величине интенсивности внешнего воздействия, рановному расчетному сопротивлению (*а*) и предельно допустимой нагрузке (*б*), графические зависимости глубины развития пластических областей от интенсивности внешнего воздействия (*в*) и графические зависимости величины расчетного сопротивления $R = f(d/D)$ и предельно допустимой нагрузки $q_{pr} = f(d/D)$ для основания плоского фундамента в зависимости от его толщины

Забегая несколько вперед, отметим, что осадки ленточного фундамента толщиной $2d$, что соответствует равной материалоемкости со ступенчатым фундаментом по бетону (см. выше), при величине нагрузки, равной ее предельно допустимому значению $q_{пд} = 11{,}376\gamma L$, на 20,89 % больше, чем при нагрузке, соответствующей расчетному сопротивлению $R = 8{,}35\gamma L$ (см. рис. 6).

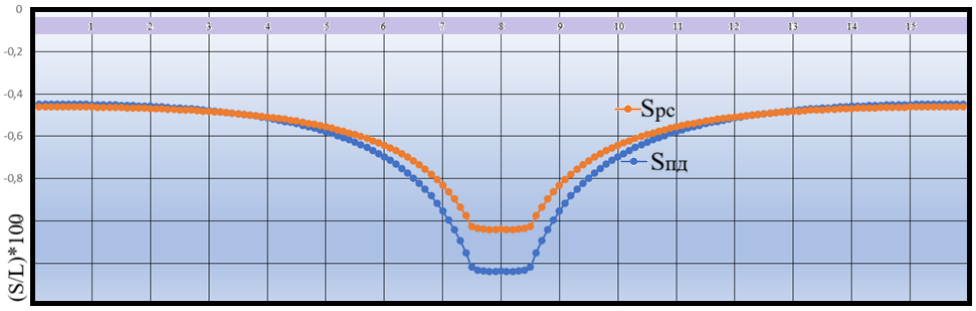
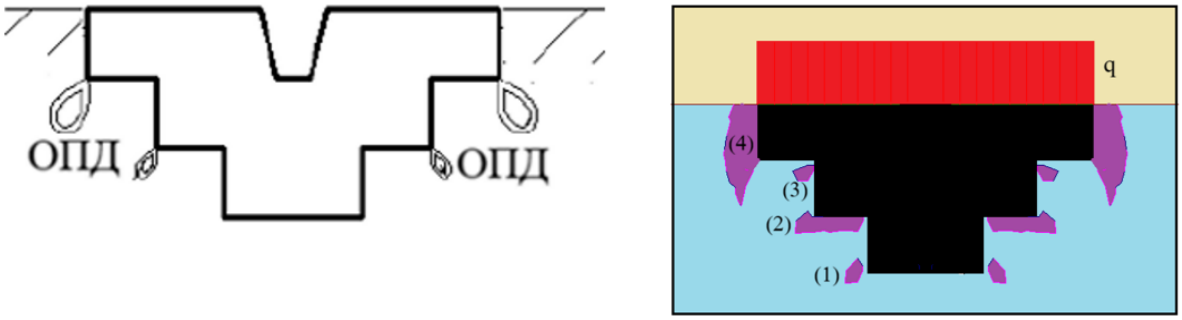


Рис. 6. Эпюры осадок точек (вертикальных перемещений), расположенных на прямой, касательной к плоской подошве ленточного фундамента при величинах интенсивности внешней нагрузки равных величине расчетного сопротивления Spc и предельно допустимой нагрузке $S_{пд}$

Развитие пластических областей под подошвой ступенчатого фундамента, по нашим расчетам, отличается от соответствующей картины, описанной в работе [17] (см. рис. 7*а*).

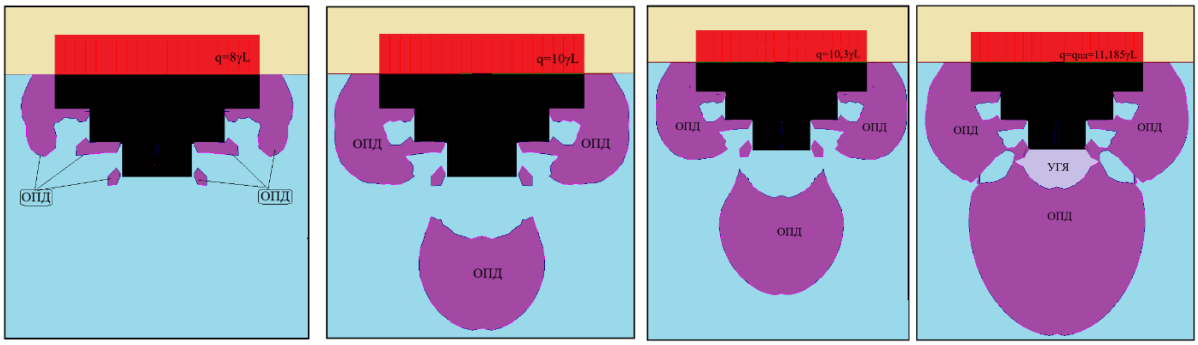
Сначала, при нагрузке равной $q = 2{,}7\gamma L$, ОПД зарождаются под нижними угловыми точками ступенчатого фундамента (область *1*, см. рис. 7*б*). Затем при $q=3{,}05\gamma L$ развитие пластических областей начинается в области *2*, при $q= 3{,}7\gamma L$ – в области *3* и, наконец, при $q=4{,}6\gamma L$ – в области *4*. В случае ступенчатого фундамента невозможно определить величину расчетного сопротивления *R* из условия развития ОПД под краями фундамента на глубину *L*/4, так как при этом значении *q* области пластических деформаций под другими угловыми точками фундамента развиты на гораздо большую глубину.



а *б*

Рис. 7. Процесс зарождения областей пластических деформаций в основании ступенчатого фундамента по версии работы [17] (*а*) и по версии компьютерной программы *FEA* [19] (*b*)

На рис. 8 приведены изображения областей пластических деформаций, которые образовываются в активной зоне основания фундамента со ступенчатой подошвой при различных значениях интенсивности внешнего воздействия, причем, ОПД на рис. 8*б* соответствует величине интенсивности внешней нагрузки, равной ее предельно допустимому значению $q = 11{,}185\gamma L$.



а *б* *в* *г*

Рис. 8. Области пластических деформаций под подошвой ступенчатого фундамента при величинах интенсивности внешней равномерно распределенной нагрузки $q = 8\gamma L$ (*а*), $q = 10\gamma L$ (*б*), $q = 10{,}3\gamma L$ (*в*) и $q = q_{пд} = 11{,}185\gamma L$

Расчеты показали, что в этом случае нижняя точка границы пластической области находится на глубине $1{,}62L$, а соответствующая точка в случае плоского фундамента – на глубине $1{,}21L$ (рис. 5*b*). Величины предельно допустимых нагрузок, равные соответственно $q_{пд}^{ступ}=11{,}185\gamma L$ и $q_{пд}^{плос}=11{,}376\gamma L$ для фундаментов со ступенчатой и плоской подошвой, отличаются всего на 1,7 %, причем, предельно допустимая нагрузка для основания ступенчатого фундамента меньше (см. рис. 9).

Осадки фундаментов

Для корректного определения осадок фундаментов до начала вычислений необходимо определить мощность сжимаемой толщи, которая определяется, как уже отмечалось выше, согласно п. 5.6.41 СП 22.13330.2026.

В результате вычислений при помощи программы *FEA* [19] для расчетной схемы, изображенной на рис. 3*б*, построены эпюры вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта и внешней нагрузки, равной $q_{пд}^{плос} = 11, 376\gamma L$ (рис. 9*а*), при условии, что фундаментная лента отсутствует (масштаб выбран таким образом, чтобы размеры рисунка были оптимальны, а сам рисунок читабельным). Исходя из выполнения условия $q_\sigma = 0{,}5q_\gamma$, мощность сжимаемой толщи определена равной $Z_{ст} = 4{,}2$ м.

Изменив вертикальный размер расчетной схемы, который при расчетах напряжений и построении ОПД был равен $6L = 7{,}2$ м, на $Z_{ст}$, построены эпюры осадок точек (вертикальных перемещений) расположенных на прямых, касательных к плоской подошве ленточного фундамента при его толщине равной d, $2d$, $3d$ – S_d; S_{2d} и S_{3d} соответственно и к подошве ступенчатого фундамента — $S_{ст}$ $q_{пд}^{плос} = 11{,}376\gamma L$ (*б*), которые приведены на рис. 9*б*. Анализ результатов вычислений показал, что максимальная осадка (осадка середины подошвы) ленточного фундамента с толщиной ленты равной $D/6 = d = 0{,}2$ м составляет $S_d = 1{,}49$ см; толщиной $2d$ – $S_{2d} = 1{,}42$ см и $3d$ – $S_{3d} = 1{,}23$ см. Максимальная осадка фундамента со ступенчатой подошвой равна $S_{ст} = 1{,}07$ см. Если сравнить величины осадок фундаментов со

ступенчатой подошвой и равного ему по материалоемкости фундаменту с плоской подошвой толщиной 2*d*, то окажется, что осадки последнего больше осадки ступенчатого фундамента на 32,7 %.

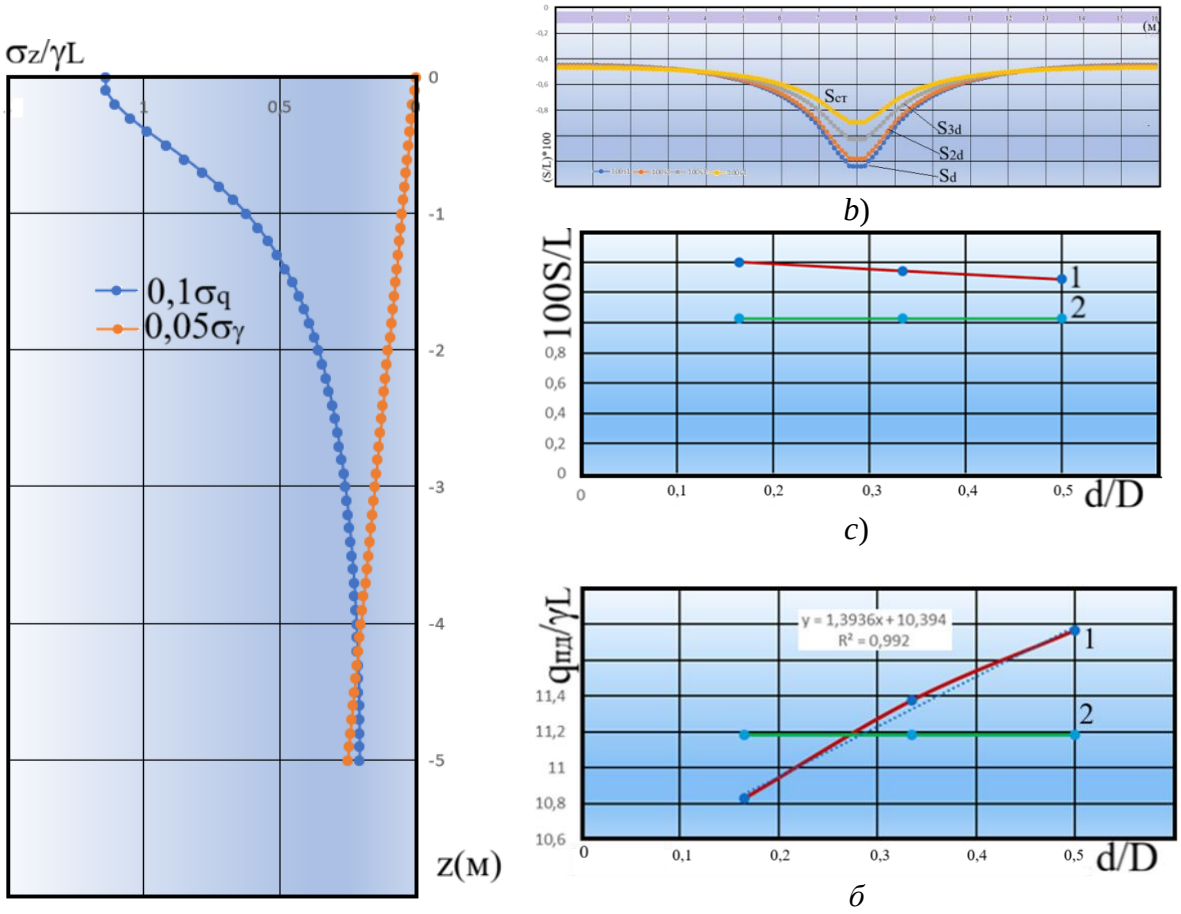
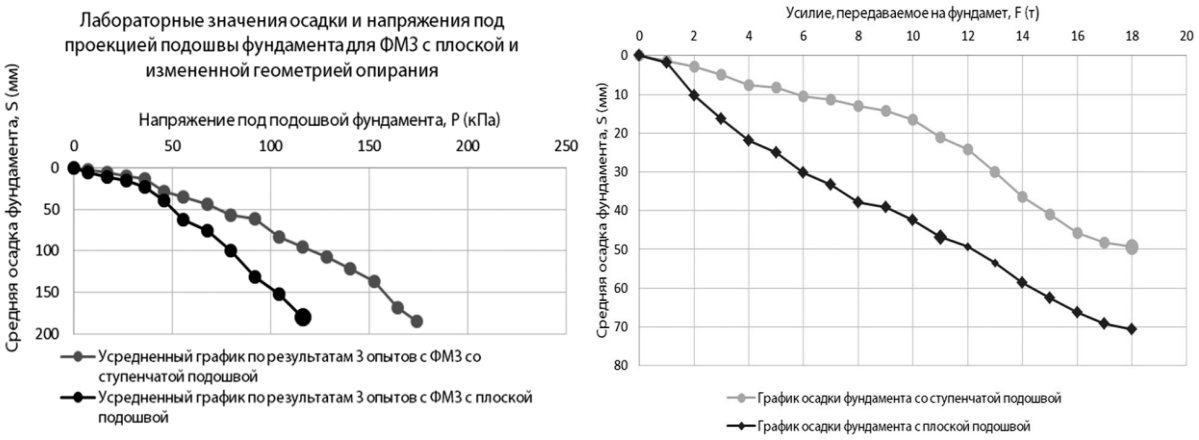


Рис. 9. Эпюры вертикальных напряжений для определения мощности сжимаемой толщи (*а*); эпюры осадок точек (вертикальных перемещений), расположенных на прямых, касательных к плоской подошве ленточного фундамента при его толщине равной *d*, 2*d*, 3*d* – S_d; S_{2d} и S_{3d} соответственно и к подошве ступенчатого фундамента – $S_{ст}$ $q_{пд}^{плос}$ = 11, 376γ*L* (*б*); графические зависимости вида *S* = *f*(*d*/*D*) и *S* = const для фундаментов с плоской *1* и ступенчатой *2* подошвой *с* и графические зависимости вида $q_{пд}$ = *f*(*d*/*D*) и $q_{пд}$ = const для фундаментов с плоской *1* и ступенчатой *2* подошвой *d*

Этот результат качественно согласуется с результатами экспериментальных исследований, приведенных В работе [18] приведены результаты лабораторных экспериментов и натурных испытаний по определению осадок моделей и реальных отдельно стоящих фундаментов с плоской и ступенчатой подошвой. Отмечается «что по результатам моделирования фундаменты со ступенчатой подошвой в зависимости от геологических условий, способа моделирования грунта и собственной геометрии продемонстрировали меньшую осадку (от 6 % до 28 %) по сравнению с фундаментами с плоской подошвой» (цитата). По итогам натурных испытаний

заявлено, что «фундамент с плоской подошвой на последней ступени испытаний сел на величину — 70,67 мм; фундамент со ступенчатой подошвой продемонстрировал осадку — 49,32 мм. Так, при прочих равных условиях фундамент со ступенчатой подошвой продемонстрировал осадку на 30,2 % меньше стандартного фундамента» (цитата).



а *б*

Рис. 10. Результаты лабораторного эксперимента (*а*) и натурного (*б*) экспериментов [18]

Эти экспериментальные данные находятся в соответствии с результатами выполненных авторами вычислений, которые говорят что осадки фундаментов с плоской подошвой на 37,2 % больше осадок фундамента со ступенчатой подошвой.

Заключение

Анализируя приведенные выше результаты сопоставительных расчетов, выполненных для конкретных условий, можно отметить следующее:

Изолинии всех компонент напряжения в активной зоне фундаментов имеют классические конфигурации. Численные значения напряжений в соответствующих точках активной зоны обоих фундаментов сопоставимы по величине.

Последовательность развития областей пластических деформаций под подошвой ступенчатого фундамента существенно отличается от той, что изображена на рис. 1 работы [17].

В случае ступенчатого фундамента невозможно определить величину расчетного сопротивления R из условия развития ОПД под краями фундамента на глубину, равную одной четверти его ширины ($L/4$), так как при этом значении q области пластических деформаций под другими угловыми точками фундамента развиты на гораздо большую глубину.

Численные значения величин предельно допустимых нагрузок на основание ступенчатого фундамента и ленточного фундамента, равному последнему по материалоемкости (толщина бетонной ленты $2d$), практически

одинаковы и составляют соответственно $q_{\text{пд}}^{\text{ступ}} = 11{,}185\gamma L$ и $q_{\text{пд}}^{\text{плос}} = 11{,}376\gamma L$. Разница составляет всего 1,7 %, причем, предельно допустимая нагрузка для основания ступенчатого фундамента меньше.

Максимальная осадка ленточного фундамента со ступенчатой подошвой на 32,7 % меньше осадки равного по материалоемкости ленточного фундамента с плоской подошвой. Возможно, это объясняется тем, что погонная площадь поверхности подошвы ступенчатого фундамента (ленты длиной 1 м) на 20 % больше соответствующей площади для ленточного фундамента толщиной 2*d* с плоской подошвой.

Учитывая вышесказанное, можно утверждать, что единственным преимуществом ступенчатого фундамента, выявленным для рассмотренных в статье условиях, является меньшая величина осадок. Этот результат качественно совпадает с результатами лабораторных и натурных испытаний, итоги которых опубликованы в работе [18]. Тем не менее считаем, что вопрос о целесообразности практического использования ленточных и отдельно стоящих фундаментов со ступенчатой подошвой требует дальнейших теоретических и экспериментальных исследований.

Список источников

1. Маклакова, Т. Г. Конструкции гражданских зданий: учебник / Т. Г. Маклакова, С.М. Нанасова. – М.: изд-во АСВ, 2002. – 272 с.

2. Сират, Д. Методика выбора эффективных технологии устройства фундаментов для малоэтажных зданий // Актуальные исследования. – 2023. – № 11 (141). – Ч. I. – С. 40-42. URL: https://apni.ru/article/5810-metodika-vibora-effektivnikh-tekhnologii-ustr.

3. Алексеев, С. И. Механика грунтов. Основания и фундаменты / С. И.Алексеев. – Москва: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2019. – 180 с.

4. Бай, В. Ф. Повышение эффективности фундаментов мелкого заложения / В. Ф. Бай, В. С. Сафарян. – DOI 10.31660/2782-232X-2022-1-65-72. – Текст: непосредственный // Архитектура, строительство, транспорт. – 2022. – № 1 (99). – С. 65-72.

5. Рыбин, В. С. Определение оптимальной формы и размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов мелкого заложения / В. С. Рыбин, Л. В. Рыбина. – Текст: непосредственный // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – № 1. – С. 6-9.

6. Экспериментальные исследования влияния поверхности нагружения на деформации глинистого основания/ В. М. Чикишев, Я. А. Пронозин, Р. В. Мельников, Л. Р. Епифанцева // Науч.-техн. жур. Вестник ТГАСУ. – Томск, 2010. – № 2. – С. 199-204.

7. Баданин, А. Н. Анизотропные фундаменты мелкого заложения / А. Н. Баданин, Ю. К. Демченко // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 3 (18). – 2014. – 117-134 с.

8. Грицук, М. С. Рациональные конструкции плитных фундаментов / М. С. Грицук. – Брест: БПИ, 1997. – 218 с.

9. Грицук, М. С. Действие жесткого штампа с выпуклой поверхностью опирания на грунтовое основание / М. С. Грицук, С. С. Даркович // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1980. – № 6. – С. 17-20.

10. Тетиор, А. П. Об устойчивости основания под фундаментами с криволинейной формой подошвы / А. П. Тетиор // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1969. – № 5. – С. 14.

11. Тер-Мартиросян, З.Г. Ленточные фундаменты мелкого заложения, объединенные пологими оболочками, на сильносжимаемых грунтах / З. Г. Тер-Мартиросян, Я. А. Пронозин, Н. Ю. Киселев – Текст: непосредственный // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 4. – С. 2-6.

12. Тер-Мартиросян, З. Г. Сопоставление расчетных и экспериментальных данных по прогнозу осадки крупномасштабной модели ленточно-оболочечного фундамента / З. Г. Тер-Мартиросян, Я. А. Пронозин, Л. Р. Епифанцева, О.С. Порошин // Современные проблемы науки и образования. – 2015. – № 2. – С. 209.

13. Богомолов, А. Н. О напряжённом состоянии упругой полуплоскости в случае равномерно распределённой нагрузки, приложенной к штампу с закруглённым основанием при учёте трения по контакту «штамп – грунт» / А. Н. Богомолов, А. Н. Ушаков // Вестник МГСУ. – 2016. – № 7. – С. 46-56.

14. Богомолов, А. Н. Распределение напряжений в упругой полуплоскости и по её контакту с центрально нагруженным абсолютно жёстким штампом параболического очертания при условии их полного прилипания / А. Н. Богомолов, А. Н. Ушаков // Будівельні конструкції: міжвідом. наук.-техн. зб. Вип. 83: Механіка грунтів, геотехніка та фундаментобудування / Державний науково-дослідний ін-т будівельних конструкцій. – Київ, 2016. – Кн. 1. – С. 366-374.

15. Богомолов, А. Н. О распределении напряжений в основании наклонного абсолютно жесткого штампа при учете трения по контакту «штамп-грунт» / А. Н. Богомолов, А. Н. Ушаков, О. А. Богомолова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 4. – 7-12.

16. Патент № 2 655 453 C1 Российская Федерация, МПК E02D 27/01 (2006.01). фундамент с круглоцилиндрической поверхность: заявл. 06.06.2017: опубл. 28.05.2018 / А. В. Пилягин, М. В. Пилягин; заявитель М. В. Пилягин.

17. Отдельно стоящие фундаменты со ступенчатой подошвой / В. С. Сафарян, В. Ф. Бай, А. Н. Коркишко, М. С. Чухлатый // Инженерный вестник Дона. – №3 (2019) ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2019/5870.

18. Сафарян, В. С. Отдельно стоящий фундамент со ступенчатой подошвой: результаты натурного эксперимента / В. С. Сафарян. – DOI 10.31660/2782-232X-2023-4-17-25. // Архитектура, строительство, транспорт. – 2023. – № 4 (106). – С. 17-25.

19. Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Редин А. В., Ушаков А. Н. FEA. Российская Федерация. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2015617889. 23 июля 2015 года. URL: https://vgasu.ru/upload/files/patent/2015_sv2015617889.pdf.

20. Назначение размеров расчетных схем при компьютерном моделировании напряженного состояния основания плитного фундамента на основе метода конечных элементов / Л. А. Бартоломей, О. А. Богомолова, В. Д. Гейдт, А. В. Гейдт // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2023. – № 2(91). – С. 5-17. – EDN NALXDF.

21. Coulomb C.A. Application des riles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L`architecture. Memories de savant strangers de L`Academlie des sciences de Paris, Paris, France. 1773г.

22. Coulomb C.A., Essai sur une application des regles de maximis et minimis quelques problemes de statique, relatits a l'architecture. Memoires de Mathematique de l'Academie Royale de Science, Vol. 7, pp. 343-387 1776г.

© Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Богомолов С. А., Редин А. В., 2026

УДК 624.131.522
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-446-460

ОТОБРАЖАЮЩИЕ ФУНКЦИИ В ГЕОМЕХАНИКЕ

А. Н. Ушаков

Волгоградский государственный технический университет, г. Волгоград, Россия

Аннотация. *При проектировании, строительстве и последующей эксплуатации сооружений, возводимых в сложных геологических условиях, необходим прогноз напряженного состояния грунтовых массивов, являющихся основаниями сооружений. Если основание имеет сложное геометрическое строение, то определение его напряженного состояния существенно зависит от формы границы. Аналогичная ситуация имеет место и при исследовании напряженного состояния горных массивов с криволинейными границами, находящимися под действием различных сил. В двумерном случае криволинейная граница может быть описана при помощи специально построенной функции комплексного переменного, совершающей конформное отображение одной из канонических областей на полубесконечную область. Другой, не менее важной проблемой геомеханики, является задача, связанная с исследованием напряженного состояния вблизи контуров и в точках контуров подземных горных выработок, формы поперечных сечений которых могут быть получены при помощи функций комплексного переменного, осуществляющих конформные отображения внутренности или внешности единичного круга на бесконечные односвязные области, границами которых являются семейства кривых, имитирующих отверстия различной конфигурации. На основе анализа напряженного состояния в точках контуров выработок могут быть вычислены значения предельных глубин их заложения и допустимые величины всестороннего равномерного растягивающего давления, действующего по контурам выработок. В данной работе приведен обзор функций комплексного переменного (отображающих функций), описывающих различные типы криволинейных границ горных (грунтовых) массивов, подземных выработок различных форм поперечного сечения, разработанных для решения задач геомеханики. Рассмотрены примеры отображающих функций, которые могут найти применение в задачах, связанных с оценкой напряженного состояния горных (грунтовых) массивов сложного рельефа, подверженных приложенным к их границам нагрузкам.*

Ключевые слова: *криволинейная граница, конформность, напряженное состояние*

MAPPING FUNCTIONS IN GEOMECHANICS PROBLEMS

A. N. Ushakov

Volgograd State Technical University, Volgograd, Russia

Annotation. *In the design, construction, and subsequent operation of structures built in complex geological conditions, it is necessary to predict the stress state of soil masses that serve as foundations for these structures. If the foundation has a complex geometric structure, determining its stress is significantly dependent on the shape of its boundary. A similar situation arises when studying the stress state of rock masses with curvilinear boundaries subjected to various forces. In the two-dimensional case, a curvilinear can be described using a specially constructed complex variable function that performs a conformal mapping from one of the canonical regions onto a semi-infinite region. Another, equally important problem in geomechanics, is the task related to investigating the stress state near the contours and at the points of*

contours of underground mine workings, whose cross-sectional shapes can be obtained using complex variable functions that perform conformal mappings of the interior or exterior of the unit circle onto simply connected regions. The boundaries of these regions are families of curves that mimic openings of various configurations. Based on analysis of stress state at the contour points of workings, the limiting depths of their placement and the permissible values of all-around uniform tensile pressure acting along the contours of the workings can be calculated. This paper provides a review of complex variable functions (conformal mapping functions) that describe various types of curvilinear boundaries of rock (soil) masses and underground workings of different cross-sectional shapes, developed for solving geomechanics problems. Examples of conformal mapping functions that can be applied to problems related to assessing the state stress of rock (soil) masses with complex topography subjected to loads applied to their boundaries are considered.

Keywords: *curvilinear boundary, conformatility, stress state*

Хорошо известно [1, 2], что одной из важнейших проблем геомеханики является задача, связанная с исследованием напряженно-деформированного состояния горных или грунтовых массивов, находящихся под действием различных сил, приложенных к их границам. Если участки земной поверхности имеют сложный рельеф, то изучение напряженного состояния в массивах горных (грунтовых) пород сводится к решению граничных задач для областей с криволинейными границами. При этом, полагая горную (грунтовую) среду линейно-деформируемой, приходим к постановке задачи теории упругости для однородной и изотропной полуплоскости с криволинейной границей, форма которой определяется при помощи так называемой отображающей функции – функции комплексной переменной $z = \omega(\zeta)$, осуществляющей отображение одной из канонических областей на область с границей, имитирующей рельеф рассматриваемого горного (грунтового) массива. В качестве канонических областей чаще всего выступают внутренность (внешность) единичного круга или нижняя полуплоскость. Теорема Римана [3], устанавливающая существование такой функции, не указывает алгоритма ее нахождения. Эффективное построение функции, совершающей конформное отображение, представляет собой весьма нетривиальную задачу, однако даже если эта функция известна, она может иметь вид, затрудняющий ее дальнейшее использование. Поэтому приходится заменять точные выражения для функций на более простые и хорошо изученные. К этим функциям, прежде всего, необходимо отнести полиномы с положительными и отрицательными степенями. Данное обстоятельство привело к созданию эффективных приближенных методов построения отображающих функций [4–7].

Выше было отмечено, что одной из задач, требующих для получения решения построение отображающей функции, является задача изучения напряженно-деформированного состояния в горных (грунтовых) массивах, криволинейные границы которых подвержены действию различных нагрузок. Будем в дальнейшем для краткости именовать ее *задачей I*.

Другой, не менее важной задачей, требующей разработки отображающей функции, является задача, связанная с исследованием напряженно-деформированного состояния горных пород вокруг подземных горных выработок и в точках их контуров. Поскольку один из размеров выработок, как правило, длина, во много раз превышает два других, то задача по вычислению компонент напряжений и перемещений может быть сведена к плоской. Эту задачу будем называть *задачей II*. Для ее решения необходимо построение функции, совершающей конформное отображение канонической области, которой, как правило, является внутренность (внешность) единичного круга, на область, имитирующую подземную выработку заданной конфигурации. При этом заметим, что если выработка находится на достаточно большой глубине, то соответствующую область можно считать односвязной, если же эта глубина невелика, то область будет двусвязной и соответствующее отображение может быть построено лишь на двусвязную область, простейшим примером которой является кольцо.

Целью настоящей статьи является обзор отображающих функций, разработанных для решения различных задач геомеханики, а также примеры отображающих функций, которые могут найти применение в механике грунтов и горных пород.

В начале XX века для решения плоских задач теории упругости был разработан весьма эффективный метод, использующий мощный аппарат теории функций комплексного переменного. Построенный в основном Г. В. Колосовым [8] и существенно развитый Н. И. Мусхелишвили [9], он нашел широкие применения в механике деформируемого твердого тела [10–15]. В конце 60-х гг. метод комплексных потенциалов Колосова–Мусхелишвили был использован при решении *задач I* и *II*. В рамках модели линейно-деформируемой среды для решения этих задач можно воспользоваться методами математической теории упругости [15, 16], к числу которых относится метод комплексных потенциалов Колосова–Мусхелишвили [9], позволяющий получать аналитические решения задач о распределении напряжений в горных (грунтовых) массивах с криволинейными границами, формы которых задаются при помощи специально разрабатываемых для каждого из таких случаев отображаю-щих функций.

Основное требование, предъявляемое к отображающей функции $\omega(\zeta)$, состоит в том, что осуществляемое ею отображение канонической области D на область с криволинейной границей G должно быть конформным, т. е. функция $\omega(\zeta)$ должна быть однолистной в области D и дифференцируемой во всех точках этой области за исключением, быть может, одной точки, в которой эта функция имеет полюс первого порядка [3]. При этом функция $f(z)$ называется однолистной в области D, если любым различным значениям $\zeta_1 \neq \zeta_2$, взятым из области D, соответствуют различные значения функции $\omega(\zeta_1) \neq \omega(\zeta_2)$.

Использование метода комплексных потенциалов привело к разработке отображающих функций, описывающих формы криволинейных границ, необходимых для решения различных задач геомеханики. Приведем примеры отображающих функций, использованнных для решения этих задач. Начнем с рассмотрения функций, предложенных их авторами для решения *задачи I*.

Одной из первых в этом направлении была работа Н. С. Курдина и В. Н. Телиянца [17], в которой была рассмотрена функция вида

$$z = \omega(\zeta)=\gamma\zeta\left(\frac{iB}{c(\zeta - ci)}\right), \tag{1}$$

где $z = x + iy, \zeta=\xi + i\eta, \eta \le 0, \gamma$ — коэффициент пропорциональности; B, c — постоянные, ξ и η — действительные переменные, осуществляющая отображение нижней полуплоскости на полубесконечную область, описываемую уравнениями

$$\begin{aligned} x(\xi,\eta) &= \frac{\gamma\xi}{\xi^2+(\eta - c)^2}\left(B + \xi^2+(\eta - c)^2\right), \\ y(\xi,\eta) &= -\frac{\gamma}{c(\xi^2 + (\eta - c)^2)}\left(B\xi^2 + \eta(B(\eta - c) - c(\xi^2 + (\eta - c)^2))\right). \end{aligned} \tag{2}$$

Полагая в (2) $\zeta = t,\ \eta = 0$, получим параметрические уравнения контуров полубесконечных областей в виде

$$\begin{aligned} x(t) &= \frac{\gamma t}{t^2 + c^2}\left(B + t^2 + c^2\right), \\ y(t) &= -\frac{\gamma B t^2}{c(t^2 + c^2)}, \end{aligned} \tag{3}$$

описывающие граничные кривые рассматриваемых областей. Границы областей, построенные на основании уравнений (3), представлены на рис. 1.

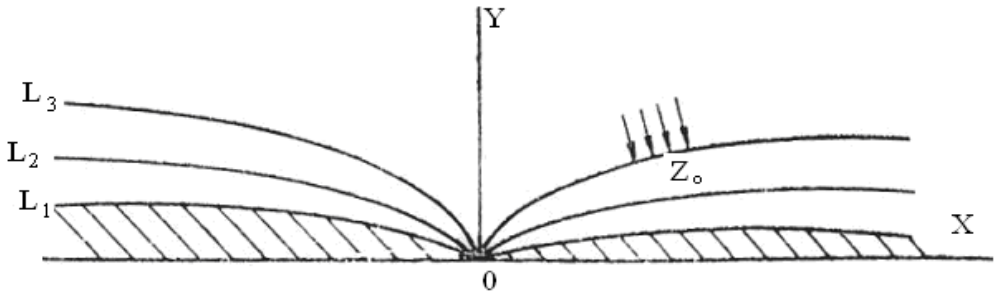


Рис. 1. Границы областей при γ = 2 и значениях B/c^2 = –0,3(L_1); –0,6(L_2); –1(L_3) [17]

Прямая проверка показывает, что отображение (1) конформно во всех точках расширенной комплексной плоскости.

Существенным моментом, влияющим на точность решения задачи, является наличие на границе области особых точек, т. е. точек, в которых теряется гладкость. Поскольку в этих точках значения компонент напряжения очень велики и вблизи этих точек поле напряжений подвержено сильному искажению, их определение имеет важное значение.Известно [18], что особые точки, лежащие на кривой, заданной параметрическими уравнениями $x = x(t),\ y = y(t$, находятся из условия одновременного равенства нулю производных этих функций. Тогда, вычисляя производные функций $x(t)$ и $y(t)$ из уравнений (3), получаем равенство $B = -c^2$. При этом условии на границе области имеется точка возврата, а при условии $B < -c^2$ граница имеет точки самопересечения. Эти условия приведены в работе [17].

В работах [19, 20] рассмотрена функция

$$z = \omega(\zeta) = c\left(\zeta - \frac{B\zeta - b}{\zeta + a - di}\right), \tag{4}$$

где $z = x + iy,\ \zeta = \xi + i\eta,\ \eta \le 0,\ B, a, b, d > 0$ — постоянные величины, c — коэффициент пропорциональности, отображающая нижнюю полуплоскость на область с криволинейной границей. Заметим, что функция (4) дает практически тот же класс криволинейных границ, что и функция (1). Полагая в (4) d = 1, получим отображающую функцию, предложенную в [21].

Несколько более сложная функция была рассмотрена в [22]. Она имеет вид

$$z = \omega(\zeta) = h\left(\zeta + \frac{A - b\zeta}{\zeta + a - i} - \frac{Bi}{(\zeta - i)^2} - \frac{C}{(\zeta - i)^3}\right), \tag{5}$$

где $z = x + iy,\ \zeta = \xi + i\eta,\ \eta \le 0, A,\ B, C, a, b$ — постоянные коэффициенты; h — коэффициент пропорциональности.

Отделяя действительную и мнимую части уравнения (5), а затем полагая $\zeta = t,\ \eta = 0,$ получим параметрические уравнения

$$\begin{aligned} x(t) &= t + \frac{(A - bt)(t + a)}{(t + a)^2 + 1} + \frac{2Bt}{(t^2 + 1)^2} + \frac{C}{(t^2 + 1)^3}, \\ y(t) &= -\frac{A - bt}{(t + a)^2 + 1} - \frac{B(t^2 - 1)}{(t^2 + 1)^2} + \frac{C(t^2 - 1)}{(t^2 + 1)^3}, \end{aligned} \tag{6}$$

описывающие граничные кривые полубесконечных областей.

На рис. 2, 3 приведены симметричные и несимметричные относительно оси ординат области с криволинейными границами, которые описываются уравнениями (6) при различных значениях коэффициентов.

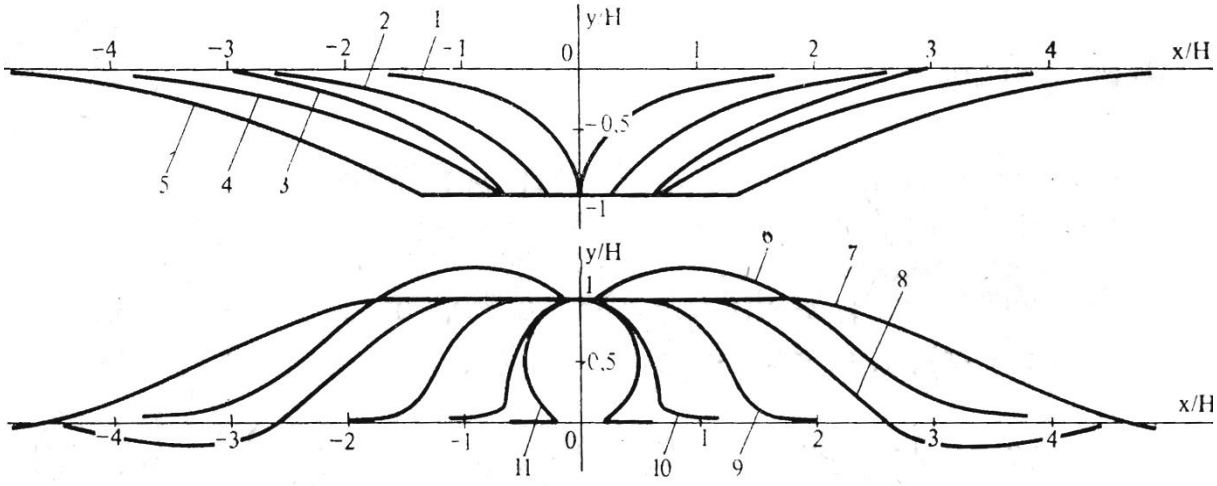


Рис. 2. Симметричные границы полубесконечных областей при *a* = *b* = 0 при различных значениях *A, B, C* в относительных координатах *y/H, x/H* [22]

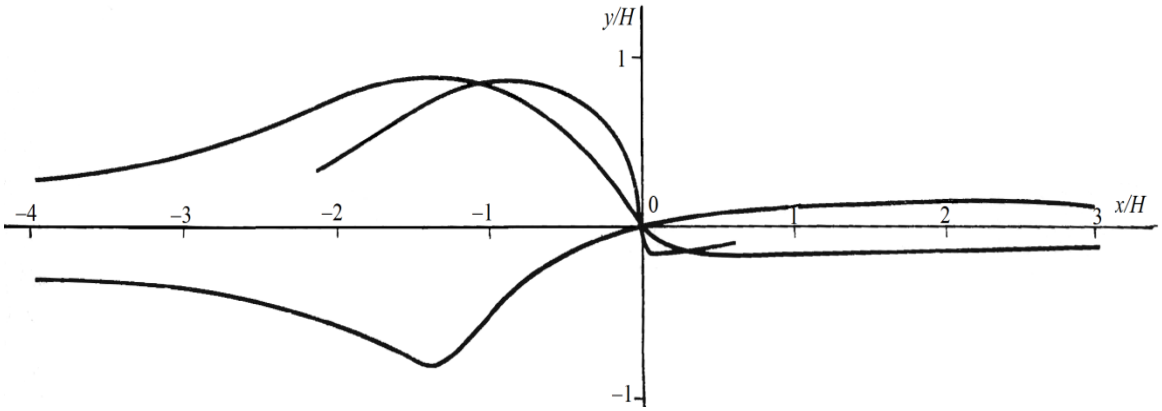


Рис. 3. Несимметричные границы полубесконечных областей при *B* = *C* = 0 и различных значениях *A, b, a* в относительных координатах *y/H, x/H* [22]

Отображающие функции (1), (4), (5) были использованы для исследования напряженного состояния горных массивов с криволинейными границами, однако они оказываются малопригодными для анализа напряженного состояния откосов и склонов в связи с исследованиями устойчивости возводимых на них строительных сооружений, так как области с криволинейными границами, полученные в результате приведенных выше отображающих функций, имеют выемки незначительной ширины.

Решение задач геомеханики, связанных с расчетом несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов сложного рельефа потребовало разработки отображающих функций, учитывающих этот фактор.

В.К. Цветковым [23] была предложена отображающая функция

$$z = \omega(\zeta) = C_0 + \frac{C_1}{1+\zeta} + \sum_{k=0}^{6} C_{2k+1}\zeta^{2k+1}, \qquad (7)$$

где $C_0, C_{-1}, C_1, \ldots C_{13}$ — вещественны, совершающая конформное отображение полуплоскости с криволинейной границей на внутренность единичного круга.

Предложенный в [23] способ приближенного конформного отображения, названный им методом «плавающих точек», в зависимости от значений коэффициентов позволяет получать достаточно широкий класс криволинейных границ. Это обстоятельство особенно важно, поскольку степень точности решения задачи теории упругости тесно связана со степенью точности конформного отображения. Исследуя устойчивость откосов и склонов на основании анализа напряженного состояния приоткосной зоны, автор рассматривает отображение полуплоскости с трапециевидным вырезом.

Отметим, что в более ранних работах [24] В.К. Цветков использовал упрощенный вид функции (7).

Наконец, А. Н. Богомоловым в работе [25] была рассмотрена функция вида

$$z = \omega(\zeta) = C_0 + C\zeta + \sum_{k=0}^{n} \frac{C_{2k+1}}{(\zeta + a - bi)^{2k+1}}, \qquad (8)$$

где $z = x + iy$, $\zeta = \xi + i\eta$, $\eta \le 0$, $C_0, C, C_1, \ldots C_{2n+1}$ — вещественные или комплексные числа, а $a, b > 0$ — вещественные числа, осуществляющая отображение нижней полуплоскости на полуплоскость с весьма разнообразным спектром криволинейных границ. При этом функция (8), как показано на рис.4, гораздо точнее приближает трапециевидный вырез к границе полуплоскости, чем функция (7), и является существенным обобщением отображающих функций (1), (4), (5). Типы криволинейных границ, которые могут быть получены при помощи отображающей функции (8), приведены в [25].

Заметим. что все рассмотренные выше отображающие функции принадлежат к классу дробно-рациональных функций, однако они могут иметь и более сложный вид.

Примером тому является приведенная в [26] отображающая функция

$$z = \omega(\zeta) = \frac{2ai}{\pi}\left[\zeta\sqrt{\zeta^2 - 1} - ln\left(\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1}\right)\right] - a, \qquad (9)$$

совершающая конформное отображение верхней полуплоскости $\operatorname{Im}\zeta > 0$ на внешность полуполосы $\operatorname{Im} z > 0, |\operatorname{Re} z| < a$ с соответствием точек $z(0) = 0, z(1) = -a, z(\infty) = \infty$. При помощи функции (9) решена задача об определении напряженного состояния грунтового основания под фундаментом глубокого заложения.

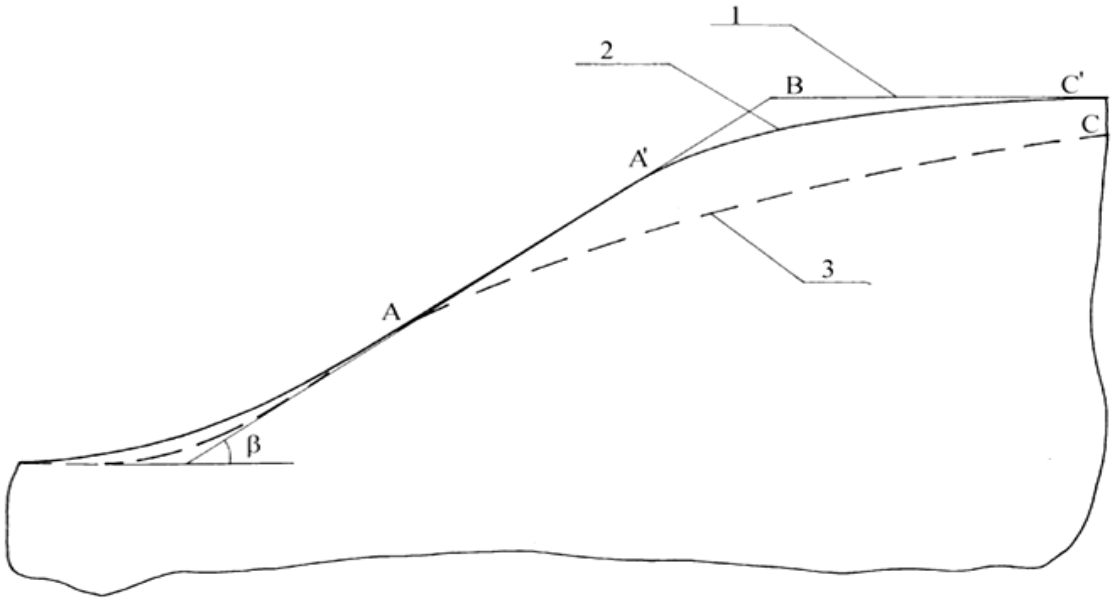


Рис.4. Наложение криволинейных и прямолинейного и контуров при β = 35°: *1* – прямолинейный контур, *2* – криволинейный контур, соответствующий отображающей функции (8); *3* – контур, отображаемый функцией (7) [25]

Рассмотренные отображающие функции описывают границы областей, не предполагающие наличие неровностей или нерегулярностей. Однако в действительности они вполне возможны и их учет необходим при решении задач, связанных с оценкой напряженного состояния горных (грунтовых) массивов.

Рассмотрим примеры отображающих функций, при помощи которых можно описать эти особенности.

Пусть граница полуплоскости задана уравнением $y = \varepsilon f(x)$, где ε — малый параметр, $f(x)$ — функция, описывающая форму неровностей, как периодических, так и непериодических. Найдем функцию, осуществляющую конформное отображение нижней полуплоскости на полуплоскость с искривленной границей.

Примем искомое отображение в виде

$$\omega(z) = z + \varepsilon\varphi(z) + O(\varepsilon^2), \tag{10}$$

где $\varphi(z)$ – голоморфная в нижней полуплоскости функция, такая что $\varphi(z) \to 0$ при $y \to -\infty$.

На действительной оси в плоскости z точка $z = x$ должна перейти в точку на кривой $\omega = u + iv$, где $v = \varepsilon f(u)$.

Подставляя $z = x$ в разложение (10), и, полагая $\varphi(z) = \varphi_1(z) + i\varphi_2(z)$, получим

$$\begin{aligned} u &= x + \varepsilon\varphi_1(x), \\ v &= \varepsilon\varphi_2(x). \end{aligned} \tag{11}$$

Так как по условию $v = \varepsilon f(u)$, а $u \approx x$, то имеем

$$\varepsilon\varphi_2(x) = \varepsilon f(x) \Rightarrow Im\,\varphi(x) = f(x).$$

Таким образом, необходимо найти голоморфную в нижней полуплоскости функцию $\varphi(z)$ по ее мнимой части на границе.

Используя интеграл типа Шварца для полуплоскости [3], получаем

$$\omega(z) = z + \frac{\varepsilon}{\pi}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{f(t)}{t-z}dt. \qquad (12)$$

В качестве примера рассмотрим функцию $f(t) = \sin kt, k > 0$ и, используя формулу (12), получим выражение для отображающей функции, описывающей заданную форму неровности.

Имеет место равенство

$$F(z) = \frac{1}{2\pi i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{\sin kt}{t-z}dt = -\frac{1}{2}e^{-ikz}. \qquad (13)$$

Действительно, используя формулу Эйлера, имеем

$$\sin kt = \frac{e^{ikt} - e^{-ikt}}{2i}.$$

Тогда интеграл $F(z)$ можно разбить на два

$$F(z) = \frac{1}{2\pi i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{e^{ikt} - e^{-ikt}}{2i(t-z)}dt = \frac{1}{4\pi i^2}\left(\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{e^{ikt}}{t-z}dt - \int_{-\infty}^{+\infty}\frac{e^{-ikt}}{t-z}dt\right) = -\frac{1}{4\pi}(I_1 - I_2). \qquad (14)$$

Рассмотрим интеграл

$$I_1 = \int_{-\infty}^{+\infty}\frac{e^{ikt}}{t-z}dt.$$

Так как в экспоненте e^{ikt} коэффициент $k > 0$, то, замкнем контур в верхней полуплоскости, и, применим лемму Жордана [3]. Поскольку особая точка z находится в нижней полуплоскости, внутри замкнутого контура особых точек нет. По теореме Коши [3] имеем

$$I_1 = 0.$$

Теперь рассмотрим интеграл

$$I_2 = \int_{-\infty}^{+\infty}\frac{e^{-ikt}}{t-z}dt.$$

Так как коэффициент перед *it* отрицателен, контур необходимо замыкать в нижней полуплоскости. Особая точка $t = z$ попадает внутрь контура. Применяя теорему Коши, находим

$$I_2 = -2\pi i \, Res\left(\frac{e^{-ikt}}{t-z}, z\right) = -2\pi i e^{-ikz}.$$

Подставляя значения I_1 и I_2 в соотношение (14), получим соотношение (13). Далее, подставляя значение интеграла (13) в выражение (12), имеем

$$\omega(z) = z - i\varepsilon e^{-ikz}. \tag{15}$$

Теперь, выделяя в (15) вещественную и мнимую части, а затем, полагая $x = t$, $y = 0$, получим параметрические уравнения контура границы полуплоскости

$$\begin{aligned} u(t) &= t - \varepsilon \sin kt, \\ v(t) &= \varepsilon \cos kt. \end{aligned} \tag{16}$$

Заметим, что мнимая часть задает форму границы.

Итак, в первом приближении отображающая функция имеет вид (15). Если неровности имеют значительную кривизну, уточненную картину дает разложение функции

$$\omega(z) = z + \varepsilon\varphi_1(z) + \varepsilon^2\varphi_2(z), \tag{17}$$

где $\varphi_1(z)$ и $\varphi_2(z)$ — голоморфные в нижней полуплоскости функции, стремящиеся к нулю при $y \to -\infty$. При этом граничное условие становится нелинейным, поскольку значение мнимой части функции будет зависеть от наклона кривой $f'(x)$.

Наконец, заменяя в отображении (10) линейную функцию z на $\Phi(z)$, т. е. полагая

$$\omega(z) = \Phi(z) + \varepsilon\varphi(z) + O(\varepsilon^2), \tag{18}$$

получим отображающую функцию, описывающую малые неровности, накладываемые на криволинейную границу, форма которой задается функцией $\Phi(z)$.

Рассмотрим грунтовый (горный) массив, ослабленный вертикальной трещиной, выходящей на его границу. Будем предполагать, что глубина трещины равна h. Для решения задачи о напряженном состоянии в рассматриваемом массиве необходимо построить конформное отображение нижней полуплоскости на нижнюю полуплоскость с разрезом по отрезку $[0, ih]$, $h > 0$. Это отображение имеет вид $\omega(z) = \sqrt{z^2 - h^2}$.

Используя принцип симметрии Римана–Шварца [3], можно построить конформное отображение нижней полуплоскости на нижнюю полуплоскость с разрезами по отрезкам, отстоящим друг от друга на заданное расстояние.

Теперь предположим, что разрез начинается на вещественной оси и растет внутрь нижней полуплоскости. Конформное отображение нижней полуплоскость на нижнюю полуплоскость с разрезом можно описать при помощи уравнения Левнера [27], которое имеет вид

$$\frac{\partial g_t(z)}{\partial t} = \frac{2}{g_t(z) - \xi(t)},\ g_0(z) = z, \tag{19}$$

где $g_t(z)$ — отображение, ликвидирующее разрез; $\xi(t)$ — функция управления — вещественная функция, которая описывает «движение» конца разреза. Разрез начинается в точке $\xi(0)$ на вещественной оси и растет внутрь области по траектории $\gamma(t)$. Заметим, что для нижней полуплоскости при $\xi(t) = 0$ (разрез растет из начала координат вниз) уравнение (19) упрощается и при начальном условии $g_0(z) = z$ прямым интегрированием получаем решение

$$g_t(z) = \sqrt{z^2 + 4t}\,.$$

Выбор управляющей функции $\xi(t)$ полностью определяет геометрию разреза. Рассматривают следующие типы управляющих функций:

а) постоянная: $\xi(t) = C$;

б) линейная $\xi(t) = at$;

в) степенная $\xi(t) = C \cdot t^{\alpha}$, C, α — вещественные числа;

г) случайная (броуновское движение) $\xi(t) = \sqrt{k} B_t$.

В последнем случае B_t — стандартный винеровский процесс; k — вещественный параметр, который определяет «степень извилистости» и топологию разреза.

Для исследования напряженного состояния в горном (грунтовом) массиве со случайным разрезом можно использовать комбинацию конформных отображений и комплексных потенциалов. Для математического описания случайных разрезов можно использовать эволюцию Шрамма–Левнера [27].

Итак, используя построенные выше отображающие функции, можно рассмотреть ряд задач геомеханики, связанных с исследованием напряженно-деформированного состояния грунтовых (горных) массивов при наличии трещин, выходящих на их границу.

Переходя к рассмотрению отображающих функций, разработанных для решения *задачи II*, заметим, что для горизонтальных выработок круглой

и эллиптической форм поперечного сечения, отображающая функция имеет особенно простой вид

$$\omega(\zeta) = A\zeta^{-1} + B\zeta,$$

где A, B — значения, определяющие размер и форму эллипса.

Для построения отображающих функций односвязных областей, ограниченных многоугольниками, можно использовать интеграл Кристоффеля–Шварца [3]. Используя этот интеграл, выражение для отображающей функции можно получить в виде полинома, либо в другой форме, которая дает возможность аппроксимировать заданный контур с необходимой точностью. Эта точность зависит от количества членов ряда, полученного разложением подинтегральной функции. В монографии [7] подробно рассмотрены случаи прямоугольных отверстий, в том числе и отверстий с различным отношением сторон. Уточнение формы прямоугольников связано с увеличением степени полинома, однако при этом можно получать формы отверстий, отличных от прямоугольных.

В работах [28, 29], рассмотрена отображающая функция вида

$$\omega(\zeta) = i\left(A\zeta^{-1} + B\zeta + C\zeta^2 + D\zeta^3\right), \tag{20}$$

при помощи которой получено конформное отображение внутренности единичного круга на бесконечную плоскость с отверстиями трапециевидной, треугольной, полуэллиптической, прямоугольной, прямоугольно-эллиптической, прямоугольно-параболической, ромбовидной форм.

В серии работ [30–32] приведены результаты исследований по определению напряженного состояния на контурах подземных горизонтальных выработок различных форм поперечного сечения, описываемых функциями, обобщающими отображение (20), определены предельные глубины их заложения и допустимые величины растягивающего равномерного давления при заданных значениях коэффициента бокового распора горной породы.

В целом, рассматривая отображающую функцию вида

$$\omega(\zeta) = R\left(\zeta + \sum_{k=1}^{n} a_k \zeta^{-k}\right), \tag{21}$$

где R, a_1, …, a_n – вещественные числа, конформно отображающую внешность единичного круга на внешность отверстия произвольной формы или функцию

$$\omega(\zeta) = R\left(\zeta^{-1} + \sum_{k=1}^{n} a_k \zeta^{k}\right), \tag{22}$$

совершающую конформное отображение внутренности единичного круга на тот же класс отверстий, используя методики для определения коэффициентов, можно получить отверстия наперед заданной формы и размеров.

В частности, в работе [33], отображающая функция (21) была применена для определения напряжений в обделках тоннелей некругового очертания от действия внутреннего напора.

Отметим, что в рассматриваемых выше случаях предполагалось, что контур подземной выработки является гладким, однако реальные контуры имеют технологические неровности. В этом случае отображающая функция должна отражать характер и тип этих неровностей.

В работе [34] рассматривается выработка, контур которой может быть описан с достаточной степенью точности кривой трохоидального типа

$$\omega(\zeta) = R\left(\zeta + \frac{C_1}{\zeta^n} + \frac{C_2}{\zeta^m}\right), \tag{23}$$

где R, C_1, n — величины, определяющие соответственно размеры, очертание и форму контура ($n = 0$, $C_1 = 0$ — окружность, $n = 1{,}0 < C < 1$ — эллипс, $n = 2$, $C_1 = 0{,}1$ — криво-линейный треугольник (сводчатый контур), $n = 3$, $C_1 = 1/9 – 1/10$ — криволинейный квадрат, $n = 4, 5, 6, \ldots$, $0 < C_1 < 1/n$ — криволинейный многоугольник, соответствующий полигональному контуру); C_2 — амплитуда возмущений в долях R; m — целое число возмущений без единицы.

При помощи функции (23) авторы статьи исследуют напряженное состояние упруго-ползучих горных пород вблизи закрепленной горной выработки с контуром, имеющим неровности.

Наконец, рассматривая отображающие функции вида

$$\omega(\zeta) = R\left(\zeta + \sum_{k=1}^{n} a_k \zeta^{-k} + C\zeta^{-m}\right) \tag{24}$$

или

$$\omega(\zeta) = R\left(\zeta^{-1} + \sum_{k=1}^{n} a_k \zeta^{k} + C\zeta^{m}\right), \tag{25}$$

где $m > n$, получим классы отверстий различных форм поперечного сечения при наличии неровностей, причем значение C описывает их «амплитуду» а m – «частоту».

Отметим, что функции (24) и (25) могут быть использованы для исследования напряженного состояния вблизи и в точках контуров подземных горизонтальных выработок различной конфигурации с неровностями. В частности, при их помощи можно оценить влияние неровностей на допустимую глубину заложения выработок.

Заключение

Приведен обзор отображающих функций, описывающих типы криволинейных границ горных (грунтовых) массивов сложного рельефа, формы поперечных сечений подземных горизонтальных выработок, необходимых для решения различных задач геомеханики.

Приведены примеры отображающих функций, описывающих неровности и нерегулярности границ горных (грунтовых) массивов.

Предложенные отображающие функции могут быть использованы в задачах, связанных с анализом напряженно-деформированного состояния горных (грунтовых) массивов с учетом особенности их границ, находящихся под действием различных нагрузок.

Список источников

1. Турчанинов, И. А. Основы механики горных пород / И. А. Турчанинов, М. А. Иофис, Э. В. Каспарьян. – Л.: Недра. 1989. – 488 с.

2. Глушко, В. Т. Оценка напряженно-деформированного состояния массивов горных пород / В. Т. Глушко, С. П. Гавеля. – М : Недра, 1986. – 221 с.

3. Сидоров, Ю. В. Лекции по теории функций комплексного переменного / Ю. В. Сидоров, М. В. Федорюк, М. И. Шабунин. – М.: Наука, 1989. – 480 с.

4. Канторович Л. В. Приближенные методы высшего анализа / Л. В. Канторович, В. И. Крылов. – М.: ГИТТЛ, 1962. – 709 с.

5. Фильчаков, П. Ф. Приближенные методы конформных отображений / П. Ф. Фильчаков. – Киев: Наукова Думка, 1964. – 536 с.

6. Фильчакова, В. П. Конформные отображения областей специального типа : справ. рук./ / В. П. Фильчакова. – Киев : Наукова Думка, 1972. – 252 с.

7. Савин, Г. Н. Распределение напряжений около отверстий / Г. Н. Санин. – Киев: Наукова думка, 1968. – 888 с.

8. Колосов, Г. В. Применение комплексных переменных диаграмм и теории функций комплексного переменного к теории упругости / Г. В. Колосов – М.: ОНТИ. 1935. – 224 с.

9. Мусхелишвили, Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / Р. И. Мусхелишвили. – М.: Наука, 1966. – 708 с.

10. Каландия, А. И. Математические методы двумерной упругости / А. И. Каландия. – М.: Наука, 1973. – 304 с.

11. Космодамианский, А. С. Плоская задача теории упругости для пластин с отверстиями, вырезами и выступами / А. С. Космодамианский. – Киев: Вища школа, 1975. – 228 с.

12. Green A. E., Zerna W. Theoretical elasticity. Oxford.: Clareden Press, 1968. – 457 p.

13. Jian-ke Lu Complex variable methods in plane elasticity. World Scientific, 1995. – 237 p.

14. Brown J.W., Churchill R.V. Complex variables and applications. New York: McGraw Hill, 2009. – 482 p.

15. Партон, В. З. Методы математической теории упругости / В. З.Партон, П. И. Перлин. – М.: Наука, 1981. – 688 с.

16. Хан, Х. Теория упругости. Основы линейной теории и ее применения / Х. Хан. – М.: Мир, 1988. – 344 с.

17. Курдин, Н. С. Напряженное состояние в полубесконечных областях с криволинейными границами / Н. С. Курдин, В. Н. Телиянц // Некоторые вопросы механики горных пород: науч. тр. МГИ. – 1968. – С. 18-23.

18. Позняк, Э. Г. Дифференциальная геометрия. Первое знакомство / Э. Г. Позняк, Е. В. Шикин. – М.: Изд-во МГУ, 1990. – 384 с.

19. Ахпателов, Д. М. Напряженное состояние горных массивов с криволинейными границами в поле гравитации / Д. М. Ахпателов // Труды ВСЕГИНГЕО. – 1972. – Вып. 48. – С. 39-53.

20. Тер-Мартиросян, З. Г. Напряженное состояние горных массивов в поле гравитации / З. Г. Тер-Мартиросян, Д. М. Ахпателов // Доклады АН СССР – 1975. – Т. 220. – № 2. – С. 312-314.

21. Тер-Мартиросян, З. Г. Напряженное состояние горных массивов при действии местной нагрузки и объемных сил / З. Г. Тер-Мартиросян, Р. Г. Манвелян // Бюллетень по инженерной сейсмологии. – 1975. – № 9. – С. 51-57.

22. Цытович, Н. А. Основы прикладной геомеханики в строительстве / Н. А. Цытович, З. Г. Тер-Мартиросян. – М.: Высшая школа, 1981. – 317 с.

23. Цветков, В. К. Расчет устойчивости откосов и склонов / В. К. Цветков. – Волгоград. :Ниж.-Волж. кн.изд-во, 1979. – 235 с.

24. Цветков В. К. Решение задачи теории упругости для весомой полуплоскости, подверженной сосредоточенным нагрузкам / В. К. Цветков // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1974. – № 1. – С. 33- 7.

25. Богомолов, А Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А. Н. Богомолов. – Пермь: Перм. гос. техн. ун-т, 1996. – 150 с.

26. Лыткин, В. А. Напряженное состояние основания под фундаментом глубокого заложения / В. А. Лыткин, Н. Н. Фотиева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 4. – С. 34- 6.

27. Lawler G.F. Conformally invariant processes in the plane. Math. Surveys Monogr., 114, Amer. Math. Soc., Providence, RI, 2005. – 242 p.

28. Цветков В. К. Определение форм сечений горных выработок с заданными напряжениями на контурах / В. К. Цветков // Физико-технические разработки полезных ископаемых. – 1986. – № 2. – С. 24 - 29.

29. Цветков, В. К. Расчет рациональных параметров горных выработок / В. К. Цветков. – М.: Недра, 1993. – 251 с.

30. Богомолов, А. Н. Определение глубины заложения горизонтальной выработки на основе анализа напряженного состояния вмещающего массива / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, А. Н. Ушаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. – № 5. – С. 2-9.

31. Богомолов, А. Н. О напряжениях в контурных точках подземных выработок различного поперечного сечения, подверженных всестороннему равномерному давлению / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, А. Н. Ушаков // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 9. – № 3. – С.54-70. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.3.06

32. Богомолов, А. Н. Анализ напряженного состояния на контурах подземных горизонтальных выработок, подверженных равномерному давлению, и определение допустимой глубины их заложения / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, А. Н. Ушаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – № 6. – С. 15-18.

33. Фотиева, Н. Н. Расчет обделок тоннелей некругового поперечного сечения / Н. Н. Фотиева. – М.: Стройиздат, 1974. – 240 с.

34. Протосеня, А. Г. Определение напряжений в массиве вблизи закрепленной выработки с учетом неровностей контура и ползучести пород / А. Г. Протосеня, В. А. Ващилин // Записки Ленинградского орденов Ленина и Трудового Красного Знамени горного института им. Г. В. Плеханова. – 1969. – Т. LVII. – Вып.1. – С.8-17.

© Ушаков А. Н., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-461-470

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ НА МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМАХ (на примере Яхромской поймы)

А. Д. Пономаренко, О. Н. Осипова

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Объектом исследования являются фундаменты водопропускных труб 39 шлюзов-регуляторов мелиоративной системы Яхромской поймы (Московская область), характеризующейся сложными инженерно-геологическими условиями (III категория, подтопление, торфы, илы). Представлен сравнительный анализ свайного и плитного вариантов фундаментов по критериям несущей способности, деформациям, стоимости и технологичности. Предложена BIM-ориентированная система геотехнического мониторинга осадок с интеграцией в цифровой двойник сооружения. Плитный фундамент рекомендован как основное решение для данных условий.*

Ключевые слова: *водопропускная труба, шлюз-регулятор, плитный фундамент, свайный фундамент, осадка, несущая способность, мелиоративная система, BIM-мониторинг, Яхромская пойма, ЛИРА САПР, сравнительный анализ, технико-экономическое обоснование*

COMPARATIVE ANALYSIS OF STRUCTURAL SOLUTIONS FOR CULVERT FOUNDATIONS ON RECLAMATION SYSTEMS (case study of the Yakhroma floodplain)

A. D. Ponomarenko, O. N. Osipova

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *Foundations of culverts for 39 sluice-regulators of the Yakhroma floodplain reclamation system (Moscow region), characterized by complex engineering-geological conditions (category III, flooding, peat, silt). Comparative analysis of pile and slab foundation options by criteria of bearing capacity, deformability, cost, and technological efficiency. A BIM-oriented geotechnical monitoring system integrated with the digital twin of the structure is proposed. The slab foundation is recommended as the primary solution for the given conditions.*

Keywords: *culvert, sluice-regulator, slab foundation, pile foundation, settlement, bearing capacity, reclamation system, BIM-monitoring, Yakhroma floodplain, LIRA SAPR, comparative analysis, feasibility study*

Введение

Объектом исследования является проект «Реконструкция межхозяйственных каналов, насосных станций на мелиоративных системах Яхромской поймы (11-я очередь), Дмитровский район, Московская область». В рамках проекта предусмотрена реконструкция и строительство 39 шлюзов-регуляторов на различных каналах мелиоративной сети.

Территория Яхромской поймы характеризуется сложными инженерно-геологическими условиями (III категория сложности по СП 47.13330.2016): повсеместное подтопление (типы I-А-1 и I-А-2), наличие органоминеральных и органических грунтов (торфы, илы), насыпные грунты приканальных дамб, высокий уровень грунтовых вод (0,5–2,0 м от поверхности), гидравлически связанных с мелиоративными каналами. Нормативная глубина промерзания составляет 1,19 м, абсолютный минимум температур достигает –43 °С. Совокупность этих факторов создаёт сложные условия для устройства фундаментов водопропускных труб и требует обоснованного выбора между свайным и плитным вариантами.

Проблема выбора типа фундамента для водопропускных труб в слабых грунтах не является новой, однако для мелиоративных систем со своей спецификой (регулярное подтопление, ирригационный режим, стеснённые условия) она освещена в литературе недостаточно. В работе [1] показано, что применение свай под водопропускными трубами снижает осадку, но создаёт концентрацию напряжений на верх трубы. В [2] провели сравнительное исследование плитных фундаментов коробчатых водопропускных труб на слабых грунтах и установили, что при достаточной несущей способности основания плитный фундамент является более экономичным решением. В исследованиях [3] подтверждается, что выбор между свайным и плитным фундаментом для малых гидротехнических сооружений в аллювиальных грунтах требует комплексного технико-экономического обоснования с учётом местных условий.

Первоначально в проекте был принят свайный фундамент (забивные сваи сечением 30×30 см, длиной 5 м, с монолитным ростверком 1500×300 мм). Однако в ходе рабочего проектирования возникла необходимость оценки альтернативного варианта — монолитной железобетонной плиты толщиной 300 мм. Основанием для пересмотра послужили: высокая трудоёмкость свайных работ в стеснённых условиях мелиоративной системы, необходимость водопонижения при забивке свай в обводнённых грунтах, а также достаточная несущая способность грунтового основания, подтверждённая последующими поверочными расчётами.

Целью настоящей работы является сравнительный анализ двух конструктивных решений фундаментов (свайного и плитного) для водопропускных труб шлюзов-регуляторов на примере 5 характерных сооружений Яхромской поймы, различающихся диаметром труб, количеством очков и грунтовыми условиями в основании.

Основная часть

Проект охватывает 39 шлюзов-регуляторов, расположенных на каналах мелиоративной сети: НЯ-13, НЯ-13-21, МЯ-21, МЯ-21-1, МЯ-21-2, МЯ-25, МЯ-27, СР-15 и других. Все сооружения относятся к ГТС IV класса ответственности с коэффициентом надёжности по ответственности

γn = 1,10 (согласно СП 58.13330.2019 [9]). Класс нагрузки на сооружения — К11, расчётная вероятность превышения максимальных расходов паводков — 5 %.

Для детального анализа выбраны пять сооружений, максимально различающихся по ключевым параметрам:

Таблица 1. Характеристики выбранных сооружений

Параметр	**2.2**	**21.5**	**21.7**	**12.2**	**18.1**
Канал	НЯ-13	НЯ-13	НЯ-13	МЯ-21	р. Яхрома
Диаметр трубы, мм	1250	1250	1500	1500	1000
Количество труб, шт.	2	2	4	3	2
Длина средней части, м	21	15	15	18	21

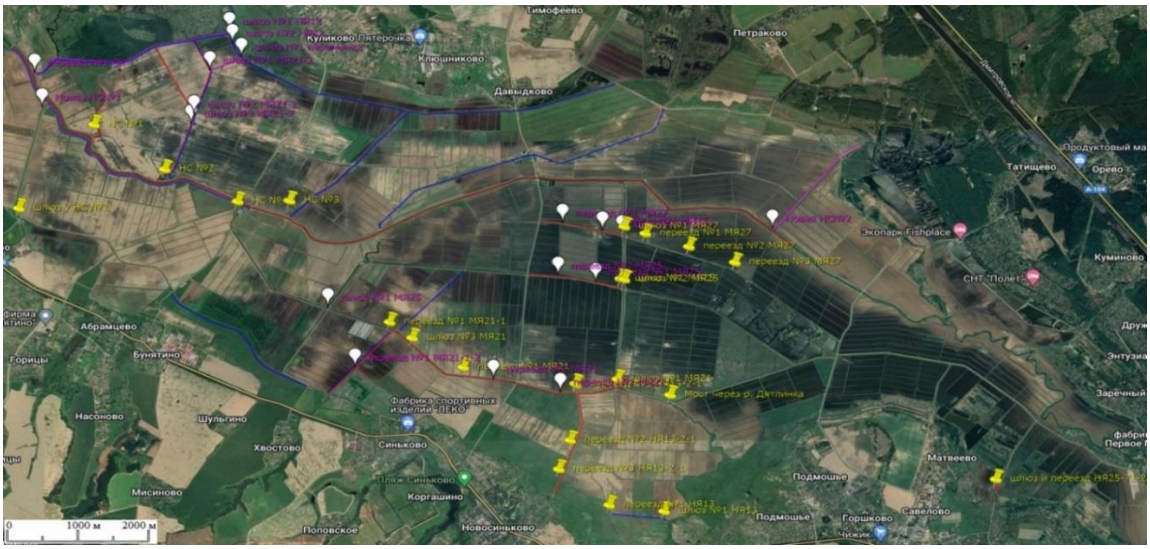


Рис. 1. Ситуационный план объекта с указанием расположения рассматриваемых сооружений

Геологический разрез площадки представлен следующими инженерно-геологическими элементами:

Таблица 2. Сводный геологический разрез

ИГЭ	Грунт	Мощность, м	γ, кН/м³	φ, град	c, кПа	*E*, МПа	IL	e
1	Насыпной грунт	0,5–1,5	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок мягкопластичный	2,0–4,0	19,0	18	15	12	0,55	0,70
3	Суглинок тугопластичный	3,0–6,0	20,0	21	22	18	0,30	0,60
4	Песок средней крупности	4,0–8,0	20,5	35	0	30	—	0,55
5	Песок гравелистый	5,0–10,0	21,0	38	0	40	—	0,50
6	Глина полутвёрдая	8,0–15,0	21,5	24	40	25	0,15	0,55
7	Суглинок мягкопластичный	2,5–4,0	18,3–20,0	20–21	12–18	12–18	0,52–0,73	0,49–0,66
8	Суглинок тугопластичный	3,0–5,0	18,3–20,3	21–22	12–26	12–18	0,39–0,73	0,49–0,66
9	Суглинок мягкопластичный	2,0–4,0	20,0	20	18	12	0,73	0,66
11	Суглинок тугопластичный	3,0–5,0	19,3	17	16	18	—	0,80

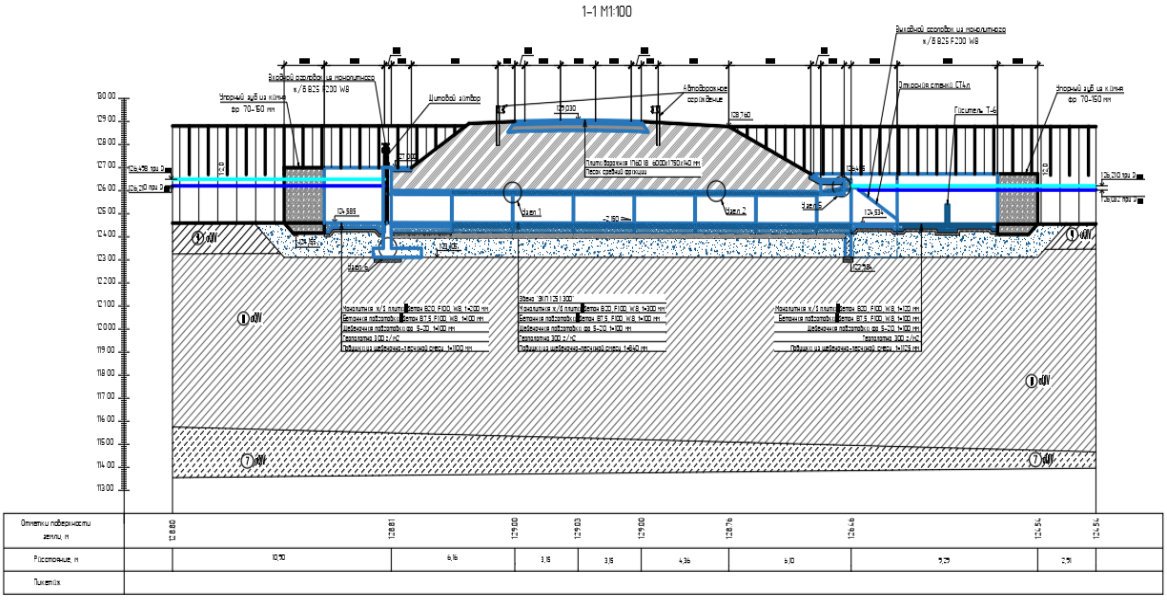


Рис. 2. Продольный разрез по сооружению 2.2

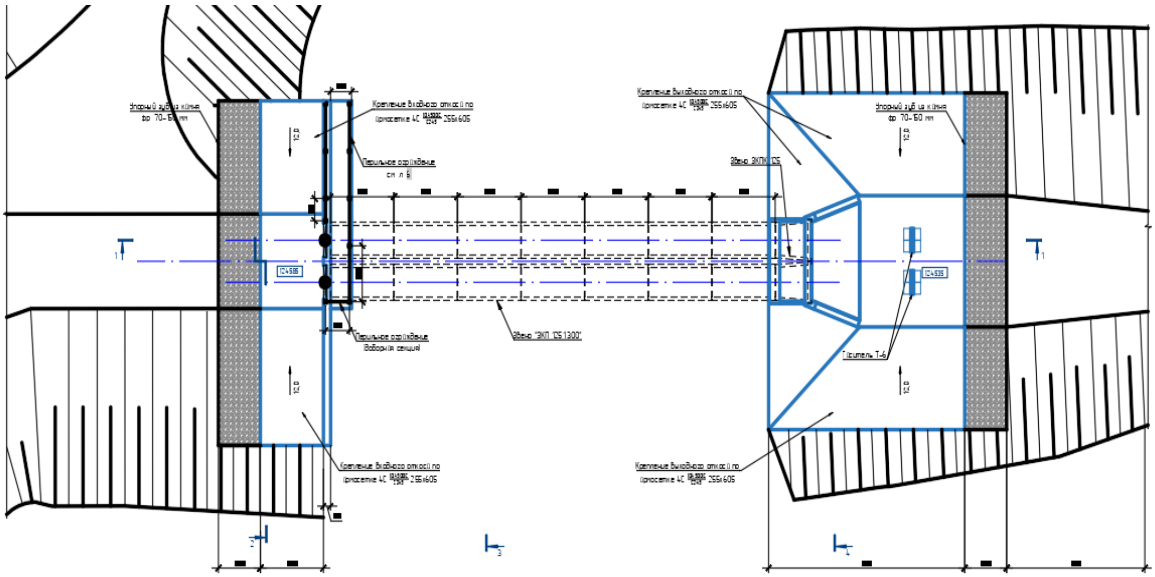


Рис. 3. План и продольный разрез типового шлюза-регулятора (на примере 2.2)

Поверхностным слоем на значительной части территории каналов являются торфяные отложения (органоминеральные и органические грунты) мощностью до 1,5–2,0 м, подстилаемые илами и насыпными грунтами прикануальных дамб. Наличие торфа в ложе каналов создаёт дополнительные сложности для производства строительных работ: низкая несущая способность (менее 50 кПа), высокая сжимаемость и влажность (до 200 % – 400 %), тиксотропные свойства при динамических воздействиях. Для сваебойной техники это означает необходимость устройства сланей или матов большой площади для распределения нагрузки, что существенно увеличивает подготовительные работы и стоимость строительства.

Конструкции фундаментов

Вариант 1 — плитный фундамент (принятый в проекте). Фундамент водопропускных труб представляет собой монолитную железобетонную плиту толщиной 300 мм из тяжёлого бетона класса В25, марки по морозостойкости F200 и водонепроницаемости *W*8. Армирование — арматурой А500С. В основании предусмотрена замена слабого грунта на смесь песчано-гравийную природную (ПГС) по ГОСТ 23735-2014 на глубину, превышающую нормативную глубину промерзания на 250 мм (1,19 + 0,25 = 1,44 м от верха плиты). Послойное уплотнение ПГС выполняется до плотности сухого грунта g = 1,65 т/м³. Далее устраивается разделительная прослойка из геополотна плотностью 300 г/м², щебеночное основание толщиной 100 мм (щебень гравийный фракции 5–20 мм М800) и бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона класса В7.5 (М100).

Вариант 2 — свайный фундамент (первоначальный проект). Фундамент водопропускных труб на сваях включает забивные сваи квадратного сечения 30×30 см, длиной 5 м, с опиранием на ИГЭ-4 (песок средней крупности). Поверх свай устраивается монолитный железобетонный ростверк сечением 1500×300 мм из бетона В25. Шаг свай в ряду — 0,9 м (3*d*). Для сооружений с количеством труб 2 и более предусматривается двухрядное расположение свай по ширине ростверка.

Методы расчёта

Расчёт плитного фундамента выполнялся в проектно-вычислительном комплексе ЛИРА САПР методом конечных элементов (КЭ типов 5, 42, 44) в пространственной постановке. Расчёт свайного фундамента выполнялся аналитически по методике СП 24.13330.2011 [8].

Расчётное сопротивление грунта основания R для плитного фундамента определялось по формуле (5.7) СП 22.13330.2016 [7]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{\text{II}} + M_q d_I \gamma'_{\text{II}} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma'_{\text{II}} + M_c \text{c}_{\text{II}}\right],$$

Несущая способность одиночной сваи F_d определялась по формуле (7), (8) СП 24.13330.2011 [8]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i\right).$$

Осадка для обоих вариантов определялась методом послойного суммирования по методике СП 22.13330.2016 [7].

Результаты расчётов

Результаты поверочных расчётов плитного фундамента в ПК ЛИРА САПР для пяти рассматриваемых сооружений приведены в табл. 3.

Таблица 3. Результаты расчёта плитного фундамента

Сооруже-ние	ИГЭ в ос-новании	R, кПа	$p_{ср}$, кПа	p_{max}, кПа	Коэфф. исп.	Осадка, мм	Глубина сжим. толщи, м
2.2	8	282,8	53,5	87,4	0,50	6	5,41
21.5	8	318,2	50,1	71,3	0,47	6	4,90
21.7	8	318,2	68,0	111,6	0,50	8	7,00
12.2	9	282,8	53,5	87,4	0,11	17	9,50
18.1	9	282,8	50,0	82,0	0,12	15	9,20

Все сооружения показали достаточную несущую способность основания. Коэффициенты использования грунта составили от 0,11 до 0,50 (запас 50 % – 89 %). Осадки находятся в пределах 6–17 мм, что значительно меньше допускаемых 50 мм для водопропускных труб по СП 35.13330.2011 [6].

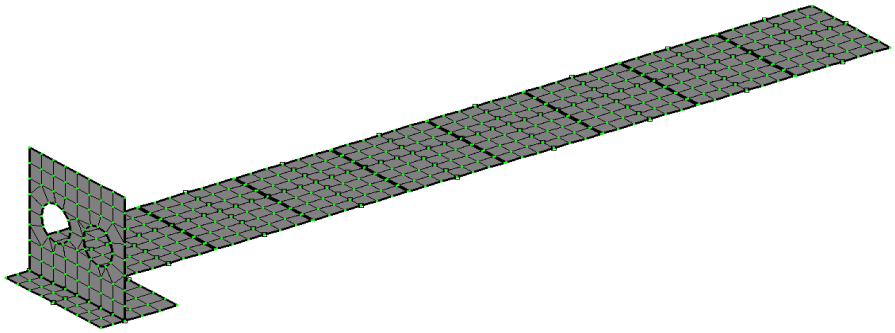


Рис. 4. Общий вид расчетной схемы в ПК ЛИРА САПР (сооружение 2.2)

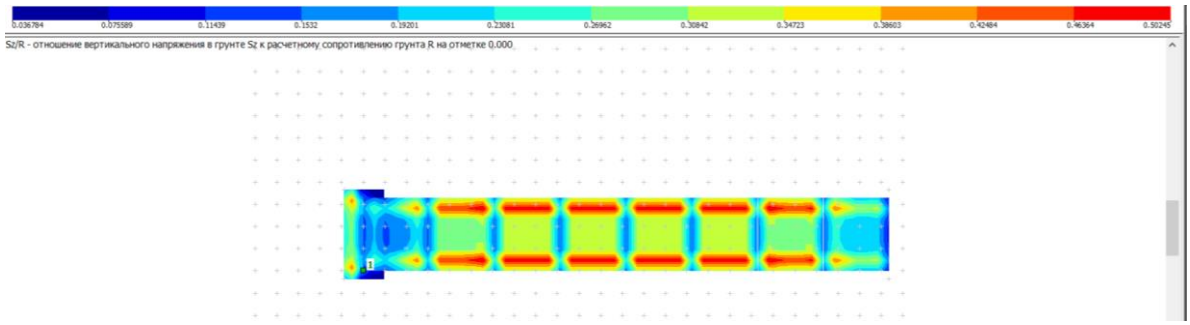


Рис. 5. Результаты расчета основания по деформациям (сооружение 2.2)

Результаты аналитического расчёта свайного фундамента по СП 24.13330.2011 [8] представлены в табл. 4.

Таблица 4. Результаты расчёта свайного фундамента

Сооружение	ИГЭ в основании	Рядов свай	Нагрузка на сваю, кН	Допускаемая нагрузка, кН	Коэфф. исп.	Осадка, мм	Глубина сжим. толщи, м
2.2	8	2	86,8	252,8	0,34	2,2	~4,5
21.5	8	2	81,3	252,8	0,32	2,0	~4,3
21.7	8	2	110,3	252,8	0,44	5,9	~6,0
12.2	9	2	65,1	252,8	0,26	3,5	~5,0
18.1	9	2	108,1	252,8	0,43	2,9	~5,0

Несущая способность свай обеспечена с большим запасом (56 % – 74 %). Осадки свайного фундамента составляют 2,0–5,9 мм.

Сравнительный анализ

Сопоставление результатов расчётов по двум вариантам фундаментов приведено в табл. 5.

Таблица 5. Сравнение плитного и свайного фундаментов

Сооружение	ИГЭ в основании	Осадка (плита), мм	Осадка (сваи), мм	Снижение осадки, %	Запас (плита), %	Запас (сваи), %
2.2	8	6	2,2	63	50	66
21.5	8	6	2,0	67	53	68
21.7	8	8	5,9	26	50	56
12.2	9	17	3,5	79	89	74

Анализ показывает, что для сооружений на ИГЭ-8 (2.2, 21.5, 21.7 — суглинок тугопластичный) разница в осадках относительно невелика (6–8 мм для плитного фундамента против 2,0–5,9 мм для свайного). Оба варианта обеспечивают достаточный запас по несущей способности. Плитный фундамент использует основание на 47–50%, свайный — на 32 % – 44 %.

Для сооружений на более слабом ИГЭ-9 (12.2, 18.1 — суглинок мягкопластичный) картина иная. Плитный фундамент показывает осадки 15–17 мм, свайный — 2,9–3,5 мм (снижение в 5 раз). Однако при этом плитный фундамент имеет колоссальный запас по несущей способности (88 % – 89 %), что говорит об избыточной площади опирания. Свайный фундамент в этих условиях использует несущую способность свай лишь на 26 % – 43 %.

Технико-экономическое обоснование

Сравнение стоимости устройства 1 погонного метра фундаментов приведено в табл. 6 и на рис. 9.

Таблица 6. Сравнение стоимости 1 пог. м фундамента, руб. (цены 2025 г.)

Статья затрат	Плитный фундамент	Свайный фундамент
Материалы (плита/сваи, бетон, арматура)	9 510	16 185
Земляные работы, замена грунта	1 200	—
Геотекстиль, щебень, подготовка	1 730	—
Сваебойные работы	—	3 885
Водопонижение	—	2 000
Временные дороги/слани	—	1 500
Прочие (опалубка, срубка голов)	1 688	888
Итого	12 010	24 458

Плитный фундамент оказывается в 2,04 раза экономичнее свайного, что согласуется с выводами [3] о преимуществе плитных фундаментов для малых гидротехнических сооружений в аллювиальных грунтах. При масштабировании на 39 сооружений проекта экономия составляет ориентировочно 10,2 млн руб.

С технологической точки зрения плитный фундамент также имеет преимущества в условиях Яхромской поймы:

- отсутствие потребности в сваебойной технике и водопонижении;
- возможность круглогодичного производства работ (с противоморозными добавками);
- замена слабого грунта на ПГС работает как дренаж, решая проблему подтопления;
- унификация конструкции для всех 39 сооружений обеспечивает эффект масштаба;
- устойчивость к воздействию торфяных грунтов в основании: в отличие от свайного фундамента, где торфяные отложения требуют специальных мероприятий (слани, маты, лидерное бурение), плитный фундамент опирается на искусственное основание из ПГС, полностью заменяющее слабый торфяной слой. Это исключает риски, связанные с тиксотропным разжижением торфа при динамических воздействиях от сваебойного оборудования.

Инновационная составляющая: система мониторинга осадок

Учитывая, что 39 плитных фундаментов запроектированы с контролируемой осадкой (6–17 мм), но эксплуатируются в сложных инженерно-геологических условиях, целесообразно предусмотреть систему автоматизированного геотехнического мониторинга (АСГМ). Применение *BIM*-технологий для геотехнического мониторинга мелиоративных сооружений рассмотрено в работе [4] и подтверждено отечественным опытом [5].

Предлагаемая система включает на каждом сооружении:

- 4 гидростатических датчика осадки по углам фундаментной плиты (точность ± 0,1 мм);
- 2 инклинометра на подпорной стене (точность ± 0,01°);
- 2 термодатчика в теле плиты;
- блок сбора данных с *GSM/LoRa*-передачей на облачный сервер;
- автономное питание от солнечной панели.

Система обеспечивает непрерывный контроль осадок и кренов с автоматическим оповещением диспетчера при превышении пороговых значений (осадка > 25 мм или скорость > 0,5 мм/сут).

Интеграция с *BIM*-моделью и цифровым двойником сооружения

Данные, поступающие с датчиков АСГМ, предлагается интегрировать в *BIM*-модель шлюза-регулятора, разработанную на стадии проектирования.

Каждый датчик привязывается к соответствующему элементу модели (фундаментная плита, стена) через уникальный идентификатор (*GUID*). Это позволяет:

- визуализировать текущие осадки и крены непосредственно на 3*D*-модели сооружения (цветовая индикация: зелёный — норма, жёлтый — повышенное внимание, красный — превышение порога);
- сопоставлять фактические деформации с расчётными значениями, заложенными в конечно-элементную модель (ЛИРА САПР) на стадии проектирования, и автоматически выявлять расхождения;
- накапливать историю деформаций в атрибутах *BIM*-элементов для последующего анализа и уточнения нормативных методик расчёта;
- формировать цифровой двойник (*Digital Twin*) сооружения, который в реальном времени отражает его фактическое техническое состояние и может использоваться для прогнозирования остаточного ресурса.

Стоимость интеграции АСГМ с *BIM*-моделью на одно сооружение оценивается в 50–80 тыс. руб. (настройка среды общих данных, привязка датчиков, создание *dashboard*). Таким образом, полная стоимость системы мониторинга с *BIM*-интеграцией составит около 350–380 тыс. руб. на одно сооружение, или 13,7–14,8 млн. руб. на все 39 объектов.

Внедрение *BIM*-ориентированной системы геотехнического мониторинга соответствует концепции «Цифрового мелиоративного объекта» и позволяет перейти от регламентных визуальных осмотров к риск-ориентированному управлению техническим состоянием сооружений.

Заключение

Выполненные поверочные расчёты плитного фундамента в ПК ЛИРА САПР показали, что несущая способность основания обеспечена для всех пяти рассматриваемых сооружений. Коэффициенты использования грунта составляют от 0,11 до 0,50 (запас 50 % – 89 %), осадки — от 6 до 17 мм, что значительно ниже предельно допускаемых 50 мм по СП 35.13330.2011 [6].

Свайный фундамент обеспечивает меньшие осадки (2,0–5,9 мм), однако является избыточным по несущей способности: коэффициент использования свай составляет 0,26–0,44 при запасе 56 % – 74 %.

Плитный фундамент в 2,04 раза экономичнее свайного (12 010 руб./пог. м против 24 458 руб./пог. м). При масштабировании на 39 сооружений экономия достигает 10,2 млн руб., что подтверждает выводы [2, 3] о предпочтительности плитных фундаментов при достаточной несущей способности основания.

Наличие торфяных отложений в основании каналов создаёт критические сложности для сваебойной техники (необходимость сланей, матов, риск тиксотропного разжижения), в то время как плитный фундамент с заменой грунта на ПГС полностью снимает эту проблему.

Замена слабого грунта на ПГС на глубину 1,44 м (ниже нормативного промерзания на 250 мм) одновременно решает задачи дренажа, морозозащиты и обеспечения несущей способности.

Предложенная *BIM*-ориентированная система геотехнического мониторинга с передачей данных в цифровой двойник сооружения соответствует современным тенденциям, описанным в работах [4, 5], и обеспечивает переход от регламентных осмотров к риск-ориентированному управлению техническим состоянием, что особенно актуально для 39 однотипных сооружений, рассредоточенных на значительной территории.

Список источников

1. Wang X., Feng Z., Wang S., Wang W. Experimental Study and Numerical Simulation of the Effect of Rigid Pile Composite Foundations on Slab Culverts // Advances in Civil Engineering. — 2023. — Vol. 2023. — P. 1–10. DOI: 10.1155/2023/4778445.

2. Liu Y., Zhang J., Chen L. Performance of Slab Foundations for Box Culverts on Soft Soils: A Comparative Study // Geotechnical and Geological Engineering. — 2022. — Vol. 40, Issue 8. — P. 4123–4138. DOI: 10.1007/s10706-022-02145-8.

3. Hassan M., Ahmed S., Rahman M. Cost-Benefit Analysis of Pile vs. Raft Foundations for Small Hydraulic Structures in Alluvial Soils // Journal of Irrigation and Drainage Engineering. — 2024. — Vol. 150, Issue 3. — P. 04024005. DOI: 10.1061/JIDEDH.IRENG-10234.

4. Gupta R., Sharma P., Kumar A. BIM-Based Geotechnical Monitoring of Irrigation Infrastructure: A Case Study of Canal Regulators // Water Resources Management. — 2023. — Vol. 37, Issue 12. — P. 4789–4805. DOI: 10.1007/s11269-023-03567-2.

5. Петров, И. А. Применение плитных фундаментов на слабых грунтах в гидротехническом строительстве / И. А. Петров, В. Н. Сидоров // Вестник МГСУ. — 2024. – Т. 19. – № 3. – С. 345-358. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.3.345-358.СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*. – М.: НИЦ «Строительство», 2011. – 346 с.

6. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: НИЦ «Строительство», 2016. – 225 с.

7. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М.: НИЦ «Строительство», 2011. — 85 с.

8. СП 58.13330.2019. Гидротехнические сооружения. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2019. – 42 с.

9. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: НИИЖБ им. Гвоздева, 2018. — 143 с.

© Пономаренко А. Д., Осипова О. Н., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-471-486

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТЕОРИИ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ КОЭФФИЦИЕНТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ И ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ

А. З. Хасанов[1], З. А. Хасанов[2]

[1]Самаркандского государственного университета имени Шарофа Рашидова, г. Самарканд, Узбекистан,
[2]ООО «ГЕОФУНДАМЕНТПРОЕКТ», г. Самарканд, Узбекистан

Аннотация. *В статье рассматривается вопросы анализа известных теорий прочности грунтов. На основании этого анализа предлагается новая концепция теории прочности грунтов, позволяющая учитывать основополагающие параметры прочности грунтов: угол внутреннего трения, удельное сцепление, коэффициент бокового давления. Приводятся аналитические выражения, позволяющие определять напряженное состояние на площадках, отклоненных по отношению к главным напряжениям. Дается определение физической сущности понятия «коэффициента бокового давления для грунтов». Приводятся пример по реализации предложенной модели и графическое ее приложение.*

Ключевые слова: *теория прочности грунтов, механика грунтов, сопротивление сдвигу грунтов, параметры прочности грунта, коэффициент бокового давления, напряженно-деформированное состояние, предельное состояние грунта, критерии прочности грунтов, модель Мора–Кулона, угол внутреннего трения, удельное сцепление, касательные напряжения, деформационные характеристики грунта, грунтовое основание, устойчивость оснований и фундаментов*

IMPROVING THE THEORY OF SOIL STRENGTH TAKING INTO ACCOUNT THE COEFFICIENT OF LATERAL PRESSURE AND SHEAR RESISTANCE PARAMETERS

A. Z. Khasanov[1], Z. A. Khasanov[2]

[1]Samarkand State University named after Sharof Rashidov, Samarkand, Uzbekistan,
[2]LLC «GEOFUNDAMENTPROEKT», Samarkand, Uzbekistan

Annotation. *The article discusses the issues of analysis of the known theories of soil strength. Based on this analysis, a new concept of soil strength theory is proposed, which allows for the consideration of fundamental soil strength parameters such as the angle of internal friction, specific cohesion, and lateral pressure coefficient. Analytical expressions are provided to determine the stress state on sites that are deviated from the principal stresses. The physical essence of the "lateral pressure coefficient for soils" is defined. An example of implementing the proposed model and its graphical application is provided.*

Keywords: *soil strength theory, soil mechanics, soil shear resistance, soil strength parameters, lateral pressure coefficient, stress-strain state, soil limit state, soil strength criteria, Mohr-Coulomb model, internal friction angle, specific adhesion, tangential stresses, soil deformation characteristics, soil foundation, stability of foundations and bases*

Введение

Известно, что в настоящее время напряженно-деформированное состояние массива решается двумя способами. В первом случае задача решается методами деформационной теории, где функция сдвигового деформирования принимается нелинейной, в частности задача решается с применением классической теории упруго-пластичности. По второй методике задачи решаются с применением теории предельного напряженного состояния и уравнения устойчивости η, основанный на фундаментальных принципах условия равновесия. В этом случае уравнения должны удовлетворять следующим условиям

$$\sigma_i \leq \sigma_{iu}\ ; \tag{1}$$

$$\eta = \frac{T_u}{T} > 1, \tag{2}$$

где σ_i, Т и σ_{iu} T_u – действующие (текущие) девятерные, сдвиговые силы и предельные- сдвиговые силы и напряжения

Основополагающие теории прочности грунтов

Рассмотрим существующие теории описывающие основные закономерности прочности (предельного сопротивления грунта сдвигу). В механике грунтов в качестве базового используется теория прочности грунтов Кулона, которая строится в прямоугольной системе координат $f(\sigma, \tau)$ (рис. 1).

$$f^* \equiv \tau - \sigma * f = 0 \tag{3}$$

где τ и σ – предельные сдвиговые и нормальные напряжения; f – коэффициент трения.

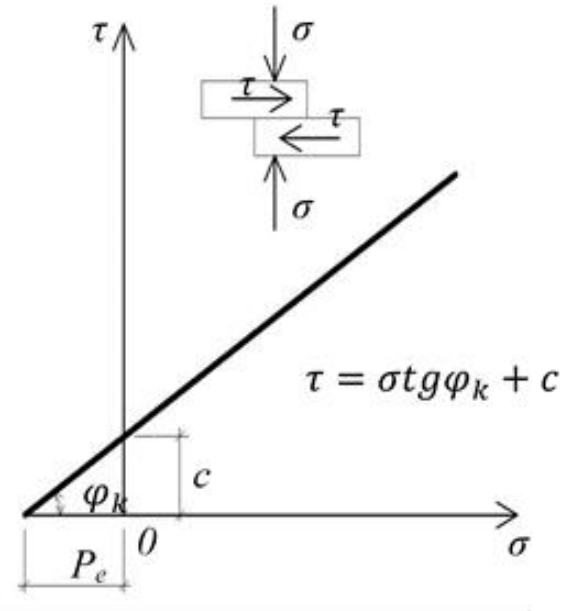


Рис. 1. Диаграмма прочности соотвествующая теории прочности Кулона в координатах $\tau = f(\sigma)$

Второй распространенной и широко используемой в геотехнике является теория прочности Кулона–Мора. Известно, что изначально теория Мора, основанная на деформационной теории в условиях плоской задачи для сплошных сред, предназначалась для определения напряженного состояния на произвольных площадках. При этом изменение соотношения нормальных и касательных напряжений на площадках подчиняется круговому закону. Этот удобный математический аппарат был адаптирован для определения условия прочности грунтов. Теория так же позволяет определять величины – наибольшего угла отклонения площадки сдвига при активном и пассивном нагружениях, а также коэффициента бокового давления.

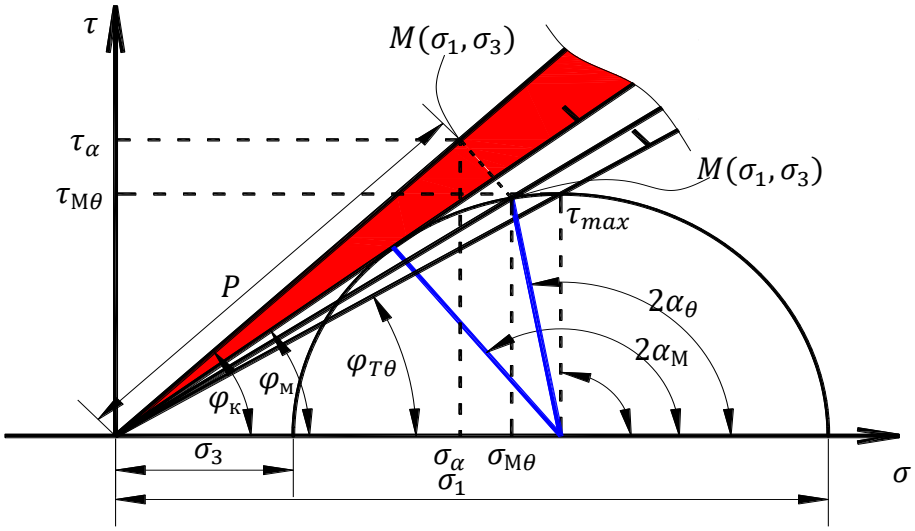


Рис. 2. Графическое изображения условия прочности по теории Кулона–Мора – 1 и Треска–Хилла – 2.

Однако следует отметить, что такие параметры, как угол отклонения наиболее опасной площадки 2α, коэффициент бокового давления $\xi(\xi_u)$ и угол внутреннего трения φ_M, характеризующие грунт как дисперсную пористую среду с внутренним трением, не могут быть объединены в рамках единого универсального уравнения так же однозначно, как это принято для сплошных сред. Данное обстоятельство является одной из причин того, что при проведении как трехосных, так и модельных лотковых испытаний грунтов многие исследователи отмечали расхождения между экспериментальными результатами и классическими положениями теории прочности Кулона–Мора [4–6].

В частности, результаты выполненных авторами экспериментальных исследований несвязных грунтов показали, что максимальный угол отклонения поверхности сдвига оказывается на 15 % – 20 % ниже теоретического значения, определяемого согласно модели Кулона–Мора. Аналогичные выводы о несоответствии реальной кинематики разрушения предположениям

линейной теории прочности приводятся в работах, посвящённых исследованию локализации деформаций, формированию полос сдвига и развитию предельного состояния в грунтовых и гранулированных средах [10–15].

Анализ результатов трехосных и модельных лотковых испытаний показывает, что в отличие от сплошных материалов для грунтов в условиях предельного напряжённого состояния изменение ориентации поверхностей сдвига, по-видимому, подчиняется не круговому закону, вытекающему из построений Мора, а более сложной нелинейной зависимости, близкой к параболической, в диапазоне $2\varphi < \theta < \theta^*$, где θ^*— максимальное значение угла отклонения поверхности сдвига [6]. Между тем критерию Кулона–Мора соответствует фиксированное значение данного угла, следующее из выражения (5). Это свидетельствует о том, что предельная огибающая может пересекать круг Мора (рис. 6), а процессы сдвигового деформирования грунта в указанных пределах развиваются с различной интенсивностью.

Следовательно, коэффициент бокового давления грунта, определяемый по классическому выражению (5), не всегда согласуется с экспериментальными данными, которые, как правило, показывают более низкие значения. Указанные особенности подтверждаются не только результатами трехосных испытаний, но и данными модельных лотковых экспериментов, в которых наблюдается изменение траектории развития поверхностей скольжения и перераспределение напряжений по мере перехода грунта в предельное состояние.

Таким образом, результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о необходимости дальнейшего совершенствования классической теории прочности грунтов с учётом структурной неоднородности грунтовой среды, дилатансии, нелинейности деформирования и эволюционного характера формирования поверхностей локализации сдвига.

Как известно условие теории прочности для плоского напряженного состояния записывается в следующем виде

$$f^* \equiv \sigma_3 - \sigma_1 * \xi(\xi_u) = 0 \qquad (4)$$

где ξ, ξ_u – характеризует соотношения главных напряжений σ_1, σ_3, соответствующих допредельному и предельному напряженному состоянию.

Коэффициент ξ, в соответствии с условием (4), остается постоянным в области деформирования (экспериментально определяется в условиях компрессии при, $\varepsilon_3 = 0$ с измерением бокового давления, в литературе этот коэффициент также называется коэффициентом бокового давления покоя ξ_0) (рис. 3).

Что касается величины ξ_u то он определяется при напряженном состоянии соответствующая пределу прочности грунтов (экспериментально и определяется в условиях возможности бокового расширения с измерением боковых перемещений $\varepsilon_3 > 0$, при $\sigma_3 = \text{const}$ (рис. 3). Что касается величины σ_{1u} то он для мягких и сыпучих грунтов определяется условно и определяется в соответствии различных стандартов, например в литературах [5] он соответствует ограничительной величине $\varepsilon_1 = 0{,}15$. Такое расплывчатое определение может существенно исказить полученные результаты.

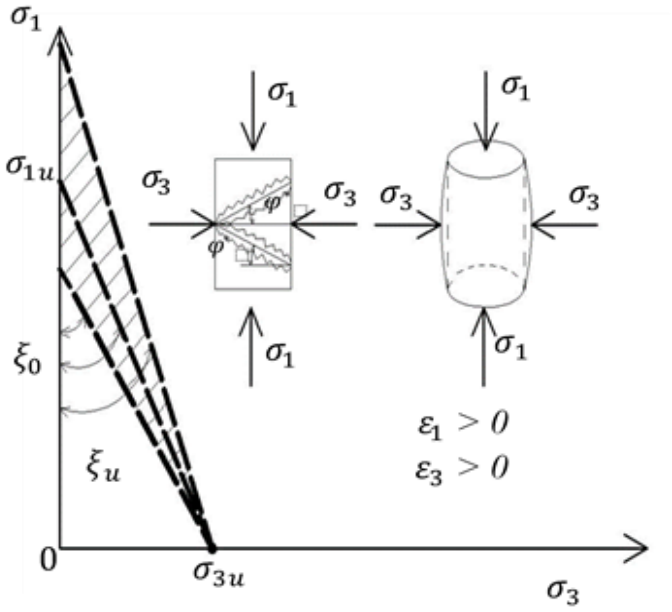


Рис. 3. График определения величины ξ_u в условиях свободного бокового расширения образца грунта

Как известно величина ξ соответствующая условию (4) определяется по известному соотношению

$$\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1-\sin\varphi_M}{1+\sin\varphi_M} = tg^2\left(45 \pm \frac{\varphi_M}{2}\right), \quad (5)$$

где φ_M – угол внутреннего трения соответствующая теории прочности Кулона–Мора. Напомним, что выражения (4)–(7) характеризуют круговую зависимость между касательными τ_θ и нормальными σ_θ напряжениями и имеет следующую взаимосвязь с нормальными и касательными напряжениями σ_θ и τ_θ действующие на площадках, отклоненных на угол 2α (рис. 4).

$$\tau_\theta^2 = \sigma_1^2 l^2 + \sigma_3^2 s^2 - \sigma_\theta^2; \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_1\ l^2 + \sigma_3\ s^2, \quad (7)$$

где l и s направляющие косинусы, определяемые по известным выражениям

$$l = cos2\theta \ \text{ и } \ s = cos\left(\frac{\pi}{2} - 2\theta\right) \quad (8)$$

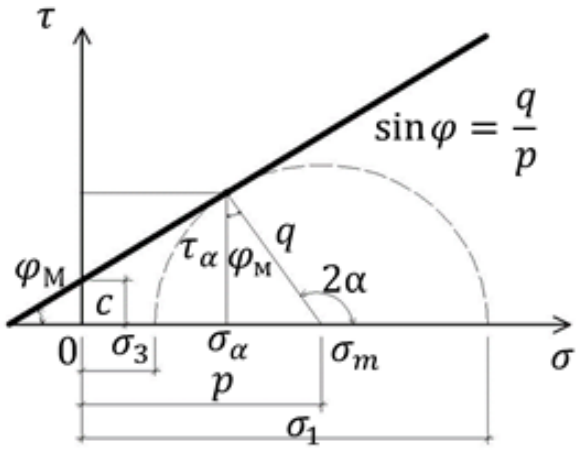


Рис. 4. Диаграмма прочности соотвествующая теории прочности Кулона–Мора в координатах $q = f(p)$

В соответствии с этой теорией условие предельного напряжённого состояния, записанной в виде предельной огибающей к кругам Мора имеет следующий вид

$$\sin\varphi_M = \frac{q}{p} = \frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{(\sigma_3+\sigma_1)} \qquad (9)$$

Многие авторы считают, что в грунтах сдвиги проходят по площадкам с углом отклонения $\theta = 2\alpha = 45^0$. В этом случае теорию прочности Кулона-Мора выражают в координатах $q = f(p)$ (рис. 5). Такая модель теории прочности была предложена Треска–Хиллом (рис. 5) с параметром прочности $\varphi_\text{т}$ [4].

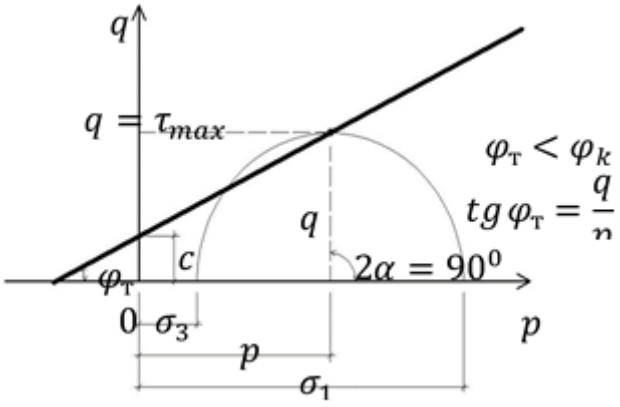


Рис. 5. Диаграмма прочности соотвествующая теории прочности Треска–Хилла в координатах $q = f(p)$

Модель прочности грунтов предложенная Треска–Хиллом отличается от модели Кулона–Мора, тем, что предельная огибающая пересекает круг и проходит через площадки отклоненных на $\theta = 45^0$, т.е. на уровне максимальных касательных напряжений $q = \frac{(\sigma_3-\sigma_1)}{2} =$ и $p = (\sigma_3 + \sigma_1)/2$ (рис. 5).

В этом случае она совпадает с пределом текучести, свойственной модели прочности твердых деформированных тел. При этом, линия характеризующая границу текучести проведена не как параллельная к оси p ($q = \text{const}$), а как наклонная, пересекающая круг. В этом случае условие прочности будет иметь следующий вид (рис. 5) [4,5]:

$$\operatorname{tg}\varphi_T = \frac{q}{p} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3 + \sigma_1}$$

$$\xi_T = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - tg\,\varphi_T}{1 + tg\,\varphi_T} \qquad (10)$$

Здесь как и при теории прочности Кулона–Мора (6)–(11), существует жесткая аналитическая привязка между соотношениями главных напряжений ξ, ξ_u, углом отклонения площадки $\theta_T = 45^0$ с параметрами прочности грунта. Однако, как уже было показано выше, в действительности, параметр прочности φ - угол внутреннего трения, для грунтов является постоянной величиной и не зависит от принятой теории прочности. Такое несоответствие очевидно для грунтов связано с некруговой зависимости выражения (6). Сопоставление теорий прочности наглядно можно проиллюстрировать на графике σ_1, σ_3 представленной на рис. 6.

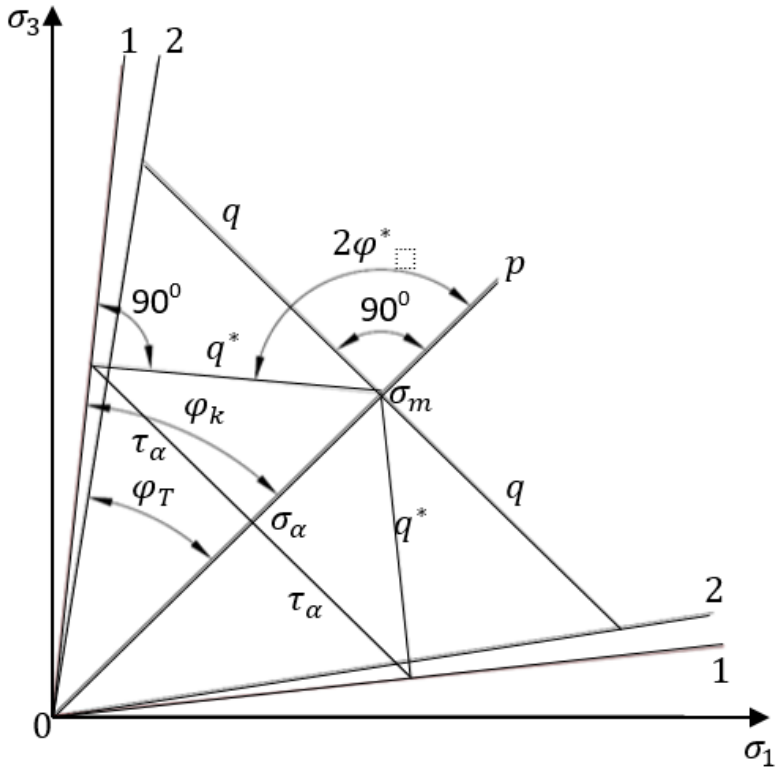


Рис. 6. График изменения средних нормальных *P* и девиаторных напряжений *q* в пределах прочности грунтов: *1, 2* – придел прочности грунтов полученные по результатам сдвиговых и трехосных испытаний

Величина девиаторных напряжений $\tau_\alpha = f(q)$ в соответствии с теорией прочности Треска–Хилла действует на площадках с углом отклонения $0 \le 2\theta \le 90^0$ и параметром прочности $\varphi_{\text{Т}}$ с границами 2-2 (рис. 6). Для сравненеия прочность грунта расчитанная по трем моделям (Кулона, Кулона–Мора и Треска–Хилла) нанесем в диаграмму $(\sigma_{1,}\sigma_3)$.

Разница параметров прочности моделей Кулона–Мора и Треска–Хилла определяется из соотношения:

$$sin\varphi_{\text{м}} = \frac{q}{p+p_e}, \tag{11}$$

$$tan\varphi_T = \frac{q}{p+p_e}, \tag{12}$$

откуда

$$\varphi_T = \text{atan}(sin\varphi_{\text{м}}). \tag{13}$$

Таким образом теории прочности Кулона–Мора и Треска–Хилла базируются на круговой зависимости напряжений и по этому всегда выполняется условие $\varphi_T < \varphi_{\text{м}}$. Основная причина не совпадения предельной огибающей кругов Мора с диаграммой прочности Кулона связана не выполнение для грунтов круговой зависимости выражения (6).

Другой немаловажной особенностью теории прочности Треска–Хилла при напряженном состоянии $\sigma_3 = \text{const}$ и $\sigma_1 > \sigma_3$ является то что на площадке сдвига с углом $tg(\theta = 45^0) = \frac{q}{(p-\sigma_3)}$ соблюдается условия линейной зависимости т.е. выполняется условие пропорционального роста нормальных p и касательных напряжений q. Поскольку $tg(\theta = 45^0) = 1$ то $q = (p - \sigma_3) = \Delta p$. Учитывая выражение (4) $\Delta p = \frac{\sigma_3}{2}\left(\frac{1}{\xi} - 1\right)$. Иначе при траектории роста напряжений с $2\alpha = 45^0$ выполнении условия предельного состояния $\sigma_1 = \sigma_3 + 2\Delta p$ (рис. 7, 9). При всех других случаях (условиях), когда угол отклонения площадке $(\theta > 45^0)$ в грунтах возникает нелинейный рост касательных $\tau_\alpha(q)$ и нормальных $\sigma_\alpha(p)$ напряжений, как это показано на рис. 9 (4,6). Не учет этих обстоятельств, характерные для различных моделей, расчеты могут привести к ошибкам полученных результатов.

Учитывая вышеизложенные обстоятельства ниже рассмотрим возможность использования теории, характеризующие предельное напряженное состояние на некруговой зависимости между касательными и нормальными напряжениями.

Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в области приближающееся к предельному состоянию. Ниже приведем основные постулаты этой теории. Понятие прочность грунтов характеризуется как совокупный процесс воздействий критических внешних, гравитационных и внутренних сил, при которых на одной или нескольких площадках происходит прогрессирующие развитие сдвиговых деформаций.

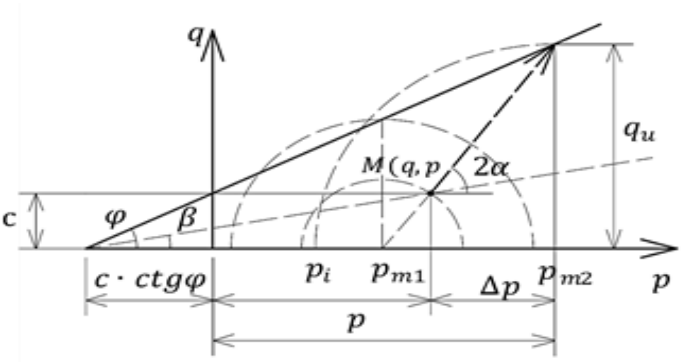


Рис. 7. График характеризующий напряженное состояние $M(q,p)$, траекторию нагружения и придел прочности грунта q_u при $2\alpha = 45^0$

Аналитически такое положение в грунтах можно описать как совокупные зависимости (3)–(4) с параметрами теории прочности Кулона и некруговой зависимости напряженного состояния. Ниже рассмотрим основные постулаты этой теории.

1. Площадка сдвига в условиях активного и пассивного давлениях, отклонена на угол, равный $\theta^* = \varphi^*$ и $\theta = (\pi/2 - \varphi^*)$. где φ^* *угол отклонения площадки сдвига, от площадки, где действуют наибольшие главные напряжения. Как показали наши исследования, его можно определить по выражениям*

$$\theta^* \cong k(\varphi_к + \alpha_\xi).\ \alpha_\xi = atg(\xi) = atg\left(\frac{\sigma_{3u}}{\sigma_{1u}}\right)$$

или $$\theta^* \cong (1{,}22\varphi + 13{,}2\ ). \qquad (14)$$

2. На основании положения и первого допущения, для описания условия предельного равновесия в до предельном и предельном состоянии выражение (4) является недостаточным, вторым обязательным условием является выражение (3), т. е. условие прочности Кулона. Естественно, при таких условиях выполнение кругового закона нарушается. Извышеизложенного следует, что при сдвиговых напряжениях, $\tau \leq c_u$ справедлив закон линейной зависимости между напряжениями и деформациями и при $c_u < \tau \leq \tau_u$ напряженное состояние на площадке выходит за рамки линейности (рис. 8).

$$c_u = c_0 + \sigma_m[\ tg(\eta\varphi)],\ \eta < 1 \qquad (15)$$

где η – коэффициент характеризующий границы линейности зависимости $f(\sigma_i, \gamma_i)$. Как было отмечено в работе [5, 6] это связано прежде всего, тем, что при напряжениях $\tau > c_u$ касательные составляющие изменяется с нарушением закона (6), (7). При этом, как показали эксперименты угол отклонения площадки сдвига отличаются от традиционных, определяемые по теории прочности Кулона–Мора, (5) или Треска–Хилла $\alpha = \beta = 45^0$ и соответствует выражения (14).

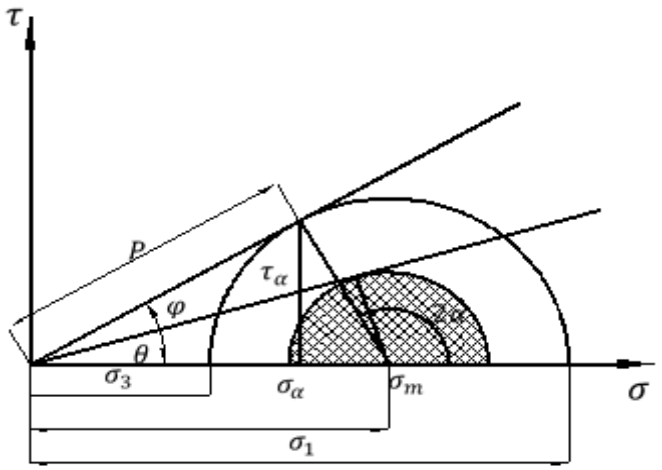


Рис. 8. Модель напряженного состояния, характеризующий область линейного и нелинейного деформирования грунтов

Из допущений 1 и 2 следует, что для грунтов величина коэффициента бокового давления ξ , определяется как в условиях покоя при соблюдении условия $\varepsilon_3 = 0$ так и в условиях предельного напряженного состояния.

$$\xi = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \tag{16}$$

$$\xi_u = \frac{\sigma_{3u}}{\sigma_{1u}} \tag{17}$$

При напряжениях $\tau \leq c_u$ (например, при природном напряженном состоянии грунта) т. е. в условиях покоя, справедливо выражение (16). Принято допущение, что при выполнении условия $\tau > c_u$ (15) во всем диапазоне изменения напряжений принимается $\xi_u = \text{const}$ (17).

Из литературы известно, что параметр ξ_0 (условие покоя) принято определять в соответствии с деформационной теории, например по формуле (Жеки, 1944) [1, 2]

$$\xi_0 = (1 - sin\varphi) \tag{18}$$

Эта выражение по теории Кулона-Мора имеет следующий вид

$$\xi_0 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{(1-sin\varphi)}{2cos^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)} \tag{19}$$

Из выражения (19) следует что выражение (18) имеет математическую неточность, по этой причине она дает завышенные результаты коэффициента бокового давления. Выражении (18) выполняется только в одном случае, когда $2cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 1$. Учитывая такое несоответствие в выражение (18) вводят дополнительный корректирующий коэффициент k зависящей от вида грунта [2]

$$\xi_0 = (1 - k * sin\varphi_м). \tag{20}$$

С учетом физической структуры грунтов коэффициенты бокового давления и трения зависят от угла внутреннего трения φ и угла поворота предельной поверхности сдвига φ^*. Феноменологические решение этих величин авторами получены в виде следующих выражений [5, 6]:

$$\xi_{\varepsilon=0} \leq \frac{kf}{3} = \frac{ktg\varphi}{3}, \quad \mu = \frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_z} \cong \frac{1}{tg\varphi^*} \tag{21}$$

где k – корректирующий коэффициент устойчивости.

Модель теории прочности грунтов предложенная авторами. На основании этих допущений и принятых постулатов было предложена новая теория прочности грунтов, характеризующая наступление предельного напряженного состояния. В соответствии с этой теорией угол внутреннего трения φ и коэффициент бокового давления грунта ξ (в условиях покоя и в условиях предельного напряженного состояния) являются независимыми параметрами прочности. Иначе, для корректного описания условия прочности грунта необходимо выполнение обоих уравнении (3) и (4).

Геометрическую интерпретацию этой теории рассмотрим в координатных системах: $\tau = f(\sigma_1, \sigma_3)$ и $\sigma_1 = f(\sigma_3)$. Для определения составных напряжений на произвольных площадках при напряжениях $c_u < \tau \leq \tau_u$ используем метод **касательной предельной огибающей к графику эллипса.** В этом случае, как и в первом известными считаются предельные величины и соотношения главных напряжений $\sigma_1, \sigma_3, \xi_u$ (5), (16)–(17) а также параметры: угол внутреннего трения и сцепления грунта, соответствующие теории прочности Кулона (3).

Математическое выражение уравнения эллипса имеет следующий вид

$$\frac{{\sigma_\alpha}^2}{a^2} + \frac{{\tau_\alpha}^2}{b^2} = 1 \tag{22}$$

Основными параметрами функции эллипса прочности являются: центр, малая и большая оси эллипса

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{1u}+\sigma_3}{2}, \quad a = \frac{\sigma_{1u}-\sigma_3}{2} \text{ и b} \tag{23}$$

Составные напряжения на площадке сдвига

$$\sigma_\alpha = \text{a}cos2\alpha \; u \;\; \tau_\alpha = bsin2\alpha \tag{24}$$

на площадке сдвига при $\alpha = \theta^* = k(\varphi_к + \alpha_\xi)$, выполняется условие прочности грунта

$$\tau_\alpha = (\sigma_m - \sigma_\alpha)tg\varphi, \tag{25}$$

или с учетом (24)

$$\sigma_\alpha = acos2\theta^* \; u \;\; \tau_\alpha = bsin2\theta^* \tag{26}$$

Требуется определить второй параметр т. е. размер второго полюса b.

Из уравнения (22) определим

$$b^2 = \frac{{\tau_\alpha}^2}{\left(1-\frac{{\sigma_\alpha}^2}{a^2}\right)} \text{ или } \quad b = \sqrt{\frac{{\tau_\alpha}^2}{\left(1-\frac{{\sigma_\alpha}^2}{a^2}\right)}} \tag{27}$$

или с учетом (25)–(26) получим

$$b = (\sigma_m - a cos2\theta^*)\sqrt{\frac{tg\varphi^2}{1-cos2\theta^{*2}}} \tag{28}$$

При этом условие прочности грунта будет имеет следующий вид

$$\tau_\alpha = (\sigma_m - acos2\theta^*)tg\varphi = \sigma_{1u}\left[\left(\frac{1+\xi_u}{2}\right) - \left(\frac{1-\xi_u}{2}\right)cos2\theta^*\right]tg\varphi \tag{29}$$

Напоминаем, что в данном случае параметр $\varphi = \varphi_k$ определяется по результатам сопротивление одноплоскостному сдвигу грунта. Для глинистых грунтов, обладающих силами сцепления *c* главные напряжения равны

$$\sigma_{1u} = \sigma_{1fu} + \text{c}\, ctg\varphi \qquad \text{и} \qquad \sigma_{3u} = \sigma_{3fu} + \text{c}\, ctg\varphi \tag{30}$$

где σ_{1fu},σ_{3fu} и ξ_u – предельные напряжения и параметр прочности грунта полученный по результатам трехосных испытаний;

Итоговые напряжения P на площадке сдвига определяются с учетом выражений (26)

$$P = \sqrt{\sigma_\theta^2 + \tau_\theta^2} \tag{31}$$

Сопоставление теорий прочности Кулона, Кулона–Мора и модели авторов и графическая их интерпретация представлена на рис. 9. На этой диаграмме точка $M(\sigma_\alpha\tau_\alpha)$ удовлетворяет условие (3) так и (4).

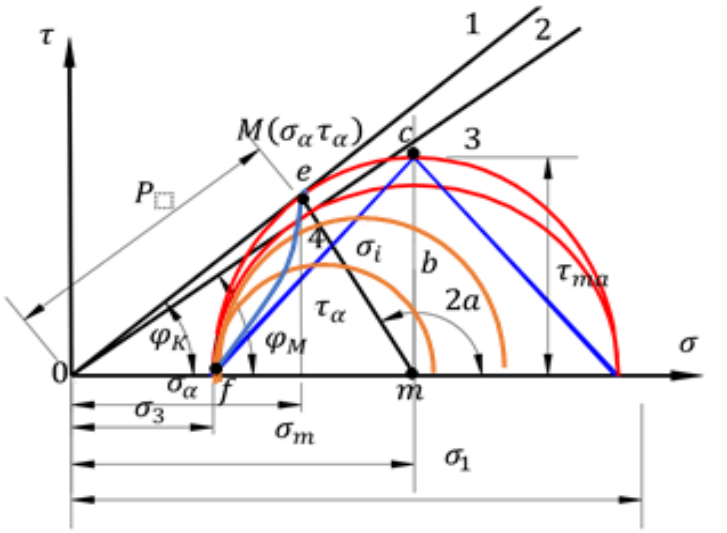


Рис. 9. Сопоставительные диаграммы трех методов, характеризующие условие прочности грунта: *1* – условие прочности Кулона на простой сдвиг; *2*- условие прочности Кулона–Мора; *3* – редлагаемая модель условия прочности; *4* –траектория нагружения

2. Метод секущей предельной огибающей к графику эллипса. В этом случае, как и в первом известными считаются предельные величины и соотношения главных напряжений $\sigma_1, \sigma_3, \boldsymbol{\xi_u}$ а также угол внутреннего трения грунта, соответствующий теории прочности Кулона.

Основными параметрами функции эллипса прочности являются: малая и большая оси эллипса

$$a = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2};\ b = \tau_{\alpha max} = tg\varphi_к \sigma_m \ \text{ и } \ \sigma_m = p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad (32)$$

Математическое выражение уравнения эллипса имеет вид (22)

Графическая интерпретация условия предельного напряженного состояния. Условие прочности характеризует только напряженное состояние на площадке сдвига и не может быть применен для определения напряженного состояния в других площадках. Для построения этой диаграммы составим график зависимости предельные вертикальные σ_1 и горизонтальные σ_3 напряжения (рис. 10).

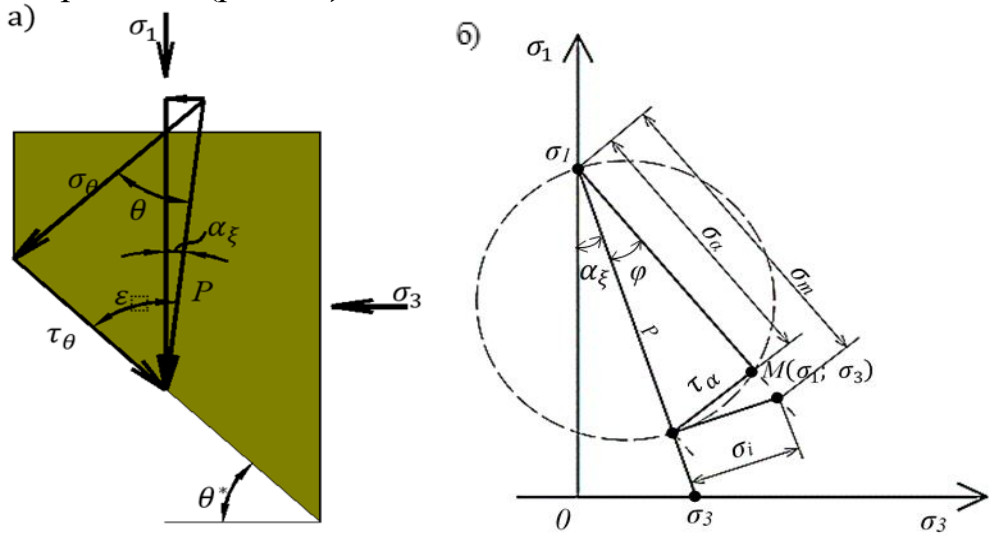


Рис. 10. Графическая интерпретация условия прочности грунта по автору
а) активное нагружение при плоском напряжённом состоянии;
б) диаграмма прочности грунта

Графически соединим на этой плоскости две точки σ_1, σ_3, получим правильный треугольник. Соотношение этих напряжений на графике характеризует коэффициент бокового давления $(\boldsymbol{\xi})\ \boldsymbol{\xi_u}$. Направление полного вектора напряжения P на наклонной площадке определяется по выражению (31). Направление полного вектора напряжения P ориентировочно в сторону площадки, где действует наименьшее главное напряжение σ_3. Угол отклонения площадки сдвига равен α_ξ (14).

При этом в соответствии с рис. 10 выражения σ_α и τ_α определим по выражениям

$$tg\varphi_к = \frac{\sigma_i}{P};\ P = \frac{\sigma_i}{tg\varphi_к} \ \text{ и } \ cos\varphi_к = \frac{P}{\sigma_m};\ \ P = \sigma_m cos\varphi_к. \qquad (33)$$

Для глинистых грунтов с учетом (29)

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1+\sigma_3+2\,\mathrm{P}_e}{2} = \frac{\sigma_1(1+\xi)+2\,\mathrm{P}_e}{2} \quad (35)$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} = \sigma_m sin\varphi_к \quad (36)$$

По направлению полного вектора напряжения Р с конца полюса σ_1 начертим круг, диаметром $D = \mathrm{P}$. Далее с оси σ_1 проведем линию с углом отклонения $\varphi^* = k(\varphi + \alpha_\xi)$ до точки пересечения $M(\sigma_1; \sigma_3)$, лежащей на поверхности круга. При этом полный вектор напряжения Р, с этими двумя линиями образует прямоугольный треугольник. Величина полного вектора $\mathrm{P} = \sigma_i/tg\varphi_k$ $\mathrm{P} = \sigma_m * cos\varphi_k$.Таким образом, левая сторона от вектора Р характеризует главные внешние, а правая сторона внутренние напряжения на площадке, отклоненной от горизонтали на угол $\theta^* = \varphi^*$. Длина отрезка этой прямой (линия σ_1; *M* ($\sigma_1; \sigma_3$), равна величине нормальных σ_θ, а противоположная сторона треугольника равна величине касательных напряжений τ_θ, действующих на этой площадке. Представленная диаграмма в отличии от выше рассмотренных характеризует условия предельного состояния удовлетворяющая условиям прочности как (3) так и (4). С другой стороны

$$\tau_\alpha = \mathrm{P}sin\varphi_к = \sigma_i cos\varphi_к,$$

$$\sigma_\alpha = \mathrm{P}cos\varphi_к = \sigma_m cos^2\varphi_к\,. \quad (33)$$

На основании вышеизложенного, можно сделать важный вывод о том, что условие прочности вида (4), (5) *является недостаточным. Вторым обязательным условием сдвига грунта на этой площадке является выполнение так же условия* (3) *с параметрами прочности Кулона. При этом угол отклонения наиболее опасной площадки сдвига равно* $\varphi^* = k(\varphi + \alpha_\xi)$ *или* (14).

Пример. Определить параметры прочности грунта по результатам трехосных испытаний и одноплоскостного сдвига. Сопоставить результаты с теорией прочности Кулона–Мора и модель прочности, предложенной авторами. Исходные результаты и результаты расчета представлены на таблице №1 и графика рис. 11.

Выводы

Предложенная теория прочности, в отличии от теории Кулона–Мора основанной на круговой зависимости τ_θ, =f(σ_θ) подчиняется закону эллипса с основными параметрами прочности Кулона φ_k, с и ξ_u.

В соответствии с предложенной теорией прочности напряженное состояние на площадке сдвига будет определяться по выражениям (24), (26) и (28), а угол отклонения этой площадки определяется по выражению (14).

эффициент характеризующий границу линейност	0,3
Угол внутреннего трения по модели Кулона, φ	28
Удельное сцепление, с Кпа	20
Главные предельные напряжения (КПа) σ_1	310
Главные предельные напряжения (КПа) σ_3	110
Корректирующий коэффициент К	1,1
Результаты расчета	
Коэффициент бокового давления ξ	0,354839
Параметры прочности по модели Кулона Мора	
Угол внутреннего трения по модели Кулона-Мора	φ 23,8193
Удельное сцепление, с Кпа	20
Угол отклонеиия поверхности сдвига по Мору	56,90965
ательные напряжения на площадки сдвига Мор к	91,48237
мальные напряжения на площадки сдвига Мор к	207,2292
Параметры прочности по модели авторов	
Угол внутреннего трения по модели Кулона	φ 28
Удельное сцепление, с Кпа	20
Угол отклонеиия поверхности сдвига	56,10936
Параметр меньшей оси эллипса напряжений, Кпа	100
Параметр блльшей оси эллипса напряжений, Кпа,	120,5002
касательные напряжения на площадки сдвига кПа	111,5528
нормальные напряжения на площадки сдвига кПа	209,8002
Итоговые напряжения на площадке сдвига Р	237,6134
граница линейного деформирования	
Главные напряжения ,к Па σ_1	277,6145
Главные напряжения ,к Па σ_3	206,8434

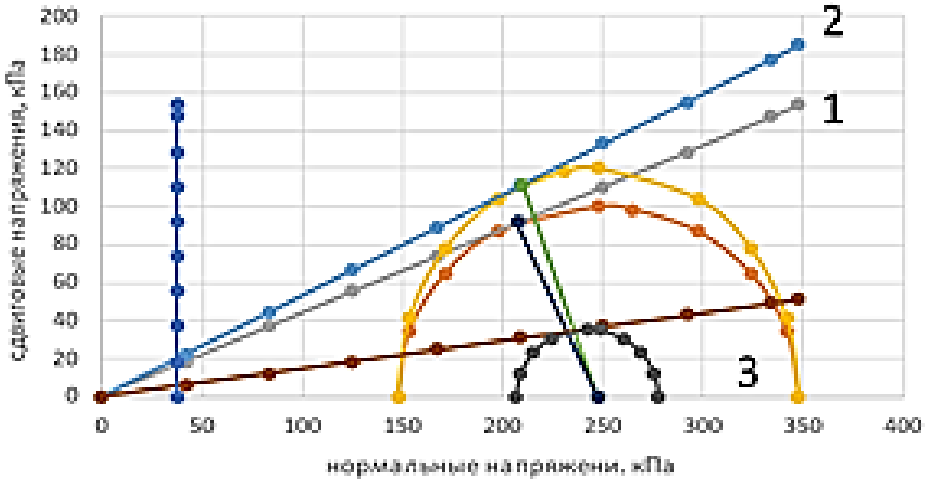


Рис. 11. Сопоставительные график теории прочности Кулона-Мора (*1*) и предложенной авторами модель прочности грунта (*2*); *3* – граница линейной деформируемости вычисленное по выражению (15)

Соотношение главных напряжений (σ_3/σ_1) в допредельном (условие покоя при $\varepsilon_3 = 0$) ξ и в предельном состоянии ξ_u имеют различные значения и определяются по выражениям (16), (17) экспериментально в условиях трехосного сжатия. Необходимо отметить что, в условиях трех осного сжантия как коэффициент ξ_u так и угол внутреннего трения зависит от величины сдвиговых перемещений. В отдельных случаях величину ξ можно определять по предложенной авторами выражению (21) в зависимости от параметрами прочности Кулона φ_k.

Такое положение позволяет дифференцировать и максимально упростить методы определения параметров прочности грунта. Параметры прочности φ_k, с, и угол отклонения площадки сдвига φ^* рекомендуется определять по результатам сдвиговых испытаний, а коэффициент бокового давления соотвествующий условию предельного напряженного состояния $(\xi)\xi_u$ по результатам трехосных испытаний.

НДС грунта принципиально можно разделить на 3 области: область линейного деформирования; область нелинейного деформирования и область предела текучести (пластического течения) соответствующая границе предельного сопротивления грунтов сдвигу. Третья область подчиняется только классическому закону Кулона с присущими ему параметрами и не может быть описана другими теориями (Кулона–Мора, Треска–Хилла или Мизеса–Боткина и др.).

В соответствии с теорией прочности Треска Хилла принято условия $(2\theta = 90^0)$. При траектории напряжений $\sigma_3 = const$ и $\sigma_1 > \sigma_3$ соблюдается линейная зависимость $tg(\theta = 45^0) = \frac{q}{(p-\sigma_3)}$ т. е. на площадке сдвига выполняется условие пропорционального роста нормальных p и касательных q напряжений. Во всех других условиях, когда угол отклонения площадке $(\theta > 45^0)$ в них возникает нелинейный рост касательных τ_α и нормальных σ_α напряжений. Учитывая эти обстоятельства применение теории Треска–Хилла для определения параметров прочности не рекомендуется.

Список источников

1. Craig R.F. Craig's Soil Mechanics. London: Spon Press, Taylor & Francis Group, 2004.
2. Das B.M. Principles of Geotechnical Engineering. — USA: Cengage Learning, 2010.
3. Lambe T.W. Methods of Estimating Settlement // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. — 1964. — № SM5. — P. 47–74.
4. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. — М.: Стройиздат, 1994.
5. Khasanov A.Z., Khasanov Z.A. Experimental and Theoretical Study of Strength and Stability of Soil. — Boca Raton; London; New York; Leiden: Taylor & Francis Group, 2020.
6. Хасанов А.З., Хасанов З.А. Прочности и устойчивости грунтов. — Самарканд: Изд-во СамГУ, 2021.
7. Hill R. The Mathematical Theory of Plasticity. London: Oxford University Press, 1950. 355 p.
8. Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York: Wiley, 1996.
9. Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics. — New York: Wiley, 1943.
10. Duncan J.M., Wright S.G. Soil Strength and Slope Stability. — Wiley, 2005.
11. Schofield A., Wroth P. Critical State Soil Mechanics. London: McGraw-Hill, 1968.
12. Chen W.F., Saleeb A.F. Constitutive Equations for Engineering Materials. Vol. 2: Plasticity and Modeling. — Elsevier, 1994.
13. Coulomb C.A. Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique. — Paris, 1776.
14. Mohr O. Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials? // Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure. — 1900.
15. John Atkinson Atkinson J. The Mechanics of Soils and Foundations. London: Taylor & Francis, 2007.

© Хасанов А.З., Хасанов З.А., 2026

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-487-498

ОБ УСЛОВИЯХ ПРИМЕНЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫХ ТЕОРИЙ ПРИ ГЕОТЕХНИЧЕСКОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ

А. Н. Алехин

Уральский государственный университет путей сообщения, г. Екатеринбург, Россия

Аннотация. *Применение в геотехнических расчетах физически и геометрически нелинейных моделей, отражающих реальный тип деформирования нескальных грунтов, в настоящее время является свершившимся фактом, что позволяет получать не только надежные технические решения для фундаментов и других сооружений, но и значительный, в десятки и сотни миллионов рублей экономический эффект для каждого геотехнического объекта. В статье приведены примеры технически эффективных и экономичных решений фундаментов на базе применения одной из физически нелинейных теорий (моделей), а также некоторые предложения по совершенствованию нормативных положений для стимулирования применения этих теорий в проектной практике.*

Ключевые слова: *грунт, нелинейность, жесткость, характеристики, параметры, определение, метод, полевые способы, внедрение на практике*

ANALYSIS ON THE CONDITIONS OF APPLYING PHYSICALLY NONLINEAR THEORIES IN GEOTECHNICAL DESIGN

A. N. Alekhin

Ural State University of Railway Transport, Yekaterinburg, Russia

Annotation. *The use of physically and geometrically nonlinear models which reflect the real type of non-rock soil deformation for calculations in geotechnical design is now a well-established fact. This allows to obtain not only reliable technical solutions for foundations and different geotechnical structures but also to achieve significant economic benefits ranging from half a million to one million of dollars for every geotechnical structure. The article provides examples of technically effective and cost-efficient foundations solutions based on the application of one of the physically nonlinear theories (models), as well as some suggestions for improving regulatory provisions to enquourage the use of these theories physically nonlinear computational models that are adequate for the deformation of non-rock soils in geotechnical design practice.*

Keywords: *soil, nonlinearity, stiffness, characteristics, parameters, definition, method, in-situ tests, practical use*

1. Физико-механическая природа нескальных грунтов требует применения в геотехническом проектировании физически нелинейных физико-математических теорий

В результате естественного происхождения (генезиса) нескальные грунты получают в целом хаотичное строение, следствием чего является сложный характер (вид) их деформирования, который в отличие от линейной (физически линейной) деформации, открытой и впервые исследованной англичанином Робертом Гуком в середине XVII-го века (1640-е годы) [1],

был определен в качестве физически нелинейного, был открыт и впервые исследован советским ученым Александром Боткиным в середине XX-го века (1940-е годы) [2, 3]. Такой вид деформирования требует применения математических теорий (формул) с элементами нелинейности. Именно такой тип формул, гиперболического вида был применен Боткиным и последующими исследователями физически нелинейного деформирования нескальных грунтов [4–6].

В настоящее время феноменологическая нелинейная теория (модель) Боткина для нескальных грунтов является в нашей стране, наиболее верифицированной согласно требованиям СП 22.13330.2016 [7]. В общем случае эта верификация должна состоять из: 1) лабораторных исследований в крупномасштабных лотках; 2) натурных (полевых исследований на небольших моделях фундаментов [6] и, самое главное, в применении на реальных строительных объектах с возможно доступным техническим мониторингом НДС грунтового основания. На рисунке 5 приведены некоторые элементы первых двух этапов верификации теории (модели) Боткина, а на рис.7 и 8 – некоторые результаты заключительного решающего этапа этой верификации — применение верифицируемой теории (модели) в реальном геотехническом проектировании. Скорее всего, в разрезе требований указанного СП теория (модель) Боткина является единственной во всем мире, поскольку в других странах аналогичных требований нет. Однако, требования верификации, следующие из положений СП 22.13330.2016 достаточно обоснованы и полезны, например, в плане требования верификации (не сертификации) и апробации использующего нелинейную теорию (модель) программного обеспечения.

2. Краткая характеристика физически нелинейной модели Боткина, ее параметров и способов их определения

Феноменологическая физически нелинейная модель Боткина сформирована им в соответствие с передовым и в настоящее время методом всех научных исследований, предложенным выдающимся английским ученым Фрэнсисом Бэконом еще в начале XVII века [8]. Кстати, в соответствие с методом Бэкона действовал и его ученик Гук, изучая линейную деформацию материалов, а через 150 лет после исследований Гука другой английский ученый Юнг оформил результаты исследований Гука в виде феноменологической линейной теории для материалов (так называемых конструкционных материалов). Графическая интерпретация этой теории показана на рис. 1.

С другой стороны, экспериментальные механические исследования образцов нескальных грунтов в трехосном приборе типа стабилометр (см. рис. 2) зафиксировали значительно более сложный вид деформации.

На рис. 3 приведена одна из двух основных частей паспорта испытания нескального глинистого грунта в стабилометре отражает девиаторное (формоизменяющее — сдвиговое) нагружение и численно характеризуется модулем формоизменения-сдвига G (параметр μ на рис.4 определяет соотношение главных напряжений — вид напряженного состояния).

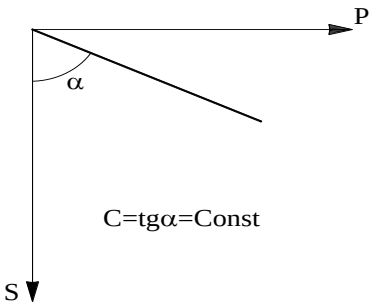


Рис. 1. Линейная зависимость между давлением *P* (физически действительный и осязаемый аналог условной согласно теории сплошной среды Коши величины напряжения σ, в дальнейшем принятой в теоретическом анализе) и величиной перемещения *S* (в дальнейшем анализе принятой сначала в виде относительного перемещения, а затем в теоретическом анализе в виде условной согласно теории сплошной среды Коши величины относительной деформации ε)

Другая основная часть означенного выше паспорта испытания отражает объемное нагружение и численно характеризуется модулем объемной деформации K. Таким образом, именно испытания (исследования) Боткиным нескальных грунтов в стабилометре позволили впервые экспериментально вскрыть и разделить, в том числе в рамках тензорного исчисления две составляющие общей деформации согласно положениям теории Коши о сплошной среде.

Аналогичные графики имеют место в случае испытания суглинков, супесей и всех песков. Обобщенная диаграмма результатов испытаний в стабилометре перечисленных грунтов в инвариантах тензоров напряжений и деформаций приведена на рис. 4. Для сравнения принципиального различия двух существующих в природе двух видов деформации: физически линейной для материалов (Вид I) и физически нелинейной для нескальных грунтов (Вид II) в этих же координатах на рис. 4 приведена также гипотетическая диаграмма деформации материалов: гипотетическая, поскольку реально такую диаграмму получить для материалов невозможно, также, как и для скальных пород вследствие их высокой жесткости. Но, тем не менее, эта диаграмма, полученная из известных и механически достоверных соотношений Генки с характеристиками жесткости (E=const и ν=const), является также достоверной, по крайней мере, с точки зрения различия видов деформации двух разновидностей твердых сред: 1) технологически жестко созданных материалов и 2) фактически хаотично природно сформировав-

шихся нескальных грунтов. Что касается скальных пород, то по механическим свойствам они фактически примыкают к материалам, поскольку природные процессы их сформировавшие по мощности и по воздействию близки к жестким технологическим воздействиям, только более масштабные по объему. Еще одна разновидность грунтов, механические свойства которой, возможно, до конца не изучены, представлена крупнообломочными грунтами (и не только мелкообломочными дресвяными и гравелистыми) по результатам исследований Зарецкого в крупномасштабном стабилометре по механическим свойствам феноменологически близка к своим мелкообломочным разновидностям.

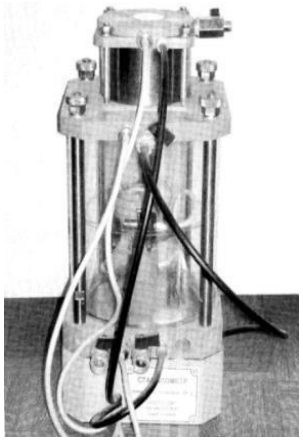


Рис. 2. Фото стабилометра

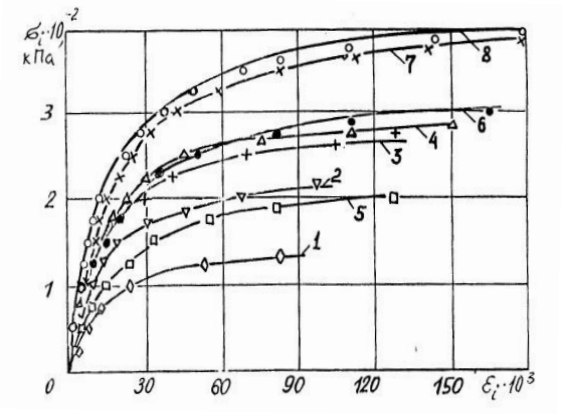


Рис. 3. Сдвиговые (девиаторные ε_i) деформации при различном обжатии образца величиной σ и различных значениях параметра μ:
кривые 1, 3, 5, 7 при μ = +1; кривые 2, 4, 6, 8 при μ = -1

На рис. 4 показана для сравнения графическая интерпретация двух существующих в природе видов деформации; под графиками приведены наиболее удобные для каждого вида деформации характеристики жесткости, а также соотношения между ними, полученные в рамках соотношений Генки между относительными деформациями и напряжениями.

Соотношения Генки нередко называют обобщенным законом Гука-Юнга, поскольку они получены обобщением зависимости, изображенной на рисунке 1 следующим образом:

$$\sigma_{ij} - 1/3\,\delta_{ij}\delta_{nk}\sigma_{nk} = 2G\left(\varepsilon_{ij} - 1/3\,\delta_{ij}\delta_{nk}\sigma_{nk}\right);$$

σ_{ij}, ε_{ij} —компоненты тензоров напряжений и деформаций;

$$\delta_{nk}\sigma_{nk} = K\delta_{nk}\varepsilon_{nk}; \qquad i,j,n,k = x,y,z; \tag{1}$$

δ_{ij} — символ Кронекера;

K — модуль всесторонней деформации;

G — модуль формоизменения-сдвига;

σ_i — 2-й инвариант девиатора напряжений;

σ — 1-й инвариант тензора напряжений.

I Физически линейная деформация
Неаутентичная грунтам

II. Физически нелинейная деформация
Аутентичная грунтам

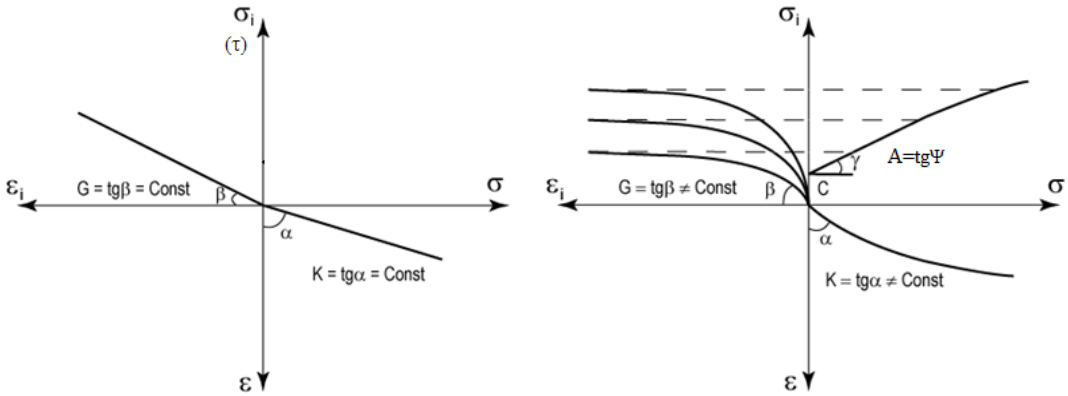


Рис. 4. Графическая интерпретация двух существующих в природе видов деформации и удобные для них характеристики жесткости:

для I: E = const; ν = const → следствия: $K = E/(1-2\nu)$ = const; $G = 0{,}5E/(1+\nu)$ = const;
для II: $K = \sigma^{1-\alpha}/A_0 \neq$ const; $G = (\sigma_u - \sigma_i)/B\ (A\sigma + C)/(B + \varepsilon_i) \neq$ const ($\sigma_u = A\sigma + C$ – условие прочности нескального грунта согласно Боткину, принявшему октаэдрическое условие прочности для твердой среды) → следствие: $E = 3KG/(K+G) \neq$ const;
$\nu = 0{,}5(K-2G)/(K+G) \neq$ const жесткости ;

для I: E = const; ν = const → следствия: $K = E/(1-2\nu)$ = const; $G = 0{,}5E/(1+\nu)$ = const;
для II: $K = \sigma^{1-\alpha}/A_0 \neq$ const; $G = (\sigma_u - \sigma_i)/B\ (A\sigma + C)/(B + \varepsilon_i) \neq$ const ($\sigma_u = A\sigma + C$ – условие прочности нескального грунта согласно Боткину, принявшему октаэдрическое условие прочности для твердой среды) → следствие: $E = 3KG/(K+G) \neq$ const;
$\nu = 0{,}5(K-2G)/(K+G) \neq$ const

Таким образом, принципиальным отличием двух, существующих в природе видов деформации является их различие в физическом существе, в том числе принципиальное различие их числовых характеристик, чем и диктуется в свою очередь различие в их названиях: у физически линейной деформации значения характеристик не изменяются в процессе деформации, реализуясь в линейном виде соответствующих графиков (см. рис. 4), в то время, как у физически нелинейной деформации значения характеристик изменяются в процессе деформации, реализуясь в криволинейности соответствующих графиков (см. рис. 4). После описания криволинейных графиков, по возможности простыми зависимостями, что и сделал, обладавший хорошей математической подготовкой, Боткин, создав, по-сути, первую физически нелинейную теорию (модель) для нескальных грунтов, была выполнена ее верификация не только в экспериментальном, но и в математическом плане (см. рис. 5б). При этом Боткин впервые в отличие от Юнга, вслед за Коши разделил общую деформацию на объемную деформацию и деформацию формоизменения следующими соотношениями:

Модулем объемной деформации

$$K = \sigma^{1-\alpha}/A_0. \qquad (2а)$$

Модулем сдвига

$$G = (A\sigma + C)/(B + \varepsilon_i). \qquad (2б)$$

Здесь величины σ и ε_i являются характеристиками напряженно-деформированного состояния грунта, вычисляемые при расчете грунтового основания, а величины A_0, α, A, B, C служат числовыми параметрами формул (2а) и (2б), определяющими особенности деформирования различных грунтов. Из-за наличия в формулах (2а) и (2б) величин σ и ε_i следует, что жесткостные характеристики K и G зависят от конкретного НДС. Но, как следует из приведенных ниже соотношений Боткина-Малышева:

$$A = \frac{\sqrt{2(3+\mu^2)\sin\varphi}}{3+\mu\sin\varphi};\ C = \frac{\sqrt{2(3+\mu^2)\cos\varphi}}{3+\mu\sin\varphi}\ c, \qquad (3)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта, °; c — удельное сцепление грунта, кПа; μ — параметр Лоде-Надаи вида напряженно-деформированного состояния, зависящий от главных напряжений и деформаций, а значит и от конкретного НДС.

Таким образом, величины A_0, α, A, B, C зависят не только от физических свойств нескального грунта, но и от конкретного НДС на фактическом месте (in-situ) возведения сооружения, причем для сохранения исходного НДС, также вносящего свой вклад в значения параметров A_0, α, A, B, C.

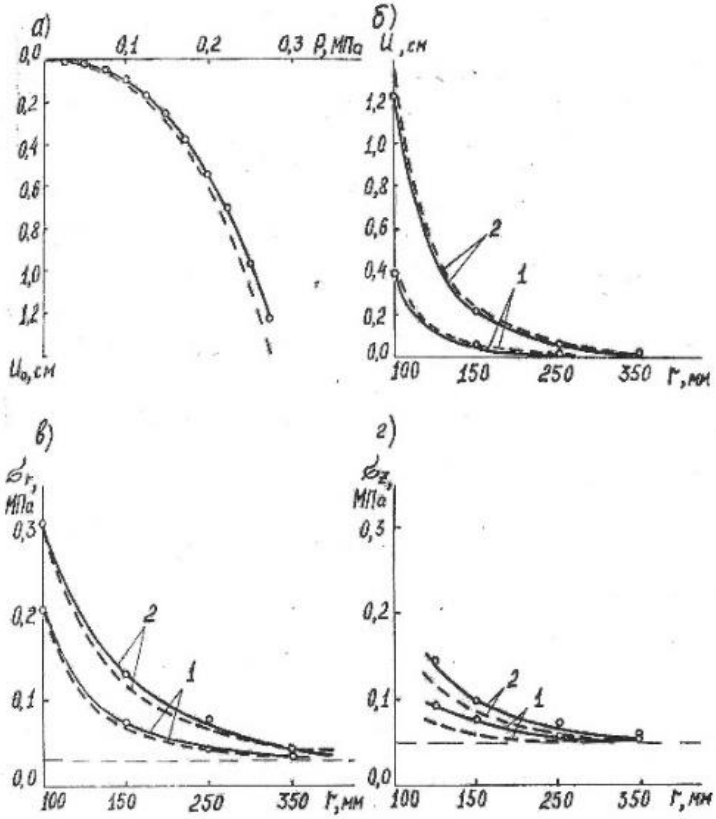


Рис. 5а. Результаты Христофорова и Задворнева (НИИОСП, 1978 [9]) по верификации модели Боткина в лабораторном крупномасштабном лотке на примере песка: сопоставление расчетных (пунктир) по данным испытания песка в стабилометре и экспериментальных в лотковых испытаниях (сплошные линии) графиков напряжений и перемещений (ОФ и МГ, 1978, № 6)

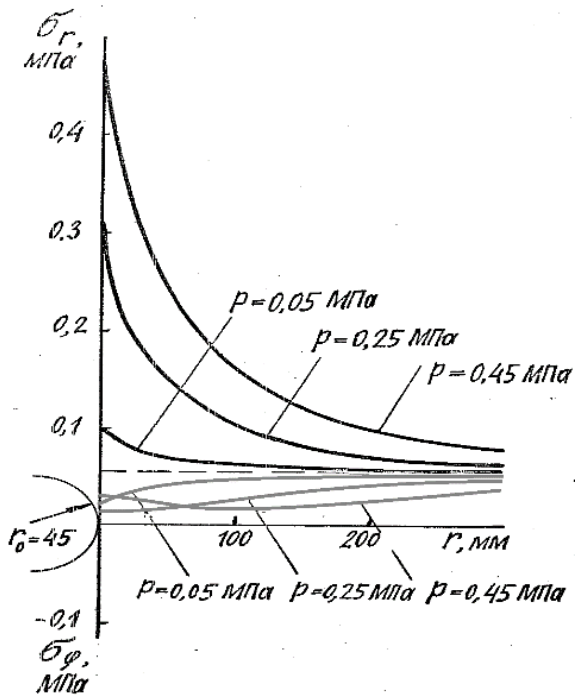


Рис. 5б. Результаты Алехина А.Н. и Алехина Ал.А [10] по расчетной верификации на примере песка модели Боткина: окружные расчетные усилия (напряжения) $\sigma_{\varphi\,в}$ песке при любом давлении *p* в камере прессиометра согласно расчетам по теории (модели) Боткина автоматически равны нулю, чего не происходит для других моделей

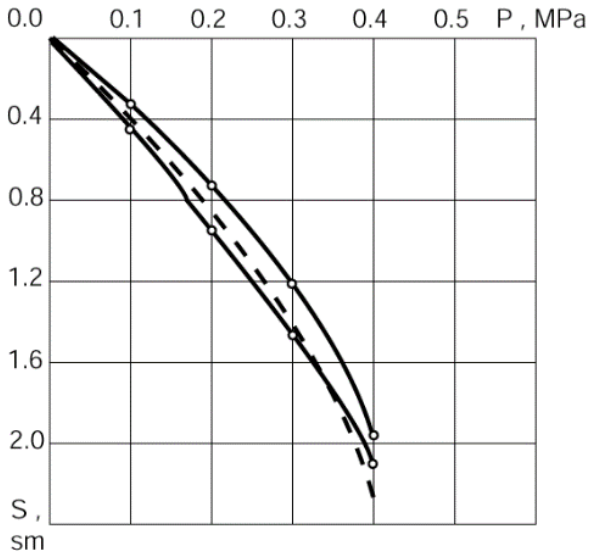


Рис. 5в. Результаты Алехина А.Н., Алехина Ал.А. (УрГУПС, Екатеринбург. и Мариупольского Л.Г. (НИИОСП, Москва) [11] по верификации на примере песка модели Боткина: сопоставление расчетных осадок (пунктирная линия) грунтового массива в крупномасштабном лотке и параллельных испытаний в аналогичном лотке (сплошные линии)

Этот важный эксперимент позволил проверить статистическую надежность модели Боткина и возможность ее применения различными организациями.

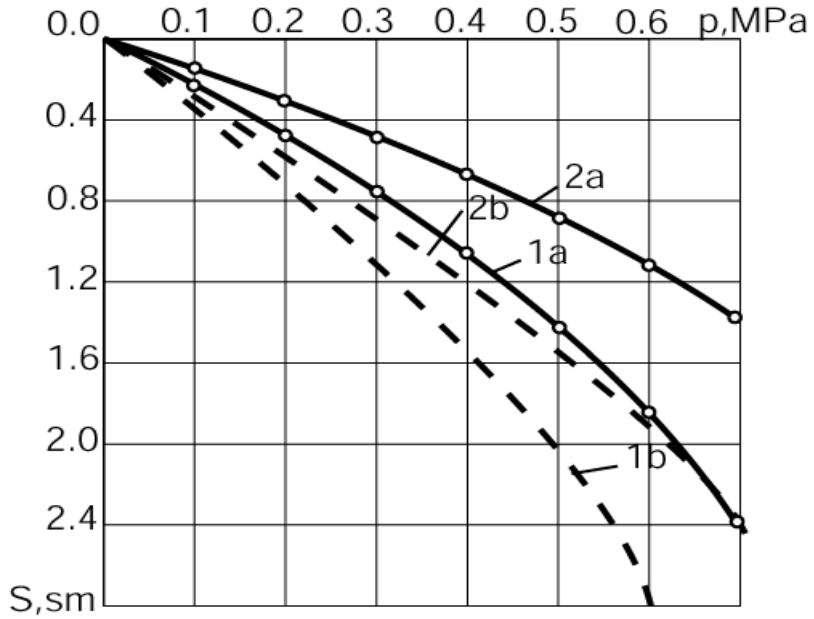


Рис.5г. Результаты Алехина А.Н. Алехина Ал.А. и Алехина Ан.А. (УПИ, Екатеринбург) по верификации примере мелкомасштабной модели фундамента в виде штампа площадью 5000 см^2 на реальном пылевато-глинистом грунтовом основании:

1 – на глубине 3,0 м; 2 – на глубине 5,0 м: пунктиром изображены расчетные графики на основании определения параметров физически нелинейной модели Боткина, определенных в стабилометре на образцах ненарушенной структуры, сплошными линиями графики при реальном нагружении основания [12]

Этот эксперимент показал, что различие расчетных и фактических данных составляет более 100 %, что подтвердило физически нелинейный статус нескальных грунтов, не позволяющий использовать данные лабораторных (даже стабилометрических испытаний образцов ненарушенной структуры) для использования их в реальных проектных целях. Одновременно была проверена способность физически нелинейной модели Боткина через ее элементы формул формулах 2а и 2б. $\sigma^{1-\alpha} / A_0$ и $A\sigma$ отражать влияние глубины в грунте (здесь σ — обжатие грунта, увеличивающееся с глубиной). Таким образом, надежные и экономичные проектные решения для геотехнических сооружений могут быть получены только при минимальном отклонении расчетных и фактических деформаций грунтовых массивов, а это может быть получено только при полевых (in-situ) испытаниях грунтов на месте возведения сооружения. При этом обработка результатов испытаний должна выполняться по специальной методике, разработанной в Екатеринбурге (УрГУПС) и с использованием устройств, минимально нарушающих исходное состояние грунта и обеспечивающих максимальную точность измерений. К таким устройствам относятся радиальные прессиометры диаметром 9 см с точностью измерения 2 мм и плоские штампы площадью 600 см^2 и точностью измерения 5 мм. Расчетная схема одного из устройств (прессиометра) приведена на рис. 6.

Специальная техника установки прессиометра в скважине позволяет максимально сохранить исходное до нагружения напряженное состояние грунта. Физическая нелинейность грунта требует выполнять обработку результатов испытаний в рамках физически нелинейной грунтовой модели (в данном случае — модели Боткина), поскольку другая методика неизбежно приведет к недостоверному результату вследствие неучета реальных особенностей деформирования нескальных грунтов.

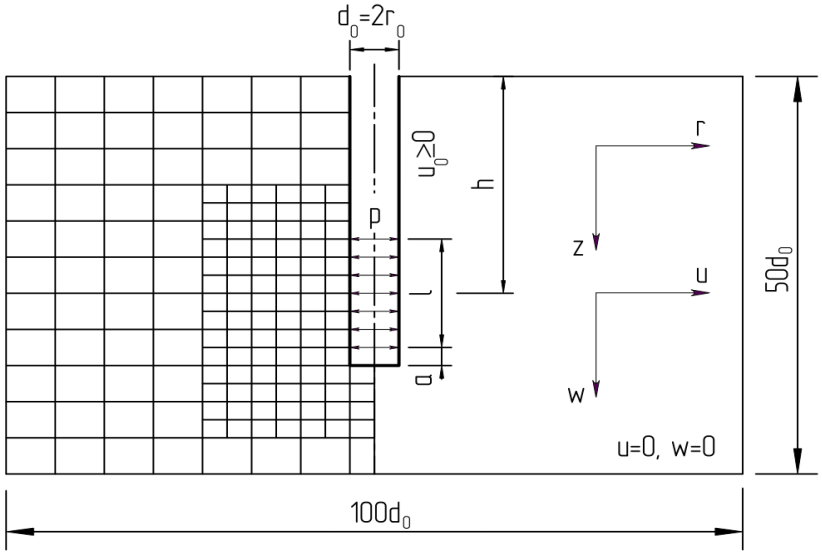


Рис. 6. Расчетная схема радиального прессиометра в скважине:
u и *w* – горизонтальное и вертикальное перемещения; l - длина камеры прессиометра; d_0 – начальный диаметр камеры прессиометра; *h* – расстояние от поверхности грунта до середины камеры прессиометра

Вывод формулы для определения значения параметра модели Боткина *B*, как наиболее важного, определяющего в основном физическую нелинейность деформации формоизменения-сдвига, вызывающую, как известно, разрушение любой твердой среды, нагляднее всего пояснить на примере результатов испытания грунта плоским штампом (определение его из прессиометрического испытания требует небольшого и вполне понятного, но не тривиального теоретического дополнения, о котором будет сообщено после вывода формулы для штампа): вывод формулы для параметра *B* основан на сопоставлении формул для осадок *S* в реальном испытании S_a и смоделированной S_m с использованием приближенных значений параметров модели Боткина A_{0m}, α_m, A_m, B_m, назначенных, например, из результатов исследований на другой строительной площадке. Расчетная осадка штампа определяется определенным интегралом относительной вертикальной деформации ε_z в пределах вертикальной толщины *H* сжимаемой зоны основания $S = \int_0^H \varepsilon_z dz$. Учитывая жесткость металлического с ребрами жесткости штампа, как следствие равенство нулю других составляющих относительных деформаций под центром круглого штампа, величину ε_z под центром штампа

можно заменить величиной второго инварианта девиатора деформаций (интенсивности деформаций) $\varepsilon_i \to \varepsilon_z = \sqrt{3/4}\varepsilon_i = \sqrt{0{,}75}\varepsilon_i$, отсюда осадка $S = \sqrt{0{,}75}\int_0^H \varepsilon_i\, dz$. В то же время величина ε_i входит в соотношение Боткина для модуля сдвига G, что позволяет выразить ее через параметр B $\varepsilon_i = (Bx)/(1-x)$ после введения обозначения $x = \sigma_i/\sigma_u$ для степени достижения обобщенным сдвиговым усилием σ_i его предельной по Боткину-Мизесу величины $\sigma_u = A\sigma + C$ (σ – объемные усилия в грунте, A и C – параметры формулы Боткина для модуля сдвига G). Вводя далее обозначение $Y = Bx/(1-x)$, получим формулу для интенсивности деформаций $\varepsilon_i = BY$, а также формулу для осадки штампа $S = \sqrt{0{,}75}\int_0^H \varepsilon_i dz = \sqrt{3}/2\int_0^H BY\, dz = 0{,}87 \times B\int_0^H Y\, dz$. Если предположить, что реальная осадка штампа S_a является осадкой штампа на другом грунте с параметром $B = B_a$, то $S_a = 0{,}87 \times B_a\int_0^H Y\, dz$, а $S_m = 0{,}87 \times B_m\int_0^H Y dz$ (B_m — величина параметра B, использованная при моделировании осадки, а B_a — фактическая величина параметра B в грунте основания). После масштабирования переменной интегрирования z (глубина в грунте от подошвы штампа) величиной глубины сжимаемой зоны H (естественно, величины H в реальности и в моделировании будут разными из-за разницы реальных значений параметров модели Боткина и их значений, использованных при моделировании) $z' = z/H$, получим определенные интегралы с пределами интегрирования 0 и 1: $S_a = 0{,}87 \times B_a\int_0^1 Y dz'$ и $S_m = 0{,}87 \times B_m\int_0^1 Y dz'$ (Y — подынтегральная функция — распределение относительной деформации в пределах сжимаемой зоны — естественно, эта функция). В результате применения к определенному интегралу $\int_0^1 Y dz$ теоремы о среднем формулы для величин осадок получат вид: $S_a = 0{,}87 \times B_a$ и $S_m = 0{,}87 \times B_m$. Отношение $S_a/S_m = B_a/B$. Тогда истинное значение параметра

$$B_a = B_m \times S_a/S_m \tag{4}$$

При учете статистического разброса измеряемой величины S_a формула (4) имеет вид:

$$B_f = B_m \times \sum\left(S_{fi}\right)^2/\sum(S_{mi})^2 \tag{5}$$

Остальные параметры определяются самым простым способом минимизации отклонения расчетных (смоделированных S_m и фактических S_a деформаций).

Приведенные в статье положения позволили применить физически нелинейную теорию (модель) Боткина при проектировании нескольких объектов, указанных ниже.



Рис.7. Высокая плотность застройки: расстояние между жилой вставкой и соседними зданиями 2,5 м

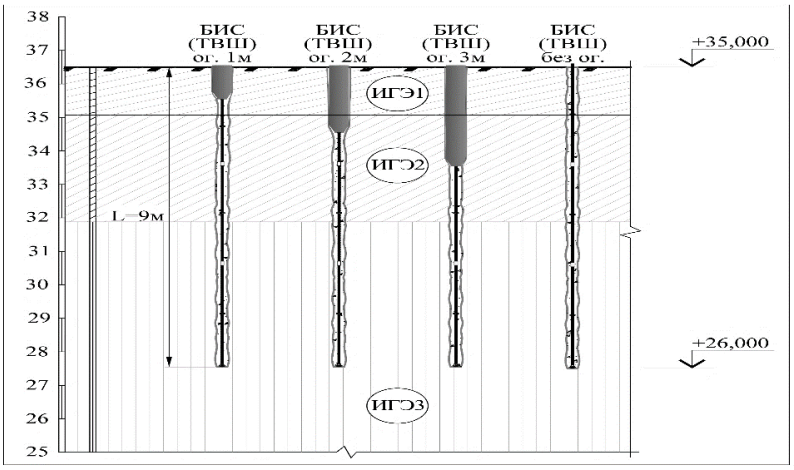


Рис. 8. Пример эффективности теории (модели) Боткина: высотные 33-х этажные жилые дома на плитных фундаментах, на элювиальных суглинках различие расчетных и фактических осадок 1 см, экономический эффект на каждом фундаменте 50 млн. рублей

Список источников

1. Закон Гука. В поисках формы. Наука. Величайшие теории. – Enrique Gracián Rodríguez 2013 © RBA Collecionables S.A., 2014 © ООО © «Де Агостини»,2014 – 2015. – 167 с.

2. Боткин, А. И. Исследование напряжённого состояния в сыпучих и связных грунтах / А. И. Боткин // Известия НИИ гидротехники. Том XXIV. М.–Л., 1939. – С. 153-172.

3. Боткин, А. И. О прочности сыпучих и хрупких материалов / А. И. Боткин // Известия НИИ гидротехники. Том XXVI. М., 1940. – С. 205-236.

4. Ломизе, Г. М. О закономерностях деформируемости дисперсных грунтов. – В кн.: Научные доклады высшей школы / Г. М. Ломизе // Строительство, 1959. – № 2. – С. 121-128.

5. Ломизе Г. М. Исследование закономерностей деформируемости и прочности грунтов при пространственном напряженном состоянии / Г. М. Ломизе, А. Л. Крыжановский, Э. И. Воронцов // В кн.: Труды к VII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1969. – С. 32-41.

6. Алехин, А. Н. Нелинейный анализ напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов при статическом нагружении. дис. … канд. техн. наук / А. Н. Алехин. –Свердловск: УПИ, 1982. – 118 с.

7. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2-02-01-83*. Минрегион России. - М., 2011. – 166 с.

8. Быховский, Б. Э. Людвиг Фейербах / Б Э. Быховский. – М.: «Мысль», 1967. – 239 с.

9. Христофоров, В. С. Напряженно-деформированное состояние грунта с нелинейными характеристиками при осесимметричной плоской деформации / В. С. Христофоров, Г. А. Задворнев // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978. – № 6. – С. 19-21.

10. Алехин, А. Н. Краткая характеристика моделей грунта / А. Н. Алехин // Академический вестник УралНИИпроект РААСН №1. – Екатеринбург: УралНИИпроект, 2011. – С. 75-80.

11. . Исследование особенностей деформирования грунтов при различных траекториях их нагружения для разработки методики трехосных испытаний грунтов / А. Н. Алехин, Ю. Р. Оржеховский, Л. Г. Мариупольский [и др.] // Отчет о НИР. – № ГР 0186011927. – Свердловск, УЭМИИТ, 1986. – 67 с.

12. Алехин А. Н. Технический отчет по дополнительным инженерно-геологическим изысканиям и проект плитного фундамента на объекте: «Жилая застройка в границах улиц Блюхера – Данилы Зверева – Советской в Кировском районе г. Екатеринбурга. Жилой дом №5» ООО «ТЕХКОН»/ А. Н.Алехин, Ан. А. Алехин, Ал. Н. Алехин. – Екатеринбург, 2019. – 300 с.

© Алехин А. Н., 2026

УДК 627.824.2
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-499-508

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ КАЖЫМСКОГО ГИДРОУЗЛА ПРИ УСТРОЙСТВЕ В ЕЕ ТЕЛЕ ВОДОСПУСКА

Д. В. Кашарин

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Статья посвящена оценке устойчивости плотины Кажымского водохранилищав створе водоспускного сооружения. Разработана геомеханическая модель основания плотины с учетом устройства водоспускного устройства Осуществлены расчеты устойчивости сооружения с помощью программного комплекса Plaxis с применением упругих и упругопластических моделей. Определена устойчивость плотины гидроузла с учетом размещения сооружений водоспуска приведены сравнения сооружения до и после устройства водоспускного сооружения.*

Ключевые слова: *плотина, водоспуск, поровое давление, фильтрационная устойчивость, коэффициент надежности, геотехнические расчеты, упругопластических моделей*

ASSESSMENT OF THE STABILITY OF THE KAZYM RESERVOIR DAM WHEN INSTALLING A SPILLWAY IN ITS BODY

D. V. Kasharin

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *The article is devoted to the assessment of the stability of the dam of the Kazhim reservoir at the site of the spillway. A geomechanical model of the dam foundation was developed, taking into account the spillway device. The stability of the structure was calculated using the Plaxis software package using elastic and elasto-plastic models. The stability of the hydroelectric complex dam was determined, taking into account the placement of the spillway structures, and comparisons were made between the structure before and after the spillway was installed.*

Keywords: *dam, spillway, pore pressure, filtration stability, reliability factor, otal incremental displacements geotechnical calculations, elastic-plastic models*

Расчётно-пояснительная записка составлена на основе результатов расчётов сооружений и конструкций по устройству водоспуска через плотину. [1].

Введение

Основные гидротехнические сооружения плотины Кажымского водохранилища, находящегося в Республики Коми, у пос. Кажым Койгородского района, в 240 км от г. Сыктывкар в 1758 году неоднократно реконструировались, в том числе построен водосброс железобетонный открытого типа. В настоящее время в связи с закрытием приплотинной гидроэлектростанцией мощностью 300 кВт, обеспечивающей ранее попуски в нижний бьеф и спуск

водохранилища, возникла необходимость в создании водоспускного сооружения. В связи с тем, что водохранилище и ряд строений в границах его водоохранной зоны объявлено соответственно памятниками природы и культурного наследия числится в Российском реестре, водоспуск, включающий две нитки полимерных труб с диафрагмами прокладывается закрытым способом под телом плотины (рис. 1) [1].

В 2025 году в связи с переоценкой ущерба при гидродинамической аварии плотины класс сооружений гидроузла по ответственности при отказе был повышен до III [1].

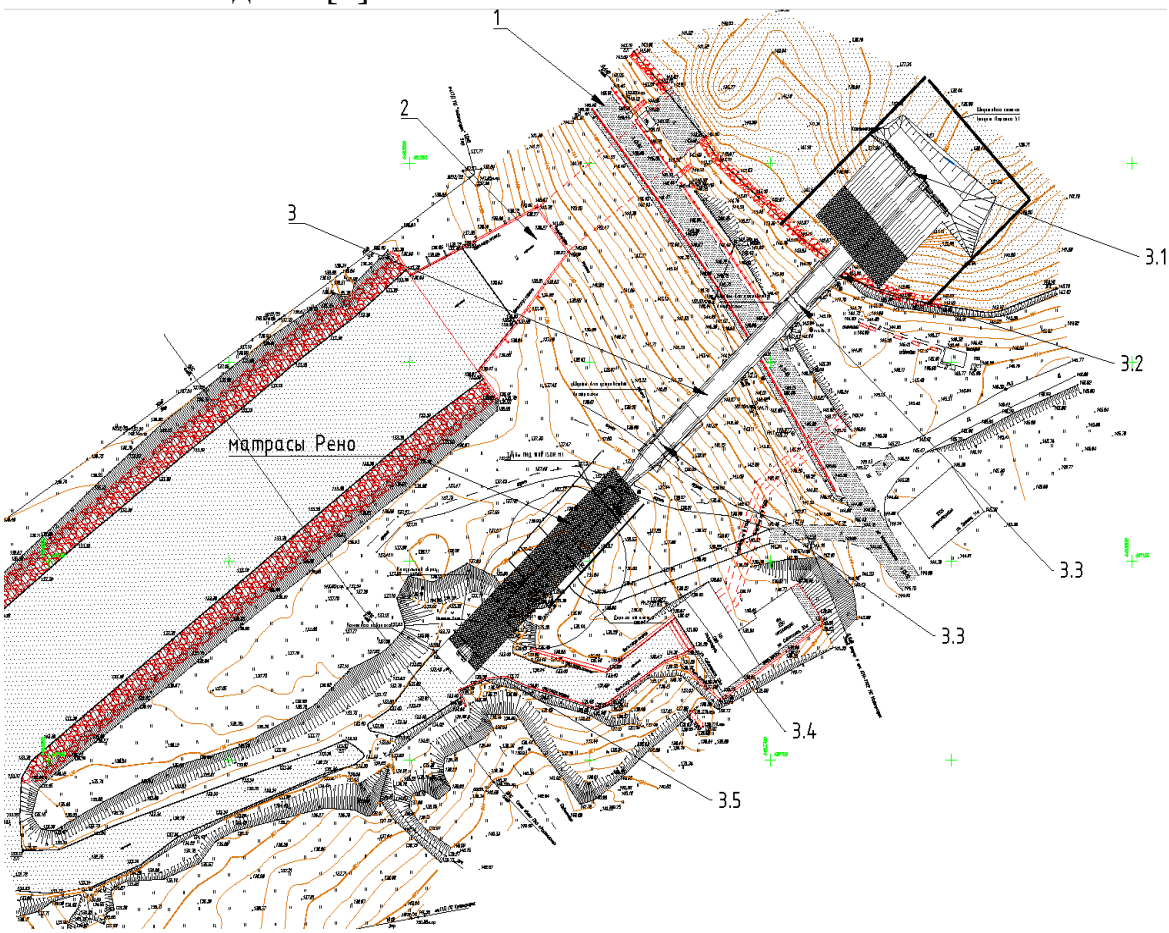


Рис. 1. Генеральный план проектируемого водоспускного сооружения:
1 – земляная плотина; 2 – паводковый водосброс; 3 –безбашенный водоспуск;
3.1 – входной оголовок вихревого типа; две нити трубы 1000 мм; 3.3 – диафрагмы;
колодец с регулирующими задвижками; консольный сброс

Тело плотины представлено техногенными водопроницаемыми грунтами представлены песками средней крупности, средней плотности, в интервале глубин 0.8-8.8 м (отм. 130,89-143,73 м). К «специфическим» грунтам относятся техногенные песчаные и глинистые грунты (ИГЭ 1, 2), вскрытые повсеместно под почвенно-растительным слоем (0.1-0.2 м). Грунтовые воды по характеру залегания поровые, по гидродинамическим особенностям — безнапорные (рис. 2).

Критерий устойчивости дамбы определяется нормативным значением коэффициента устойчивости в соответствии с п. 4.3 СП 23.13330.2018 по формуле [2].

$$K_s = \frac{R_0}{F_0} \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{1c}}{\gamma_c}, \quad (1)$$

где F_0 — расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния, определенного с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f; R_0 — расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра, устанавливаемого с учетом коэффициентов надежности по грунту γ_g [3]. Методы статистической обработки результатов испытаний; γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения; γ_{1c} — коэффициент сочетаний нагрузок; γ_c — коэффициент условий работы, для предельных состояний первой группы значение коэффициентов приведено в табл. 1 [2].

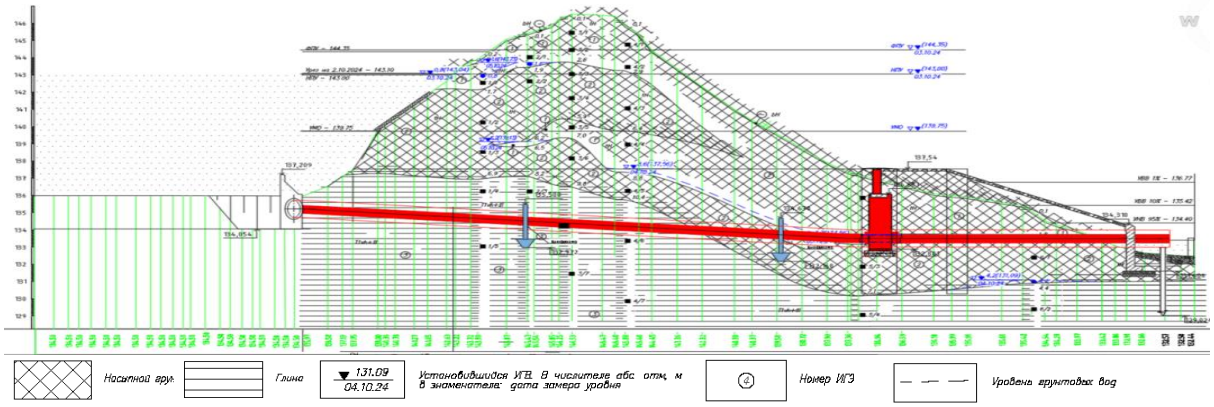


Рис. 2. Поперечный разрез плотины в месте устройства водоспуска с геологическим строением

Для оценки устойчивости плотины при изменении фильтрационного воздействия, связанного реконструкцией водоспускного сооружения [1].

Таблица 1. Нормативные коэффициенты устойчивости

№ п/п	Сочетание нагрузок	γ_c	γ_{1c}	γ_n	[Ks]
1	Основное сочетание нагрузок	1,0	1,00	1,15	1,15
2	Особое сочетание нагрузок	1,0	0,95	1,15	1,10

Для учета порового давления в основании плотины и гидравлический градиент положение последней определялось расчетной в нескольких положениях обеспеченности уровней грунтовых вод (УГВ) в верхнем и нижнем

бьефах депрессионной кривой. За первоначальное приближение принимались данные по УГВ из инженерно-геологических изысканий (данные из скважин по УГВ). Для интерполяции данных по УГВ в расчетных разрезах была создана отдельная поверхность УГВ по данным из скважин.

Фильтрация в пористой среде описывается по закону закона Дарси. При рассмотрении фильтрации в вертикальной плоскости *X-Y* применяются следующие уравнения компонентов удельного расхода (1):

$$q_x = -k_x \frac{\partial \varphi}{\partial x},\ q_y = -k_y \frac{\partial \varphi}{\partial y}, \tag{1}$$

где k_x, k_y — соответственно коэффициент фильтрации м//сутпо направлению x, y; φ — определяется по следующим зависимости (2)

$$\varphi = y - \frac{p}{\gamma_w},\ \varphi_p = y - \frac{p}{\gamma_w}, \tag{2}$$

где y — вертикальная ордината; p — давление в поровой жидкости (отрицательное давление при сжатии) и γ_g — объемный вес поровой жидкости.

Для фильтрации применяется следующее условие неразрывности (3):

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + c \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial t} = 0, \tag{3}$$

где c — удельное сцепление грунта кПа

Уравнение (3) отражает присутствие притока или оттока воды через элементарные площадки за единицу времени для установившейся фильтрации

При получении численного решения по депрессионной кривой задаем данные поданные по коэффициенту фильтрации и граничные условия (уровень и градиент грунтовых вод на левой и правой границе) для оценки фильтрации и проявление суффозии на низовом откосе.

Для оценки устойчивости основания плотины необходимо провести геотехнический расчет его деформации при различных условиях спуска из труб диаметром 1000 мм проложенных закрытым способом под плотиной Кажымского водохранилища.

Предусматриваются расчеты устойчивости плотины до и после устройства водоспуска

Расчеты выполнялись в программном комплексе Plaxis. Для моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкционных материалов и инженерно-геологических элементов тела плотины были использованы следующие математические модели (ММ):

– упругая и упругопластическая для моделирования работы элементов железобетонных конструкций;

– идеально-упругопластическая модель с критерием прочности Кулона-Мора, достаточная для определения НДС тела плотины, основанная на определении общих деформаций как суммы упругих и пластических деформаций, приращение последствий в точке как:

$$d\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma},$$

где λ — скалярный пластический множитель; f — функции текучести; σ — напряжение, МПа.

Физико-механические показатели инженерно-геологических элементов (ИГЭ) для модели сооружения (МС) принимались в соответствии с проектно-изыскательскими работами (табл. 2) [3].

Таблица 2. Исходные данные по грунтам и материалам

№	Ед изм.	Порядковый номер грунта в модели				
		1	2	4	5	6
ИГЭ		3-Глина пылеватая	2-Суглинок тугопластический	2-Глина пылеватая полутвердая	1-Техногенный грунт	Песок средней плотности
Модель грунта		Мора-Кулона	Мора-Кулона	Мора-Кулона	Мора-Кулона	Мора-Кулона
Тип		Дрен. грунт	Дрен. грунт	Дрен. грунт	Дрен. грунт	Дрен. грунт
Удельный вес естественном состоянии γ_{unsat}	кН/м^3	18,80	22,00	18,90	17,00	17,00
Удельный вес насыщенного грунта γ_{sat}	кН/м^3	19,14	22,00	19,23	19,79	19,79
Начальный коэффициент пористости e_{init}		0,851	0,574	0,814	0,648	0,648
Модуль Юнга E'_{ref}	кПа	$15{,}5\cdot10^{-3}$	$20\cdot10^{-3}$	7400,0	$24.5\cdot10^{-3}$	$24.5\cdot10^{-3}$
Коэффициент Пуассона ν	-	0,40	0,30	0,35	0,30	0,30
G_{ref}	кН/м^2	5536,00	7692,00	2741,00	9423,00	9423,00
E_{oed}	кН/м^2	0	0	0	0	0
υ_s	м/с	53,75	58,57	37,72	73,74	73,74
υ_p	м/с	131,60	109,6	78.51	138	138
c'_{ref}	кН/м^2	49,00	15	22	1	1
φ'	°	17	45	21	33	33
ψ	°				30	30

Области равновесия грунтов с минимальными коэффициентами устойчивости определяются с использованием расчетной процедуры Phi-c reduction ПК PLAXIS, основанной на итерационном снижении прочности грунта до разрушения в некотором множестве пластических точек грунтового массива, положение которых на геомеханической модели в створе плотины определяют границу потери устойчивости. Для обнаружения локализации деформации грунта, определения границ пластических зон по методу полных приращений смещений (перемещений) (Total incremental displacements) находиться линия скольжения по границе облака точек, в которых значения полных приращений смещений превышают величину $t_0 \geq 0{,}05$м. Затем определяется коэффициент устойчивости как отношение значений параметров прочности. На первом этапе расчет проводился при отсутствии водоспускного устройства согласно исходных данных в табл. 1 и железобетонной облицовке, ФПУ 144.35м, в нижнем бъефе УНВ 95% 134,40м (рис. 3–5).

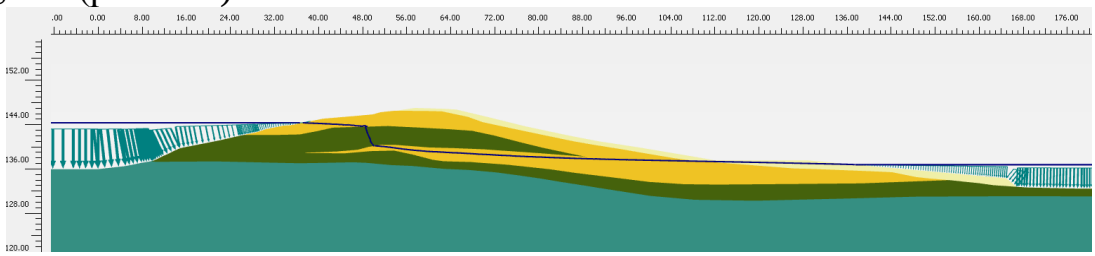


Рис. 3. Геомеханическая модель основания плотины

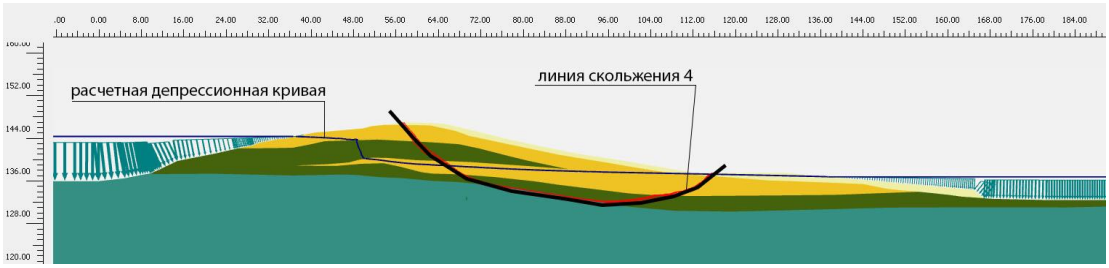


Рис. 4. Основное сочетание нагрузок. Нижняя граница области полных приращений смещений в редуцированной геомеханической модели основания («линия скольжения 4»). Коэффициент устойчивости равен *Ks* = 3.02

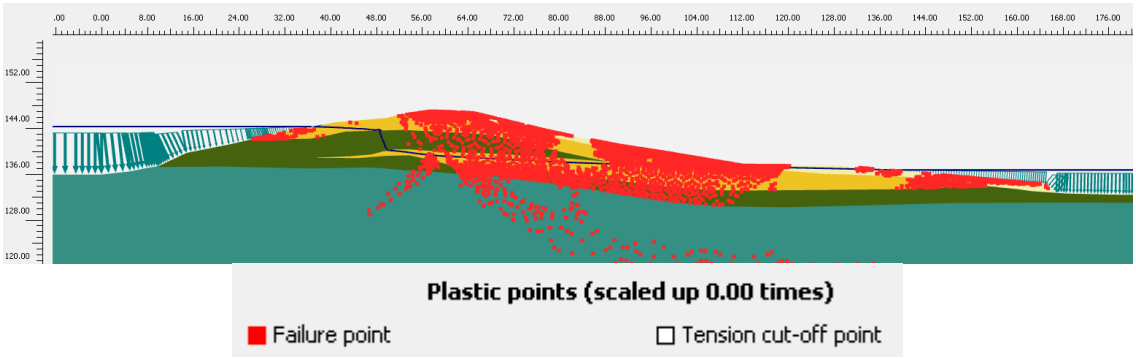


Рис. 5. Основное сочетание нагрузок. Показаны зоны предельного состояния (пластических точек) в редуцированной геомеханической модели склона

Результаты расчетов деформаций основания (вместе с гидротехническими сооружениями - ГТС) и плотины после устройства водоспуска. Этому состоянию соответствует этап 1 расчетов. Для 1 этапа расчетов принимается уровень воды в верхнем бьефе водохранилища равным НПУ 143.0м. В нижнем бьефе в зоне водовыпуска уровень воды равен УНВ 95% 134.40м. Рассчитываются дополнительные вертикальные деформации основания и ГТС для этого этапа (рис. 6–10).

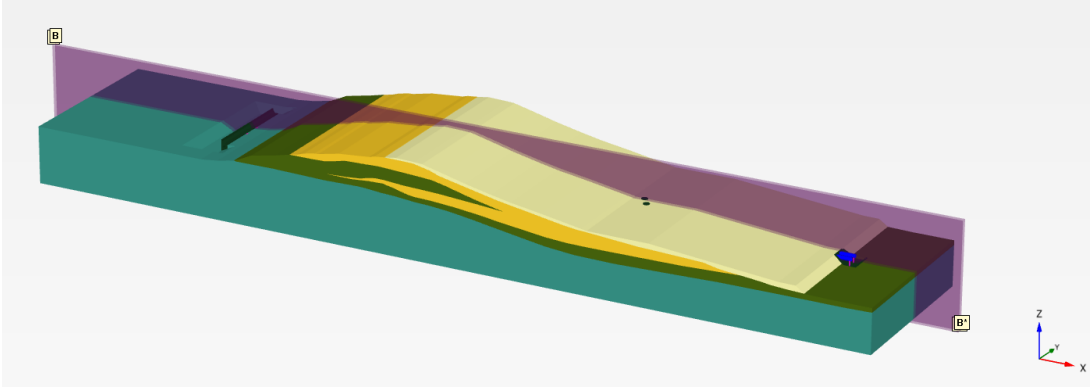


Рис. 6. Геотехническая модель основания плотины. Вид 3D. Показаны разрезы А-А и В-В по осям трубопровода

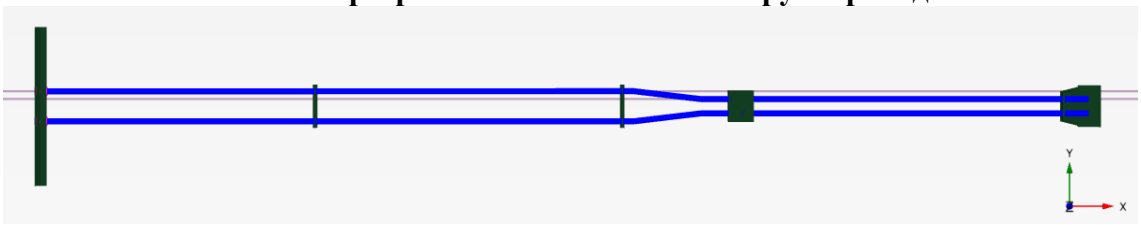


Рис. 7. Геомеханическая модель основания плотины. Вид сверху. Грунты условно не показаны

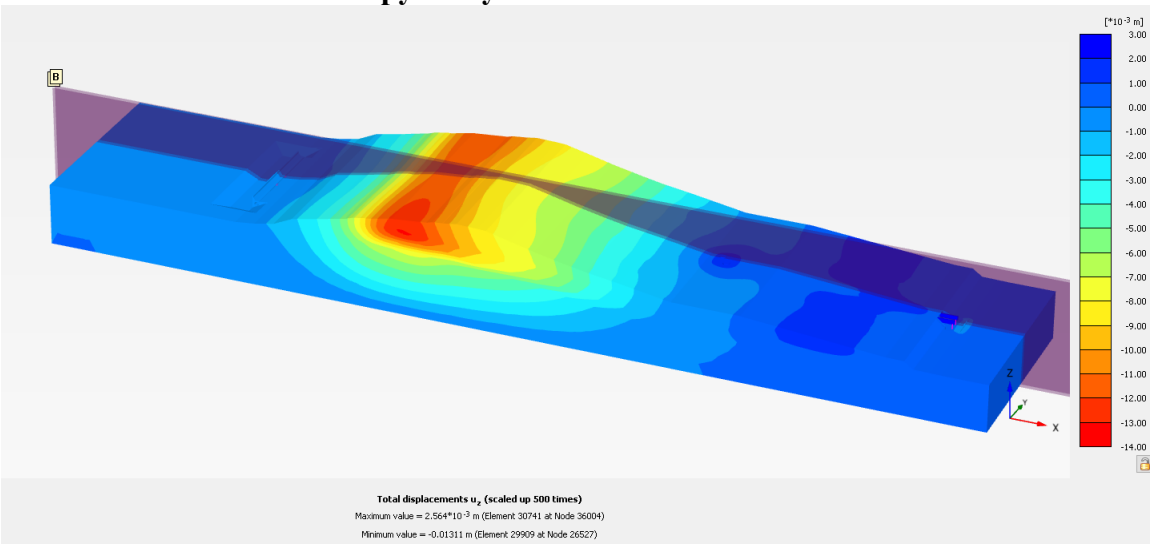


Рис. 8. Основное сочетание нагрузок. Вид 3D. Дополнительные вертикальные деформации (осадка, поднятие) основания плотины после устройства водоспуска. Осадка основания вместе с плотиной не превысит 1.3см, поднятие не превысит 0.3см. Уровень воды в верхнем бьефе Нпу 143.0 м, в нижнем бЬефе УНВ 95 % 134.40 м

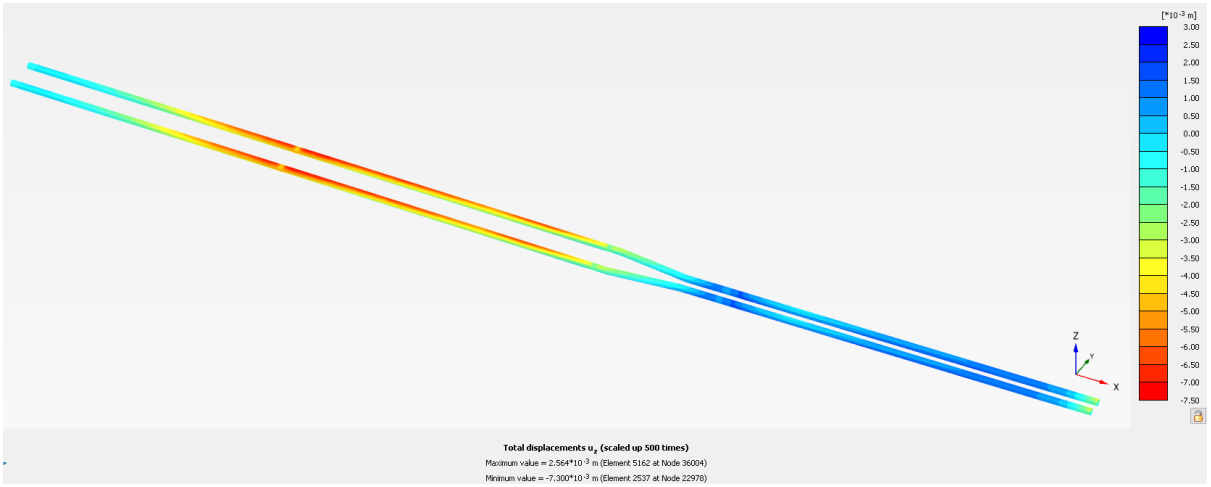


Рис. 9. Основное сочетание нагрузок. Вид 3D. Дополнительные вертикальные деформации(осадка, поднятие) труб водоспуска после устройства водоспуска. Осадка не превысит 0.7 см, поднятие не превысит 0.3 см

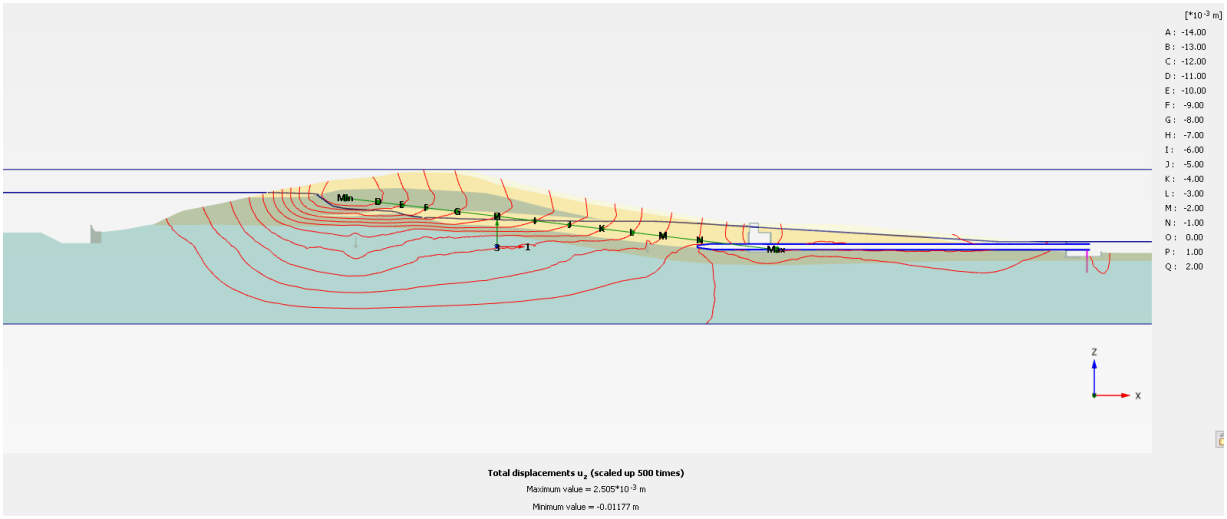


Рис. 10. Основное сочетание нагрузок. Сечение А-А. Дополнительные вертикальные деформации(осадка, поднятие) основания плотины после устройства водоспуска. Осадка основания вместе с плотиной не превысит 1.2 см, поднятие не превысит 0.3 см

Результаты расчета устойчивости плотины до и после устройства водоспуска приведены в табл. 3.

Таблица 3. Результаты расчета общей устойчивости

№ линии скольжения	Характеристика склона или площадки строительства	Оценка створа плотины без водоспуска				После устройства водоспуска		
		сочетание нагрузок	Коэффициент устойчивости		Характеристика склона	Осадка основания/труб водоспуска, см	Поднятие основания/труб водоспуска, см	Осадка тела плотины/ поднятие тела плотины, см
			расчетный	нормативный				
1	Уровень воды в верхнем бьефе УМО 139.75м, в нижнем бьефе УНВ 95% 134.40м. Модель грунта МС. Расчет по схеме плоской деформации.	основное	3,44	1,15	устойчив	2,5 / 0,4	1,5/0,3	2,5/0,3
2	Уровень воды в верхнем бьефе НПУ 143.0м, в нижнем бьефе УНВ 95% 134.40м. Модель грунта МС. Расчет по схеме плоской деформации.	основное	3,30	1,15	устойчив	1,3/0,3	0,7/0,3	1,2/0,3
3	Уровень воды в верхнем бьефе ФПУ 144.35м, в нижнем бьефе УНВ 95% 134.40м. Модель грунта МС. Расчет по схеме плоской деформации.	основное	3.13	1.15	устойчив			
4	Уровень воды в верхнем бьефе ФПУ 144.35м, в нижнем бьефе УВВ 1% 136.77м. Модель грунта МС. Расчет по схеме плоской деформации.	основное	3.02	1.15	устойчив	0,2/0,2	0,7/0,5	0,2/0,7
5	Уровень воды в верхнем бьефе УМО 139.75м, в нижнем бьефе УВВ 1% 136.77м. Модель грунта МС. Расчет по схеме плоской деформации.	основное	3.21	1.15	устойчив			
6	Уровень воды в верхнем бьефе НПУ 143.0м, в нижнем бьефе УВВ 1% 136.77м. Модель грунта МС. Расчет по схеме плоской деформации.	основное	3.14	1.15	устойчив			

Заключение

По результатам математического моделирования плотины Кажымского гидроузла произведена оценка НДС и устойчивости грунтового сооружений с учетом устройства водоспускного сооружения ПК Plaxis (результаты свдены в табл. 3). В дальнейшем данные модели можно использованы для трубчатых сооружений гидроузлов IV – III класса.

Список источников

1. Раздел 3. Технологические и конструктивные решения линейного объекта. Искусственные сооружения. Реконструкция ГТС Кажымского водохранилища на р. Кажым, п. Кажым Койгородского района, бассейн р. Северная Двина (устройство водоспуска), 2024 г.

2. СП 23.13330.2018 Основания гидротехнических сооружений.

3. ГОСТ 20522 -2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

4. Леонтьев, Н. Е. Основы теории фильтрации: учебное пособие / Н. Е. Леонтьев. – 2-е изд. – Москва: МАКС Пресс, 2017. – 88 с.

5. Власов, М. А. Выбор рациональных параметров геомеханической модели грунтового основания сооружения в ПК PLAXIS 3D / М. А. Власов, С. М. Простов, М. В. Соколов // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2023. – № 5 (159). – С. 4-14. DOI: 10.26730/1999-41252023-5-4-14, EDN: YXSEYA

6. Патронова, О. С. PLAXIS — инструмент инженера-геотехника. Примеры расчетов / О. С. Патронова // CADmaster. – 2002. – № 3(13). URL: http:// https://www.cadmaster.ru/magazin/articles/cm_13_plaxis.html.

© Кашарин Д. В., 2026

Секция 5
НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ГЕОТЕХНИКЕ

УДК 624.154.5
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-509-521

ОСНОВНЫЕ СПОСОБЫ ЭФФЕКТИВНОГО УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

А. И. Полищук, М. Б. Мариничев

Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина, г. Краснодар, Россия

Аннотация. *Рассматриваются способы усиления оснований и фундаментов, преимущественно в глинистых грунтах. Цель работы заключалась в обобщении опыта проектирования фундаментов, грунтов основания в условиях реконструкции зданий. Объектом исследований являются фундаменты промышленных и гражданских зданий. Составлена классификация способов усиления оснований и фундаментов, рекомендуемая для применения в проектной практике. Выделено три основных направления классификации: восстановление несущей способности фундаментов; увеличение несущей способности оснований и фундаментов; разгрузка конструкций фундаментов. Основная особенность предлагаемой классификации заключается в том, что она объединяет способы усиления не по конструктивным признакам и видам фундаментов, а по условиях их работы. Это обеспечивает возможность выбора целесообразных решений при подготовке проектов усиления по основаниям и фундаментам реконструируемых зданий.*

Ключевые слова: *способ, усиление основания и фундамента, классификация, грунты, восстановление, несущая способность фундаментов, разгрузка фундаментов*

BASIC PRINCIPLES OF EFFECTIVE REINFORCEMENT OF THE BASES AND FOUNDATIONS OF RECONSTRUCTED BUILDINGS

A. I. Polishchuk, M. B. Marinichev

I. T. Trubilin Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russia

Annotation. *Methods of strengthening foundations and subsoils, primarily in clay soils, are considered. The objective of the study was to generalize the experience of foundation and soil design under conditions of building reconstruction. The subject of the research includes the foundations of industrial and civil buildings. A classification of methods for strengthening foundations and subsoils has been developed and is recommended for use in design practice. Three main classification approaches are identified: restoration of the bearing capacity of foundations; increase in the bearing capacity of subsoils and foundations; unloading of foundation structures. The key feature of the proposed classification is that it groups strengthening methods not by structural characteristics or types of foundations, but by their working conditions. This provides the ability to select appropriate solutions when developing strengthening designs for the subsoils and foundations of reconstructed buildings.*

Keywords: *methods, ground and foundation strengthening, classification, soils, restoration, bearing capacity of foundations, foundation unloading*

Введение

Совершенствование способов усиления фундаментов и грунтов основания, а также методов их проектирования для условий реконструкции зданий посвящены работы М. Ю. Абелева (1970), А. А. Бартоломея (1989-2002), М. Д. Бойко (1975), Л. К. Гинзбурга (1985), А. Л. Готман и Н. З. Готман (1995-2010), Б. И. Далматова (1985-1993), П. А. Коновалова (1980-2002), В. В. Лушникова (1989-1999), А. И. Мальганова и др. (1988-2002), Р. А. Мангушева (1997-2018), М. Б. Мариничева (2013-2023), О. А. Маковецкого (2017-2021), И. Т. Мирсаяпова (2008-2017), Э. И. Мулякова (1993), Л. В. Нуждина (1994-2005), А. И. Осокина (2011-2019), Е. М. Перлея (1986), А. В. Пилягина (1985-1998), А. И. Полищука (1996, 2007-2023), А. Б. Пономарева (2001-2014), Я. А. Пронозина и др. (2014-2022), А. Г. Ройтмана (1990), Г. М. Скибина (2008-2014), Е. А. Сорочана (1986), С. Н. Сотникова (1990-1998), В. К. Соколова (1982), В. М. Улицкого и др. (1990-2002), В. Б. Швеца (1985), Г. И. Швецова (1991-2002), О. А. Шулятьева (2016-2021), С.В. Ющубе (1993-2002) и других. Обобщение этих материалов позволило составить классификацию способов усиления фундаментов, которая может быть использована при подготовке технических решений и проектов.

Усиление фундаментов, упрочнение грунтов оснований возникают обычно при реконструкции и восстановлении зданий, включая их капитальный ремонт и надстройку дополнительных этажей. Такие вопросы приходиться решать и при возобновлении приостановленного строительства (например, после консервации), при проявлениях неравномерных осадок сооружений, выравнивании кренов зданий, строительстве объектов в стесненных условиях, а также некоторых других случаях, когда нарушается нормальная эксплуатация зданий. По результатам обобщения отечественного и зарубежного опыта составлена классификация способов усиления оснований и фундаментов, в которой выделяются три основных направления:

1) восстановление несущей способности фундаментов;

2) увеличение несущей способности оснований и фундаментов;

3) разгрузка конструкций фундаментов.

Основная особенность предлагаемой классификации заключается в том, что она объединяет способы усиления фундаментов, упрочнения оснований не по конструктивным признакам и видам фундаментов, а по условиям (схемам) их работы (рис. 1) [1, 5]. Это дает возможность выбора целесообразных решений для подготовки технических решений и проектов при усилении оснований и фундаментов зданий и сооружений.

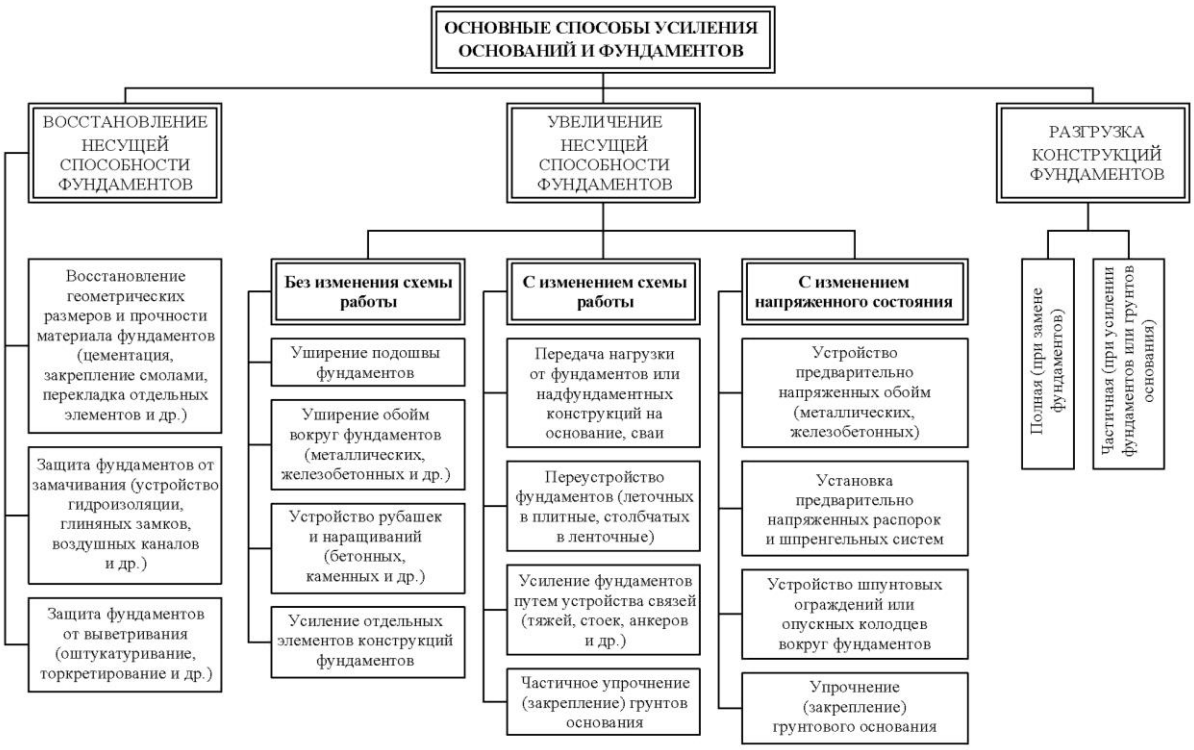


Рис. 1. Классификация способов усиления оснований и фундаментов зданий (сооружений)

Восстановление несущей способности фундаментов

Первое направление классификации — восстановление несущей способности фундаментов (рис. 1) выполняется обычно в том случае, если бутовые, кирпичные бетонные или железобетонные фундаментные конструкции имеют дефекты в виде повреждений боковой поверхности, расслоения кладки, разрыва тела фундаментов. Появление таких дефектов обусловлено воздействием на фундаменты агрессивной среды (подземных вод, химических растворов и производственных стоков), морозным пучение грунта и материала фундаментов, механическими повреждениями и физическим износом строительных конструкций.

Восстановление несущей способности фундаментов производится обычно без существенного изменения их геометрических размеров. Для восстановления несущей способности бутовых, кирпичных и бетонных фундаментов используют методы закрепления кладки (тела фундаментов) цементными, цементно-песчаными растворами, смолами и другими химическими реагентами, а также методы перекладки фундаментов под стены зданий (рис. 2). Если же восстанавливается прочность бетонных и железобетонных фундаментов (без существенного изменения геометрических размеров подошвы), то применяют кирпичные или железобетонные стенки. Иногда используют комбинированные способы восстановления прочности бутовых и кирпичных фундаментов: сначала устраивают обойму с постановкой в нее

инъекторов, а после твердения бетона (раствора) обоймы производят цементацию, смолизацию или используют другие способы закрепления кладки [3, 6, 8]. В случае защиты фундаментов от замачивания и восстановления их несущей способности в последние годы находят применение различные способы устройства гидроизоляционных покрытий, воздушных каналов, глиняных замков и др. (рис. 3).

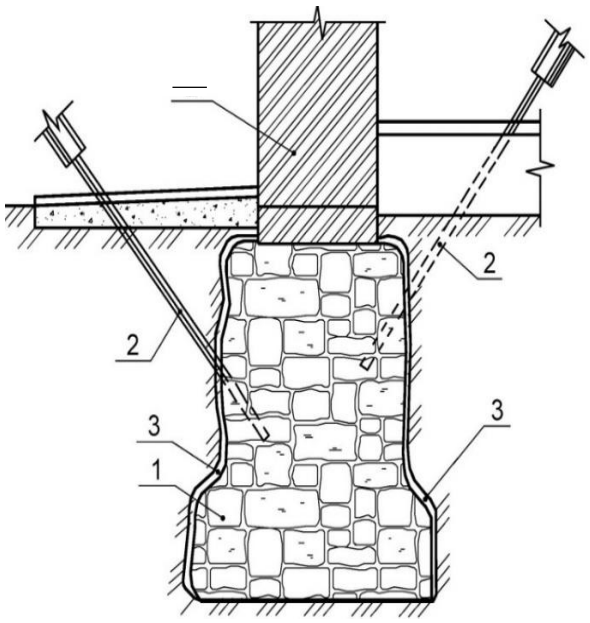


Рис. 2. Восстановление несущей способности ленточных фундаментов путем закрепления бутовой кладки цементацией:
1 – усиливаемый фундамент; *2* – инъекторы для нагнетания подвижного (жидкого) цементного раствора; *3* – наплывы раствора; *4* – кирпичная стена

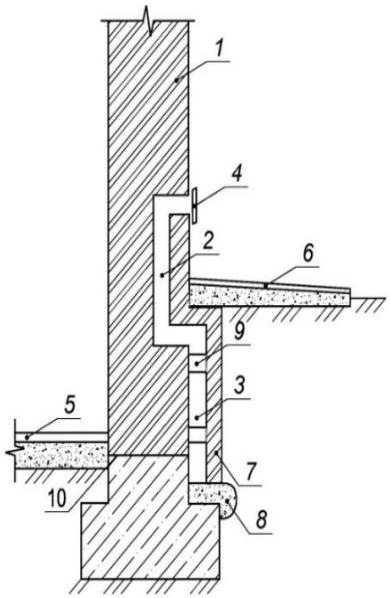


Рис. 3. Восстановления несущей способности фундаментов путем устройства воздушных каналов с внутренней стороны стены (защита от замачивания):
1 – осушаемая стена; *2* – канал, пробиваемый в стене; *3* – воздушная щель; *4* – вентиляционная решетка; *5* – пол аэрируемого этажа; *6* – отмостка; *7* – стенка воздушной щели (из кирпича толщиной 120 мм); *8* – бетонное основание под стенку; *9* – распорки; *10* – существующая горизонтальная гидроизоляция

Надземные фундаментные конструкции могут быть подвержены выветриванию. Особенно это характерно для старинных зданий, памятников истории и культуры. Для восстановления несущей способности таких фундаментных конструкций и защиты их от выветривания применяют обычно методы оштукатуривания и торкретирования поверхностей [10].

Увеличение несущей способности оснований и фундаментов

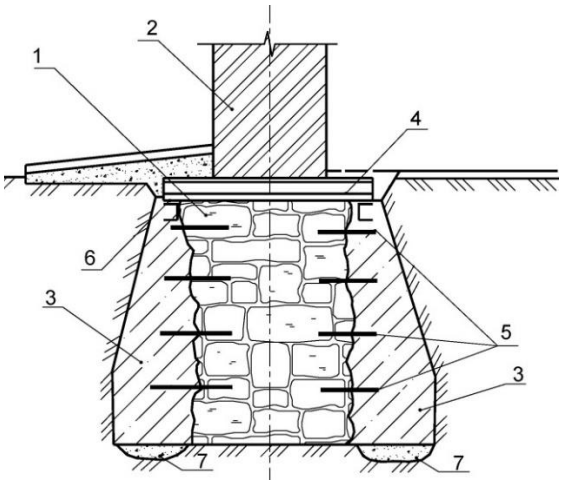
По второму направлению классификации (рис. 1) объединяют способы усиления оснований и фундаментов зданий, при которых требуется увеличение их несущей способности. Обычно это связано с повышением нагрузок на строительные конструкции зданий. При таком усилении выделяются три основных случая:

– увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы;

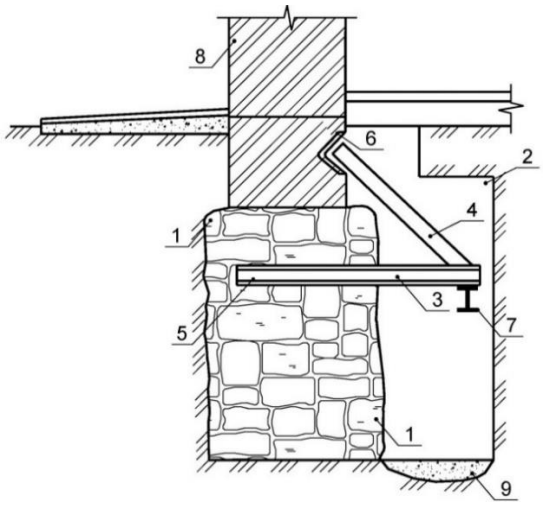
– увеличение несущей способности оснований и фундаментов с изменением схемы работы;

– увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния (фундаментов или грунтов основания).

Увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы (расчетной схемы) производится путем уширения подошвы фундаментов, устройства обойм, рубашек, наращиваний вокруг фундаментов (бетонных, железобетонных, металлических, комбинированных), усиления отдельных элементов (рис. 4). При этом расчетная схема таких фундаментов до и после реконструкции, восстановления зданий остается обычно без изменения.



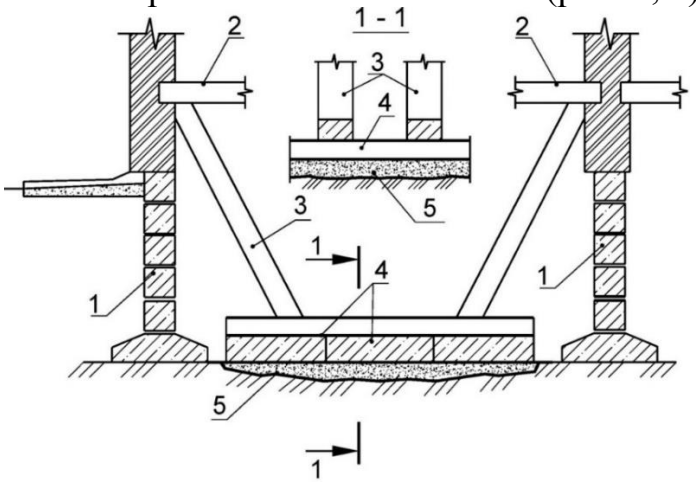
1 – усиливаемый фундамент; *2* – кирпичная стена; *3* – приливы из бетона; *4* – металлические балки, устанавливаемые в пробитые отверстия; *5* – металлические штыри из арматурной стали; *6* – металлические балки, закрепляемые на сварке к поперечным балкам; *7* – зоны уплотненного грунта



1 – усиливаемый фундамент; *2* – монолитный бетонный банкет; *3* – несущая балка; *4* – подкос; *5* – анкер; *6* – упорный уголок; *7* – распределительная балка; *8* – кирпичная стена; *9* – зона уплотненного грунта

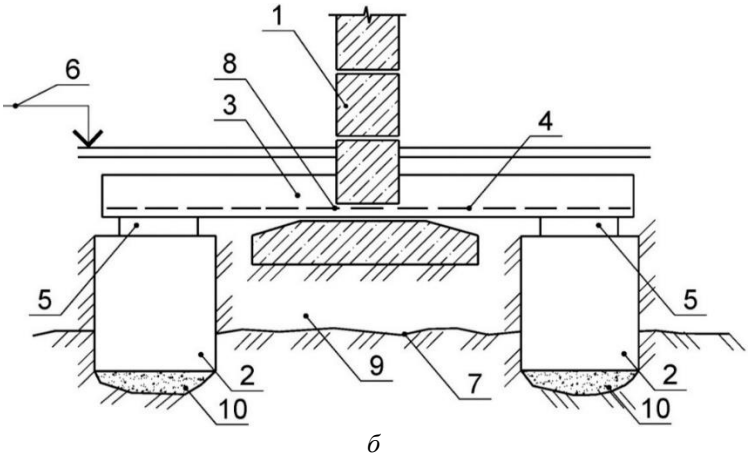
Рис. 4. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем устройства монолитной железобетонной плиты и многосекционных свай вдавливания

Увеличение несущей способности оснований и фундаментов с изменением схемы их работы (расчетной схемы) производится путем передачи части нагрузки от фундаментов или надфундаментных конструкций на грунты основания. Это достигается за счет специальных технических и технологических решений, например, использования различных подкосов, стальных и железобетонных балок, дополнительных опор-фундаментов из бетона и железобетона и др. (рис. 5). При этом следует отметить, что в последние годы в условиях реконструкции и восстановления зданий все чаще внедряются способы усиления фундаментов путем передачи внешней нагрузки на сваи. Для этого применяют различные виды буровых, набивных, инъекционных, буроинъекционных, вдавливаемых, винтовых и других свай, которые устраивают по различным технологиям (рис. 6, 7).



а

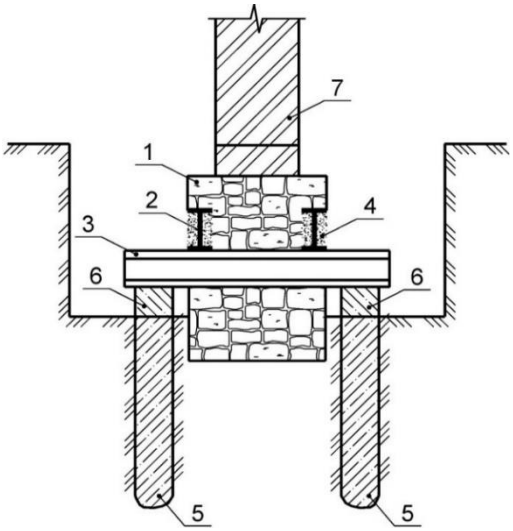
1 – усиливаемые фундаменты;
2 – плита перекрытия;
3 – рамная конструкция из железобетона или металла;
4 – дополнительная опора фундамента из сборных железобетонных плит;
5 – зона уплотненного грунта



б

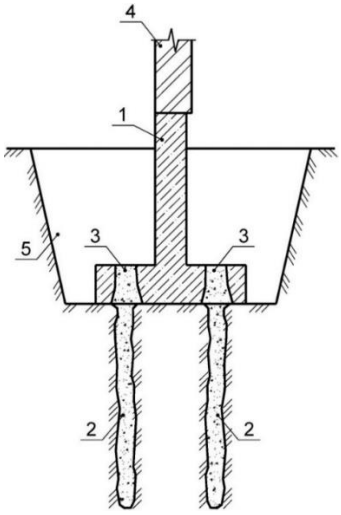
1 – сборный ленточный фундамент;
2 – дополнительные опоры-фундаменты из бетона (железобетона);
3 – монолитные железобетонные балки усиления;
4 – рабочая арматура балок;
5 – подкладки;
6 – отметка пола подвала;
7 – несущий слой грунта;
8 – отверстие между фундаментными блоками для пропуска рабочей арматуры балок;
9 – слой слабого грунта;
10 – зоны уплотненного грунта

Рис. 5. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем устройства дополнительных опор:
а – в виде рамной конструкции сборных железобетонных плит; *б* – в виде балочных конструкций и опор фундаментов из бетона или железобетона



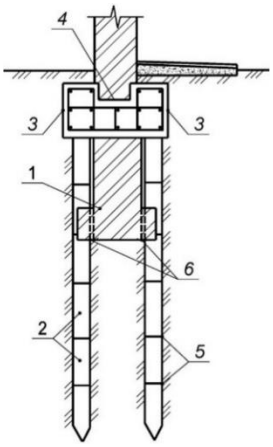
а

1 – усиливаемый фундамент; *2* – продольные металлические балки, устанавливаемые в пробитые борозды (штрабы); *3* – поперечные металлические балки; *4* – цементно-песчаный раствор; *5* – набивные сваи; *6* – железобетонная обвязка по сваям; *7* – кирпичная стена



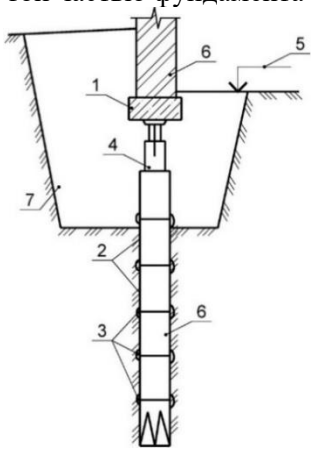
б

1 – усиливаемый фундамент; *2* – буроинъекционные сваи, устраиваемые через плитную часть фундамента; *3* – конусные отверстия в плитной части фундамента, устраиваемые после установки арматурных каркасов и инъекции цементно-песчаного раствора в сваи; *4* – кирпичная стена; *5* – пазух, заполняемый грунтом после устройства стыка свай с плитой частью фундамента



в

1 – усиливаемый фундамент; *2* – звенья составных железобетонных свай; *3* – железобетонные балки, устраиваемые вдоль фундамента здания; *4* – железобетонные монолитные перемычки, устраиваемые с шагом 1–1,5 м; *5* – стыки свай; *6* – сколотая поверхность плитной части фундамента



г

1 – железобетонный ростверк; *2* – звенья из металлических труб длиной 50–60 см; *3* – сварка; *4* – гидравлический домкрат; *5* – отметка пола подвала; *6* – кирпичная стена; *7* – пазух, заполняемый грунтом с уплотнением после вдавливания свай

Рис. 6. Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем передачи части нагрузки от стены здания на сваи:

а – набивные, устраиваемые вдоль фундамента под поперечные металлические балки; *б* – буроинъекционные, устраиваемые через плитную часть фундамента; *в* – вдавливаемые, устраиваемые вдоль фундамента под продольные железобетонные балки; *г* – вдавливаемые, устраиваемые под фундаментом

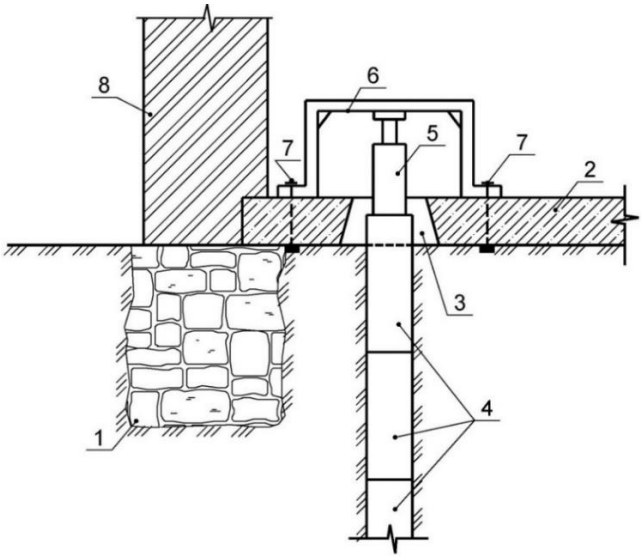
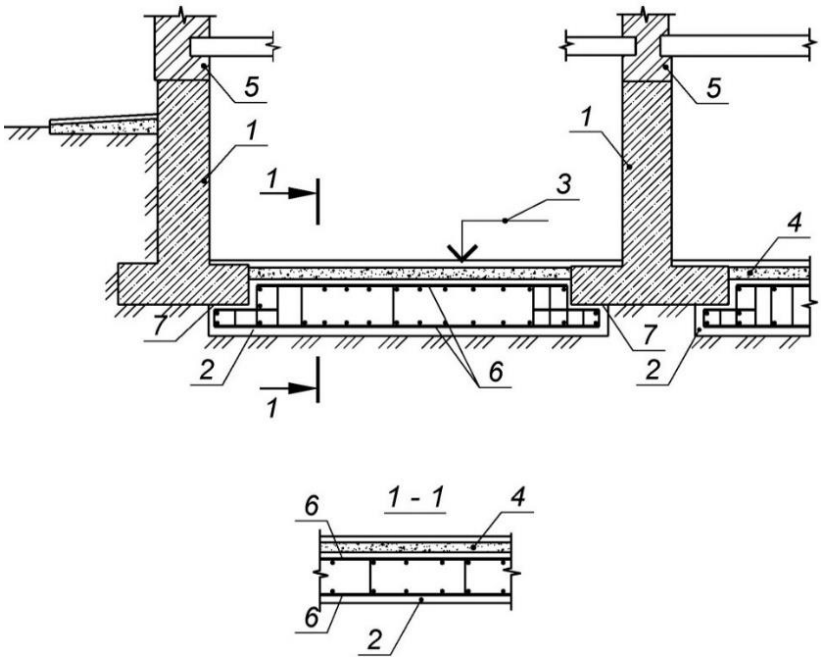


Рис. 7. Увеличение несущей способности фундаментов путем устройства монолитной железобетонной плиты и многосекционных свай вдавливания:
1 – усиливаемый ленточный фундамент; *2* – монолитная железобетонная плита; *3* – отверстие в плите, устраиваемая при ее бетонировании; *4* – звенья составной железобетонной сваи; *5* – длинношточный гидравлический домкрат; *6* – металлический упор; *7* – анкерные болты; *8* – кирпичная стена

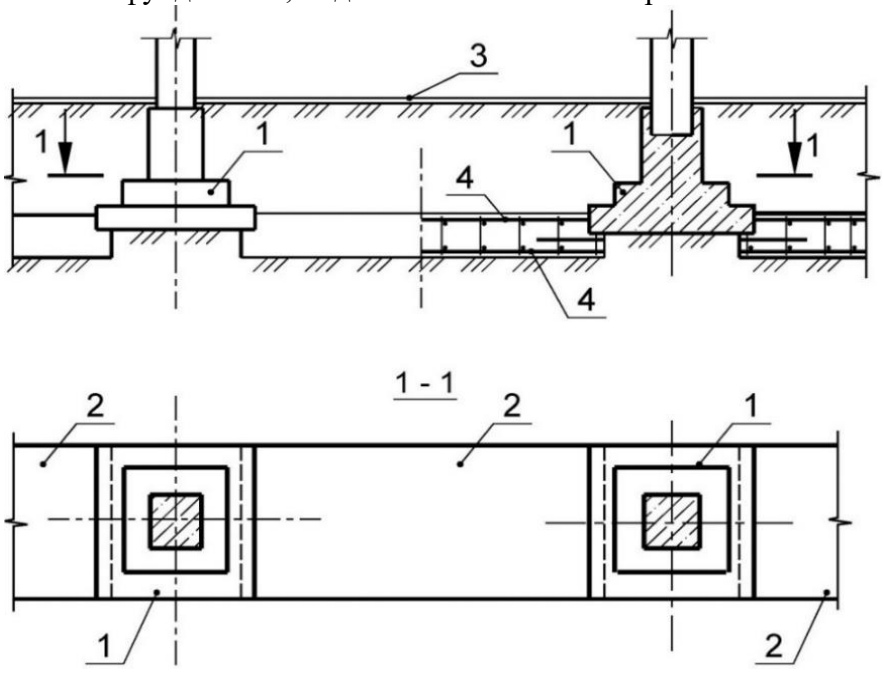
Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы может быть также достигнуто путем переустройства ленточных фундаментов в плитные, а столбчатые —– в ленточные. Для этого разработаны соответствующие технические решения и имеется практический опыт их внедрения (рис. 8). Кроме того, увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы осуществляется путем устройства дополнительных связей в виде анкеров, тяжей, стоек или частичного закрепления грунтов основания (В. С. Плевков, А. И. Полищук, А. И. Мальганов, 1993–1996). Такие способы усиления фундаментов находят применение в условиях реконструкции промышленных зданий [2, 4, 13].

Увеличение несущей способности фундаментов с изменением их напряженного состояния достигается путем установки предварительно напряженных подкосов, шпренгельных систем, железобетонных или металлических обойм. Обычно такие конструктивные решения применяются при усилении плитной и стаканной частей железобетонных фундаментов: отдельно стоящих, ленточных (А. И. Мальганов, А. И. Полищук и др., 1992–2000). Увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния грунтов основании осуществляется путем устройства шпунтовых ограждений или опускных колодцев вокруг фундаментов. В этом случае основания рассматриваемых фундаментов начинают работать в условиях, близких к компрессионному уплотнению (без возможности бокового расширения), и их несущая способность повышается.



а

1 – усиливаемый ленточный фундамент; 2 – сплошная монолитная железобетонная (прерывистая) плита; 3 – отметка поверхности пола подвала; 4 – уплотненный крупный песок; 5 – кирпичная стена; 6 – рабочая арматура плиты; 7 – поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию

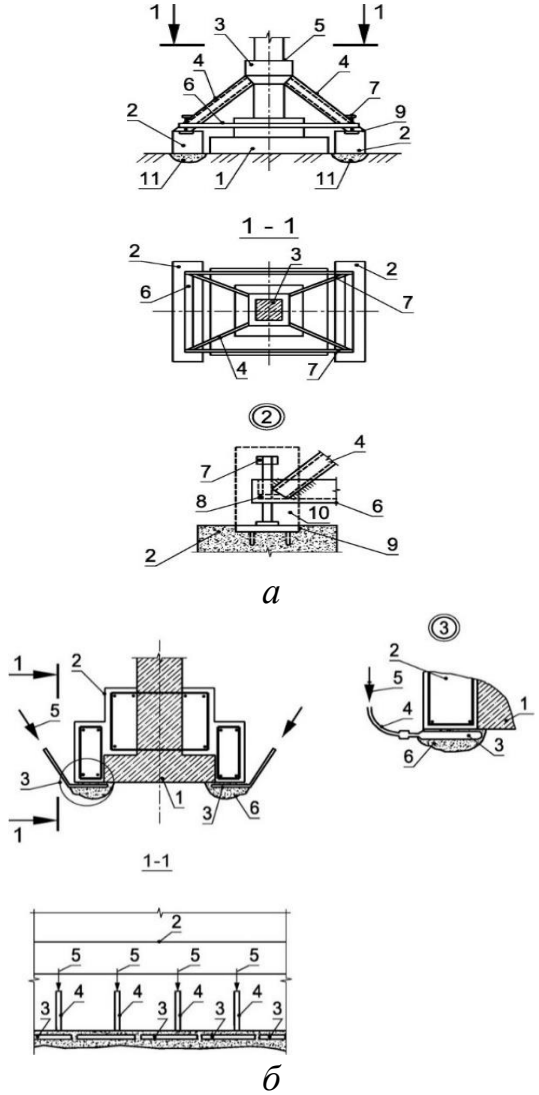


б

1 – усиливаемый столбчатый фундамент; *2* – монолитные железобетонные плиты; *3* – поверхность пола; *4* – арматурные каркасы

Рис. 8. Увеличение несущей способности фундаментов путем изменения их конструктивного решения:
а – переустройство ленточных фундаментов в плитные; *б* – то же столбчатых фундаментов в ленточные

Довольно часто в отечественной и зарубежной практике решение задач по повышению нагрузок на фундаменты достигается путем упрочнения оснований. Для этого, при реконструкции и восстановлении зданий, используют физико-химические способы закрепления (упрочнения) грунтов: цементация, силикатизация, смолязация, термическое закрепление, высоконапорная инъекция растворов и др. [2, 3, 7, 9]. Важным моментом увеличения несущей способности фундаментов является обеспечение их совместной работы с основанием. Достигается это путем включения в совместную работу с грунтом элементов усиления фундаментов при помощи специальных мероприятий и приспособлений. Например, за счет предварительного обжатия грунта трамбованием в местах установки дополнительных опор-фундаментов, использования специальных распорных приспособлений и др. (рис. 9)



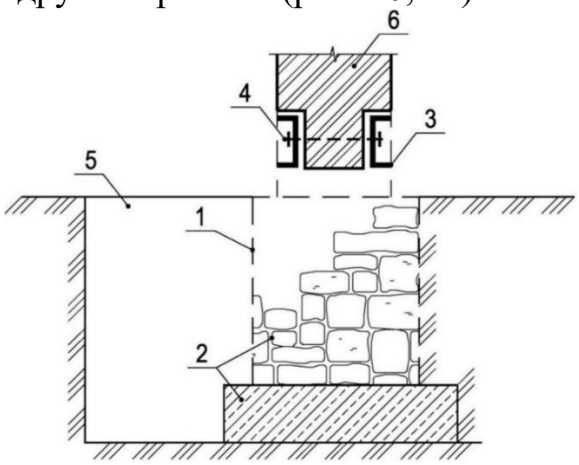
1 – усиливаемый фундамент;
2 – железобетонные элементы усиления фундамента;
3 – металлическая или железобетонная обойма вокруг колонны;
4 – подкосы из прокатного металла;
5 – верхняя обвязка из уголка;
6 – низкая обвязка из уголка или швеллера;
7 – распорные болты;
8 – гайки, приваренные к нижней обвязке;
9 – закладные детали в элементах усиления;
10 – обетонирование нижней обвязки и распорных болтов;
11 – зона обжатого грунта основания

1 – усиливаемый фундамент;
2 – железобетонные элементы усиления фундамента;
3 – мембранная распорная подушка (конверт из кровельного железа);
4 – трубопровод с манометром для подачи цементного раствора;
5 – цементный раствор, закачиваемый под давлением и выдерживаемый до его схватывания;
6 – зона обжатого грунта основания

Рис. 9. Увеличение несущей способности фундаментов путем предварительного обжатия грунта основания под элементами усиления:
а – через подкосы с распорными болтами; *б* – через мембранные распорные подушки

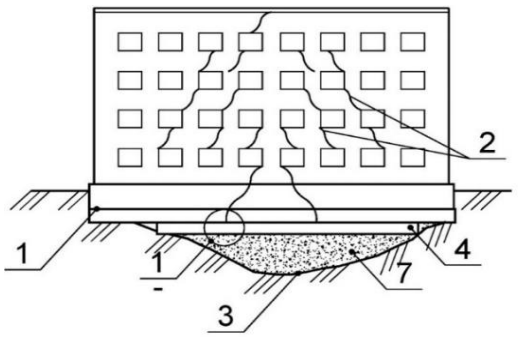
Разгрузка конструкций фундаментов

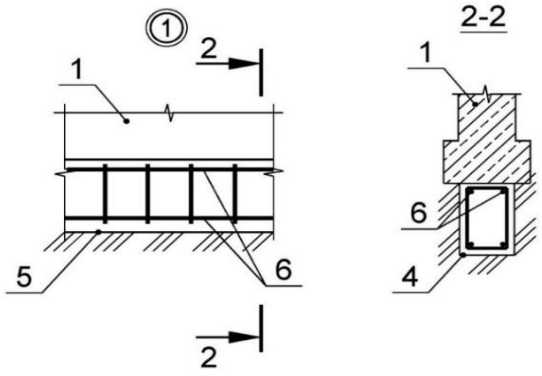
По третьему направлению классификации (рис. 1) объединяются способы усиления фундаментов, в которых за счет специальных конструктивных мероприятий происходит разгрузка фундаментов (полная или частичная) или ослабленных участков зданий. Это достигается за счет подведения разгружающих балок под части (блоки) зданий, устройства дополнительных поясов жесткости в стенах, вывешивания колонн для замены фундаментов и других приемов (рис. 10, 11).



а

1 – контуры фундамента, подлежащего замене;
2 – элементы вновь устраиваемого фундамента;
3 – разгружающие металлические балки;
4 – стяжные болты;
5 – шурф;
6 – кирпичная стена





б

1 – усиливаемый фундамент;
2 – трещины в стенах;
3 – контур осадочной воронки;
4 – монолитная железобетонная балка;
5 – поверхность основания;
6 – арматурный каркас;
7 – засыпка воронки грунтом с послойным уплотнением

Рис. 10. Разгрузка конструкций фундаментов путем подведения несущих балок под участки здания:
а – установка разгружающих балок; *б* – устройство разгружающих балок под подошвой фундамента

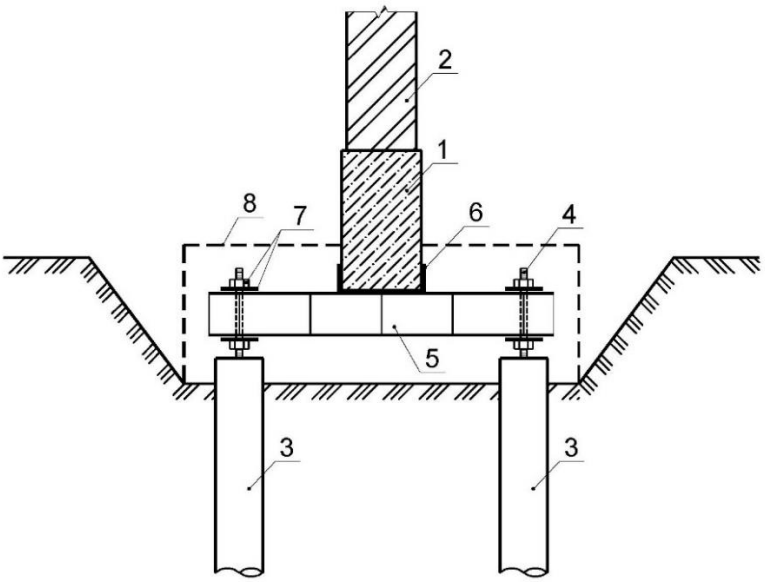


Рис. 11. Разгрузка существующего фундамента для полной передачи внешней нагрузки от стен здания через сваи на глубокие слои основания:
1 – существующий фундамент; *2* – кирпичная стена; *3* – буроинъекционные сваи; *4* – жесткий армирующий элемент с резьбой; *5* – поперечная металлическая балка; *6* – продольная распределительная металлическая балка; *7* – фиксирующая пластина с гайкой; *8* – контур объединяющего монолитного ростверка

В целом, обобщение вышеизложенных материалов свидетельствует о достаточно большом разнообразии способов усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых зданий. При выборе способа усиления необходимо учитывать целый комплекс вопросов, включающих не только инженерно-геологические особенности строительных площадок, вид, конструктивные признаки, но и условия (схемы) работы фундаментных конструкций.

Список источников

Полищук, А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий / А. И. Полищук. – 3-е изд. доп. – Нортхэмптон: STT; Томск: STT, 2007. – 476 с.

2. СП 47.13330.2016. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. –М.: Минрегион России, 2016. – 110 с.

Основы расчета и конструирования фундаментов многоэтажных, высотных и уникальных зданий: научно-практическое пособие / М. Б. Мариничев, О. Ю. Ещенко, В. А. Демченко, И. Г. Ткачев. – Краснодар: КубГАУ, 2022. – 224 с.

Мариничев, М. Б. Исследование работы буровых висячих свай в составе фундаментов многоэтажных и высотных зданий: монография / М. Б. Мариничев. – Краснодар: КубГАУ: Просвещение-Юг, 2022. – 155 с.

5. Полищук, А. И. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Пол А. Иищук, А. П. Петухов, А. А. Тарасов; Под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. Глава 16. Усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений. 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 2023. – С. 828-866.

6. Полищук, А. И. Основания и фундаменты, подземные сооружения: учебник / А. И. Полищук, М. Б. Мариничев; Под общ. ред. А. И. Полищука. – 3-е изд. перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 2023. – 558 с.

7. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: Минрегион России, 2016. – 244 с.

8. Полищук А. И. Рекомендации по определению значений модуля деформации грунтов по результатам компрессионных испытаний с использованием региональных корректировочных коэффициентов / А. И.Полищук, В. В. Фурсов, М. В. Балюра // Региональные нормативы градостроительного проектирования ТО. – Томск: Администрация ТО, 2007. – 22 с.

9. Полищук, А. И. Усиление фундаментов инъекционными сваями при реконструкции зданий: монография / А. И.Полищук, А. А. Петухов, И. В. Семёнов; Под ред. д-ра техн. наук, проф. А. И. Полищука. – 2-е изд. доп. – М.: Изд-во АСВ, 2023. – 212 с.

10. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / 5-е изд. перераб. и доп. / К П. Аоновалов, В. П. Коновалов. – М.: Изд-во АСВ, 2011. – 384 с.

11. Сорочан, Е. А. Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М.: Стройиздат, 1986. – 303 с.

12. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования мониторинга технического состояния. Межгосударственный стандарт. – М.: МНТК, 2011. – 89 с.

13. Мальганов, А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А. И. Полищук. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1992. – 456 с.

© Полищук А. И., Мариничев М. Б., 2026

УДК 004.67
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-522-537

К ВОПРОСУ РАЗРАБОТКИ ЕДИНОЙ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ БАЗЫ ДАННЫХ

Г. Г. Болдырев[1], И. Х. Идрисов[2]

[1]Санкт-Петербургский государственный архитектурно строительный университет,
г. Санкт-Петербург, Россия
[2]ООО НПП «Геотек», г. Пенза, Россия

Аннотация. *На основе анализа отечественной практики и зарубежного опыта обосновывается необходимость создания единой инженерно-геологической базы данных Российской Федерации (ЕИГБД). Рассмотрены концептуальные и методологические основы формирования национальной инженерно-геологической базы данных как элемента цифровой инфраструктуры строительной отрасли. Обосновывается переход от фрагментарных проектно-ориентированных подходов к управлению инженерно-геологической информацией к инфраструктурной модели, ориентированной на долгосрочное накопление, верификацию, повторное использование и аналитическую обработку данных. Предлагается многоуровневая архитектура данных, основанная на разделении первичных измерений, интерпретационных моделей и производных расчетных параметров, а также метаданных и механизмов трассируемости. Анализируются возможности интеграции с BIM-средой, применения методов больших данных и машинного обучения, а также институциональные и нормативные барьеры внедрения в Российской Федерации.*

Ключевые слова: *инженерно-геологические изыскания, база данных, цифровизация, BIM, интеграция*

THE ON THE ISSUE OF DEVELOPING A UNIFIED GEOTECHNICAL DATABASE

G. G. Boldyrev[1], I. H. Idrisov[1]

[1]Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering,
Saint Petersburg, Russia,
[2] LTD «Geotek», Penza, Russia

Annotation. *Based on the analysis of domestic practice and foreign experience, the article substantiates the need to create a unified engineering and geological database of the Russian Federation. The conceptual and methodological foundations of the formation of the national engineering and geological database as an element of the digital infrastructure of the construction industry are considered. The paper substantiates the transition from fragmented project-oriented approaches to the management of engineering and geological information to an infrastructural model focused on long-term accumulation, verification, reuse and analytical processing of data. A multi-level data architecture is proposed based on the separation of primary measurements, interpretative models and derived calculated parameters, as well as metadata and traceability mechanisms. The possibilities of integration with the BIM environment, the use of big data and machine learning methods, as well as institutional and regulatory barriers to implementation in the Russian Federation are analyzed.*

Keywords: *engineering and geological surveys, database, digitalization, BIM, integration*

Введение

Инженерно-геологические изыскания являются обязательной и критически важной частью подготовки проектной документации объектов капитального строительства. Качество проектных решений, безопасность и надёжность сооружений в значительной степени определяются полнотой и достоверностью инженерно-геологических данных.

В то же время в современной практике инженерно-геологические данные, как правило, существуют в виде разрозненных отчётов и приложений, представленных в табличной и графической форме, не предназначенной для машинной обработки и повторного использования. После завершения проектирования такие данные фактически утрачивают свою ценность для последующих этапов жизненного цикла объектов и территорий.

Отсутствие унифицированных форматов, механизмов долговременного хранения, повторного использования и интеграции с цифровыми платформами приводит к систематической утрате знаний, дублированию изысканий и росту неопределенности. В общем случае, отсутствие централизованной инженерно-геологической базы данных (ЕИГБД) приводит к:

– излишним объемам изысканий;

– утрате данных изысканий;

– ограниченной проверяемости и воспроизводимости результатов;

– повышенным инженерно-геологическим рискам при проектировании.

Создание ЕИГБД позволит устранить большинство из указанных проблем и создаст предпосылки для формирования единого цифрового пространства инженерно-геологических данных.

В отличие от РФ, в ряде зарубежных стран формируются национальные или региональные геотехнические и геологические информационные системы, ориентированные на накопление данных как общественного ресурса. Однако простое заимствование существующих моделей без учета институциональных, правовых и культурных особенностей Российской Федерации является методологически некорректным.

Состояние вопроса

Известно несколько зарубежных баз геологических и геотехнических данных, доступных для общего пользования через Интернет (табл. 1). Среди них:

1. Новозеландская геотехническая база данных (NZGD), курируемая Комиссией по землетрясениям, содержит около 23 000 результатов испытаний сейсмозондом, 10 000 записей журнала бурения скважин, 1000 записей испытаний пьезозондом и 6000 записей лабораторных испытаний. База открыта для зарегистрированных пользователей. Объемы информации, которая хранится в этой базе незначительные, за исключением данных статического зондирования.

2. База данных профилей скоростей сдвиговых волн сообщества Соединенных Штатов (*VSPDB*) состоит из геофизических 3845 профилей скоростей поперечных и продольных волн, 1212 скважин и 1342 каротажных диаграмм и лабораторные испытания (26 гранулометрических анализов и 845 пределов Аттерберга), проведенные на 4327 участках. Объемы информации, которая хранится в этой базе, также не очень большие.

3. Национальная база данных по геотехническим свойствам (*NGPD*), поддерживаемая Британской геологической службой является наиболее комплексной базой данных, содержащая сведения и информацию об исследованиях более 7370 проектов. С отчётами об исследованиях связаны 178 436 скважин. Всего существует 3 617 186 записей о полевых испытаниях и 879 293 лабораторных испытаний образцов грунтов, а также 5 180 330 неформатных записей о лабораторных испытаниях. Размеры этой базы сравнимы с объемами данных, которые хранятся в базе данных «Мосгоргеотрест» [1].

Таблица 1. Некоторые геотехнические базы данных и геоинформационные системы

Наименование базы данных	Страна	Источник
NZGD	Новая Зеландия	[2]
VSPDB	США	[3]
NGPD	Великобритания	[4]
DINGO		[5,6]
Louisiana Department of Transportation and Development (LADOTD)	США, штат Луизина	[8]
Australian Soil Resources Information System (ASRIS)	Австралия	[9]
Geotechnical database management system (GDBMS)	Нигерия	[10]
База данных gINT	Канада	[11]
OpenGround Cloud	Ирландия	[12]
GS.GeoDW+	Россия	[13]
Isoline GIS	Россия	[14]
ГИС INTEGRO	Россия	[15]
ГИС Аксиома	Россия	[16]

4. Проект *DINGO* был направлен на то, чтобы создать базу данных с открытым доступом, содержащую результаты испытаний свайных фундаментов, которые можно было бы использовать для сравнения с новыми результатами испытаний и калибровки моделей несущей способности и осадки свай в различных отложениях по всей территории Соединённого Королевства (а не только в лондонской глине). База данных *DINGO* была впервые опубликована в 2019 г. [5]. Это открытый набор данных, включающий более 500 испытаний свай в грунтах Великобритании. Текущая версия базы

данных *DINGO* находится в свободном доступе для скачивания в исследовательском репозитории Бристольского университета [6] Целью проекта *DINGO* было создание набора данных с открытым исходным кодом, в котором данные испытаний свай по возможности сопровождались параметрами грунта на конкретном участке. Такие проекты по созданию и ведению баз данных, как *DINGO,* способствуют развитию «геотехники, ориентированной на данные», что стало возможным благодаря переходу геотехнической инженерии от подхода, ориентированного на недостаток данных, к подходу, ориентированному на большие данные. База данных *DINGO* ранее использовалась для изучения методов прогнозирования осадки свай в мелкозернистых грунтах, а также для количественной оценки снижения осадки за счёт применения различных строительных норм и правил. Подобная *DINGO,* база данных разрабатывается в настоящее время Я.В. Офрихтер [7] в Пермском национальном исследовательском политехническом университете.

Общей особенностью зарубежных баз данных является приоритет хранения фактических данных, строгая стандартизация форматов и обязательное сопровождение данных метаданными.

Целью настоящей работы является разработка концептуальной модели национальной инженерно-геологической базы данных, рассматриваемой не как пассивное хранилище, а как элемент цифровой инфраструктуры строительства, интегрированный с *BIM*-средой, аналитическими платформами и системами поддержки принятия решений.

Централизованная геотехническая база данных

Данные, полученные с помощью приборов в лаборатории или путем непосредственных полевых наблюдений и измерений, являются фактическими. Поскольку работа и взаимодействие сотрудников в среде *BIM* требует доступа к этим исходным данным, они должны сохраняться без обработки как основа достоверности. Когда мы начнем их просматривать, анализировать и использовать (например, для определения того, к каким геологическим слоям относятся грунты, в каждой скважине), начнется их интерпретация. Эти интерпретированные базовые данные затем расширяются еще больше, когда геолог определяет, как слои могут соединяться друг с другом, для получения двумерного разреза, трехмерной модели или для составления отчета об исследовании, куда войдут уже результирующие данные. Необходимо также продумать вопрос достоверности получаемых данных о свойствах грунтов.

Необходимым условием для извлечения, интерпретации и использования исходных данных является использование метаданных о базовой информации. Поскольку результирующие данные будут передаваться другим группам участников проекта, занимающихся проектированием, строительством, эксплуатацией и управлением, метаданные необходимы для предотвращения неправильного использования результирующих данных.

Поэтому метаданным следует уделять больше внимания. Иными словами, в системе архива геотехнических данных для их описания должен использоваться набор параметров. Для картографических данных это могут быть масштаб, источник, время и т. д., для данных по скважине – идентификатор, название проекта, глубина, дата исследования и пр.

Источниками базы данных являются данные инженерно-геологических и геотехнических исследований. Процесс переноса информации из бумажных отчетов в базу данных является спорным вопросом из-за трудоемкости обработки данных на бумажных носителях. В то же время, «старые» данные были бы полезны для предварительного анализа инженерно-геологических условий и составления программы изысканий.

Системы управления геотехническими базами данных

Системы управления широко используются для управления геотехническими данными. Развитие систем управления базами данных началось с упорядоченного сбора и использования данных с целью обеспечения возможности их добавления, изменения, удаления и извлечения.

Процедуры разработки геоинформационных баз данных не являются уникальными, они весьма разнообразны. Наиболее часто для хранения и обработки данных используется веб-система управления геотехническими базами данных. Как правило, база данных включает данные мониторинга, результаты геофизических, лабораторных и полевых испытаний грунтов, полученных в ходе прошлых и текущих исследований грунтов различными организациями из разных источников, с целью максимизации экономической и научной выгоды от таких данных за счёт обеспечения их неограниченного доступа. Предоставляется соответствующий веб-интерфейс без каких-либо ограничений для всех пользователей, позволяющий запрашивать, отправлять отчёты и визуализировать данные, содержащиеся в базе. Система проектируется таким образом, чтобы её можно было бесконечно расширять под управлением авторизованных администраторов. Для ввода данных предусмотрены соответствующие шаблоны, обеспечивающие целостность и точность данных перед их включением в базу данных. Данные хранятся в необработанном виде без какого-либо предварительного анализа, что даёт потенциальным пользователям возможность делать собственные независимые выводы на их основе. В тоже время данные можно использовать для машинного обучения [7].

База данных, содержащая пространственные данные, обычно состоит из двух основных элементов: географического (или геометрического) компонента и компонента атрибутивных данных. Географический компонент содержит информацию о местоположении, протяжённости и топологии каждого элемента карты, а компонент атрибутивных данных описывает характеристики пространственного элемента. Что касается географического

компонента, то различают точечные и площадные базы данных. Точечные базы данных содержат характеристики атрибутов, присвоенные отдельным точкам, или репрезентативные значения атрибутов, присвоенные площадным элементам карты. Как географические, так и атрибутивные данные обрабатываются с помощью системы управления реляционными базами данных. Местоположение определяется с помощью географических координат точки (обычно это долгота и широта точки). Географический компонент баз данных территорий включает в себя картографические единицы в виде точек, линий или поверхностей, а также топологию (формы, соседей и иерархию границ). Лучше всего их моделировать и визуализировать с помощью оцифровки с использованием технологий ГИС (географических информационных систем). Таким образом, для баз данных по территориям реляционная база данных интегрируется ГИС в виде структурированных слоёв в оцифрованную базу карты, позволяющая отображать многострочную информацию для отдельных объектов.

В РФ, наиболее подходящими для решения поставленной задачи, являются две ГИС «Аксиома» [16] и «Интегро» [15]. Например, ГИС «Интегро» является программно-технологическим комплексом, который: обеспечивает интеграцию всех видов информации о земной поверхности и недрах; поддерживает специализированные форматы геолого-геофизических данных; осуществляет синхронизацию разнородной геопространственной информации одновременно в нескольких окнах; содержит развитые средства электронной картографии, аналитической обработки и 3*D*-моделирования; включает в себя готовые технологии решения прикладных задач; поддерживает большое число систем координат и картографических проекций; обеспечивает поддержку электронной базы геологических знаков масштаба 1:1000000 и 1:200 000; содержит картографический редактор, обладающий широкими возможностями; имеет удобный интерфейс, позволяющий работать в привычной для специалиста-предметника среде. Впрочем, ни одна из этих баз данных не является тем специализированным программным продуктом, который позволил бы создать общероссийскую базу инженерно-геологической и геотехнической информации.

Проектирование базы данных

Благодаря многочисленным преимуществам реляционной модели баз данных [17] структура системы управления базой данных может быть основана на этой модели. В реляционной базе данных, данные хранятся в таблицах (называемых «отношениями»). Записи в базе данных представлены в виде строк, или «кортежей», в этих таблицах. Кортежи состоят из наборов данных, называемых атрибутами, которые расположены в виде столбцов в отношении. После того как в отношении определена последовательность атрибутов, все кортежи в этом отношении должны располагаться в этой последовательности.

Единообразие формата записей в отношении упрощает процедуры доступа к данным и является одним из преимуществ модели. Понятно, что не все записи будут содержать значения для всех атрибутов, и реляционная модель особенно хорошо подходит для удовлетворения требований к хранению данных. Сама база данных проектируется таким образом, чтобы её можно было бесконечно расширять. Единственным ограничением является мощность сервера баз данных.

Веб-ориентированные базы данных обеспечивают простоту и повсеместную доступность. Поэтому необходимо, чтобы она была написана на языке баз данных *SQL* — языке программирования для реляционных баз данных, который хорошо подходит для веб-приложений. Версия языка баз данных *SQL*, на котором может быть реализована и написана база данных, — это *MySQL*, реляционная СУБД с открытым исходным кодом.

Что мешает разработке единой общероссийской инженерно-геологической и геотехнической базы данных?

Инженерно-геологическая и геотехническая база данных (в совокупности, геоданные) должна выполнять функцию единой комплексной национальной базы данных с доступом через веб-портал или облачное хранилище. Однако при ее создании могут возникнуть следующие проблемы.

Проблема номер 1. Отсутствие в РФ единого цифрового формата геоданных. В зарубежной геотехнической практике широко используются два формата *AGS*4 (*Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists*) [18] и DIGGS, (*Data Interchange for Geotechnical and Geoenvironmental Specialists*) [19] применяемые для стандартизированного обмена результатами инженерно-геологических изысканий. Оба эти формата позволяют передавать геологические и геотехнические цифровые данные внутри организаций и между ними. При этом форматы позволяют включать в процесс обмена файлы других форматов описания геоданных, такие как *DXF, AVI, PDF, ASCII, DOC, XLS.*

Внедрение одного из этих форматов обсуждалось изначально в 2012 г., когда ещё существовало НОИЗ [20]. После его поглощения НОПРИЗ обсуждение данного вопроса было прекращено.

Для гармонизации процессов цифрового моделирования на международном уровне существует стандарт *EN ISO* 16739 «Отраслевые базовые классы (*IFC*) для обмена и управления данными об объектах строительства», опубликованный в 2013 г. и пересмотренный в 2018 г. С 2019 г. в России действует подобный стандарт ГОСТ Р 10.0.02-2019 «Отраслевые базовые классы (*IFC*) для обмена и управления данными об объектах строительства». Это открытый международный стандарт для обмена и совместного использования данных разными участниками того или иного строительного проекта, использующих различные программные приложения, а

также для управления этими данными. Поэтому для хранения инженерно-геологической информации необходимо разработать новые стандарты, не противоречащие *IFC*.

Проблема номер 2. Заключается в том, что большинство частных изыскательских фирм и строительных компаний, наверняка, будут отказываться предоставлять какую-либо информацию, даже если она у них имеется, утверждая, что по юридическим и этическим соображениям не могут разглашать сведения о работах, выполненных для их клиентов. Эту проблему можно решить при помощи Минстроя России в сочетании с усилением роли профессионального сообщества изыскателей, например НОПРИЗ.

Проблем номер 3. Для надлежащего обслуживания базы данных потребуется администрирование. Администрирование и финансирование, необходимые для надлежащего обслуживания, лучше всего обеспечить за счет государственных учреждений или крупных профессиональных изыскательских некоммерческих организаций. С этой целью рекомендуется создать национальный Центр геотехнических данных.

Проблема номер 4. Унификация представления данных в сводной инженерно-геологической таблице физико-механических характеристик грунтов.

Следует нормативным образом внедрить единый формат представления данных инженерно-геологических изысканий. Сегодня для этого используется сводная таблица физико-механических характеристик грунтов, которая является неотъемлемой частью инженерно-геологических отчетов. Однако содержание таблицы зависит от текущего технического задания на изыскания. Например, если использовать при проектировании нормы соответствующих Сводов Правил, то необходимо определить один набор характеристик грунтов. Поэтому в сводной таблице представляются только эти характеристики грунтов. В том случае, что если проектировщик использует численные методы, то в сводную таблицу включаются параметры моделей грунтов. В итоге, сводная таблица получается отличной от первой. Как результат возникает ручная обработка данных при их преобразовании в электронный формат, например, *txt* или *Excel*.

Данную проблему предлагается решить следующим образом. Полная информация о физико-механических характеристиках грунтов, соответствующего генезиса, возраста, вида и разновидности предлагается хранить в формате *Excel* в файле с наименованием «Глобальная сводная таблица.xlsx». В первой редакции, таблица содержит 14 листов разновидностей грунтов и 367 колонок с данными физико-механических характеристик, которые используют при проектировании методами Сводов Правил и численными методами. Каждая колонка соответствует определенной характеристике грунта определяемая лабораторными и полевыми испытаниями.

Используя глобальную сводную таблицу, можно для конкретного технического задания на изыскания сформировать локальную сводную таблицу, в которую будут включены соответствующие характеристики грунтов и параметры моделей грунтов. Затем при формировании базы данных можно использовать данные из локальных сводных таблиц.

Архитектура единой инженерно-геологической базы данных и роль метаданных

Эффективность базы геоданных определяется не только объёмом накопленной информации, но прежде всего принципами её структурирования, описания и интеграции с другими цифровыми системами. В предлагаемой модели архитектура базы данных рассматривается как многоуровневая система, обеспечивающая долговременное хранение, аналитическую обработку, трассируемость и повторное использование данных.

В основе архитектуры лежит разделение функциональных слоёв: слоя хранения первичных данных, слоя интерпретационных моделей, слоя производных параметров и слоя аналитических и сервисных компонентов. Такое разделение позволяет избежать смешивания измеряемых величин, экспертных интерпретаций и расчётных допущений, что является одной из ключевых проблем современной инженерной практики.

Слой первичных данных включает результаты полевых и лабораторных исследований в их максимально «сырых» формах: журналы бурения, протоколы испытаний, записи зондирования, результаты геофизических наблюдений, данные мониторинга. Эти данные должны сохраняться без необратимых преобразований, поскольку именно они являются первичным источником знания и могут быть переосмыслены по мере развития научных представлений и нормативных требований.

Слой интерпретационных моделей формируется на основе первичных данных и включает инженерно-геологические разрезы, стратиграфические корреляции, типизации грунтов, пространственные модели и другие формы обобщения. В отличие от первичных измерений, эти данные неизбежно содержат элементы субъективности и зависят от используемых методик, опыта исполнителя и принятых гипотез. Поэтому принципиально важно фиксировать не только сами модели, но и логику их построения.

Слой производных параметров предназначен для хранения нормативных и расчётных характеристик, используемых в проектировании и моделировании: модулей деформации, коэффициентов консолидации, параметров прочности и других величин. Эти значения являются результатом цепочки преобразований, включающей измерения, интерпретации и нормативные зависимости. В предлагаемой архитектуре они не рассматриваются как первичные данные, а явно связываются с исходными источниками.

Особое значение в данной архитектуре имеет слой метаданных. Метаданные описывают не только технические характеристики файлов или таблиц, но и эпистемологический контекст получения информации. Они включают сведения о методиках испытаний, используемом оборудовании, условиях отбора проб, пространственно-временных координатах, квалификации исполнителей, а также о применённых стандартах и нормативных документах.

В традиционных системах метаданные часто рассматриваются как второстепенный элемент. В предлагаемой модели они становятся центральным компонентом, обеспечивающим сопоставимость данных, оценку их достоверности и возможность автоматизированной обработки. Без развитого слоя метаданных невозможна корректная агрегация информации из различных источников и построение статистически обоснованных моделей.

Одним из ключевых принципов архитектуры является трассируемость. Каждый производный параметр должен быть связан с конкретными первичными измерениями, интерпретационными моделями и нормативными предпосылками. Это обеспечивает воспроизводимость расчётов и возможность их пересмотра при появлении новых данных или изменении нормативной базы.

Дополнительным компонентом архитектуры является слой интеграции, обеспечивающий взаимодействие с внешними цифровыми системами: BIM-платформами, геоинформационными системами, государственными реестрами, аналитическими сервисами. Взаимодействие должно осуществляться через открытые программные интерфейсы и стандартизированные форматы обмена.

Таким образом, архитектура инженерно-геологической базы данных должна рассматриваться не как статичная структура, а как развивающаяся экосистема, поддерживающая научные исследования, проектирование, территориальное планирование и управление рисками. Такой подход формирует основу для перехода от локальных решений к системному управлению знаниями о геологической среде.

Создание ЕИГБД требует нормативного закрепления требований к составу, форматам и порядку передачи данных. Для этого необходимо разработать нормативный документ, который должен включать следующие минимальные требования:

1. Требования к структуре базы данных.
2. Требования к цифровым форматам данных.
3. Унификация физико-механических характеристик грунтов.

Передача обезличенных инженерно-геологических данных в базу целесообразна как обязательный этап завершения инженерных изысканий. Функции администрирования и контроля качества данных должны быть возложены на уполномоченную организацию.

Интеграция с технологиями информационного моделирования

В условиях цифровой трансформации строительной отрасли информационные модели объектов перестают быть исключительно средством визуализации и всё в большей степени превращаются в носители структурированных знаний. Концепции BIM предполагают формирование сквозной цифровой среды, сопровождающей объект на всех этапах его жизненного цикла — от предпроектных исследований до эксплуатации и вывода из эксплуатации.

Однако в большинстве существующих реализаций геотехнические и инженерно-геологические данные остаются внешними по отношению к BIM-моделям. Как правило, они представлены в виде отчётов, таблиц или графических приложений, не интегрированных семантически с цифровой моделью. Это приводит к тому, что ключевая информация о грунтовом основании используется фрагментарно, теряет контекст и не поддаётся автоматизированной обработке.

Предлагаемая ЕИГБД рассматривается как специализированный источник структурированных знаний о подземной среде, который должен быть связан с BIM-платформами на уровне данных, а не только файлов. Такая интеграция предполагает возможность прямого обращения цифровых моделей к параметрам грунтов, стратиграфическим схемам, результатам мониторинга и вероятностным оценкам.

Одним из ключевых вызовов является ограниченность существующих стандартов информационного моделирования в части представления геотехнических данных. Международный формат IFC, являющийся основой для обмена данными между BIM-платформами, содержит развитую онтологию для строительных конструкций, инженерных систем и пространственных элементов, но крайне ограниченно описывает геологическую среду [21].

В большинстве случаев геологическая информация в формате IFC представляется в виде обобщённых свойств или прикреплённых документов, что не позволяет формализовать сложные стратиграфические структуры, неоднородности, анизотропию свойств и неопределённости. Это существенно ограничивает возможности аналитической обработки и автоматизированного проектирования.

В рамках предлагаемой концепции предполагается разработка расширений к существующим стандартам, обеспечивающих формализованное представление инженерно-геологических объектов: скважин, зондирований, слоёв, образцов, горизонтов, а также связанных с ними параметров и их распределений. Такие расширения должны быть совместимы с международными аналогами, но адаптированы к российской нормативной базе.

Особое внимание уделяется представлению неопределённости. В традиционных BIM-моделях параметры задаются детерминированно, что не отражает реального характера геотехнических данных. В предлагаемом подходе

значения должны сопровождаться доверительными интервалами, вероятностными распределениями и указанием источников неопределённости [22].

Интеграция с *BIM*-средой позволяет реализовать концепцию «цифровых двойников», в которых геологическая среда моделируется с той же степенью формализации, что и надземные конструкции [23]. Это открывает возможности для сценарного анализа, оценки рисков, оптимизации проектных решений и мониторинга поведения оснований в процессе эксплуатации.

Таким образом, единая инженерно-геологическая база данных должна рассматриваться не как внешнее хранилище, а как составная часть цифровой среды проектирования и управления строительными объектами. Такая интеграция формирует принципиально новый уровень взаимодействия между инженерной геологией и цифровыми технологиями.

Институциональные, нормативные и организационные барьеры внедрения национальной инженерно-геологической базы данных в Российской Федерации

Несмотря на очевидные технологические предпосылки для создания национальной инженерно-геологической базы данных, её практическая реализация сталкивается с рядом системных ограничений, выходящих за рамки сугубо технических задач. Эти ограничения носят институциональный, правовой, экономический характер и требуют отдельного анализа.

Одной из ключевых проблем является институциональная фрагментация. В настоящее время инженерно-геологические данные формируются и хранятся множеством независимых субъектов: изыскательскими организациями, проектными институтами, строительными компаниями, научными учреждениями и органами государственной власти. Каждый из этих акторов действует в рамках собственных интересов, контрактных обязательств и регламентов, что делает координацию и стандартизацию крайне затруднительными.

Отсутствие единого центра ответственности за долгосрочное накопление и сопровождение данных приводит к тому, что информация рассматривается как побочный продукт проектной деятельности, а не как элемент национальной инфраструктуры. После завершения конкретного проекта данные либо архивируются в закрытых корпоративных системах, либо утрачиваются, либо становятся недоступными для повторного использования.

Серьёзным барьером является отсутствие нормативно закреплённых стандартов цифрового представления инженерно-геологической информации. В российской практике до сих пор доминируют отчётно-документные формы, ориентированные на бумажные носители и статичные файлы. Даже при наличии цифровых версий отчётов данные остаются неструктурированными и непригодными для автоматизированной обработки.

В отличие от этого, современные цифровые экосистемы требуют формализованных схем данных, онтологий, интерфейсов программного доступа и механизмов валидации. Без нормативного закрепления таких требований невозможно обеспечить масштабируемость и воспроизводимость.

Экономические факторы также играют существенную роль. Частные изыскательские компании рассматривают данные как коммерческий актив, являющийся частью их конкурентного преимущества. В отсутствие ясных механизмов компенсации, лицензирования и защиты интеллектуальных прав добровольное предоставление данных в национальные системы воспринимается как угроза бизнес-модели.

Дополнительную сложность создаёт неопределённость правового статуса инженерно-геологических данных. В настоящее время не существует чётких норм, определяющих право собственности на такие данные, условия их повторного использования, ответственность за ошибки и порядок актуализации. Эти правовые пробелы создают риски для всех участников и формируют устойчивую склонность к закрытости.

Не менее значимы культурные и эпистемологические барьеры. Инженерно-геологическая практика традиционно опирается на экспертные суждения, индивидуальный опыт и локальные эвристики. Переход к формализованным, воспроизводимым и алгоритмизируемым моделям воспринимается многими специалистами как угроза профессиональной автономии.

Кроме того, существует дефицит компетенций в области работы с большими данными, онтологиями, цифровыми стандартами и вероятностными моделями. Без масштабных образовательных программ и переобучения специалистов технологические инновации рискуют остаться формальными.

Таким образом, внедрение национальной инженерно-геологической базы данных следует рассматривать не как IT-проект, а как институциональную реформу, затрагивающую нормативную систему, рынок инженерных услуг, образовательные программы и профессиональные культуры. Игнорирование этих аспектов неизбежно приведёт к формированию технически продвинутых, но социально неработоспособных решений.

Обсуждение

Представленная в настоящей работе концепция национальной инженерно-геологической базы данных демонстрирует, что проблема управления геологической и геотехнической информацией не может рассматриваться исключительно как задача автоматизации или цифровизации существующих процессов. Речь идёт о глубокой трансформации эпистемологических, институциональных и инженерных оснований отрасли.

В традиционной практике инженерно-геологические и геотехнические данные существуют в виде разрозненных фрагментов, слабо связанных

между собой и ориентированных на решение локальных задач. Предлагаемая инфраструктурная модель, напротив, ориентирована на формирование непрерывного пространства знаний, в котором каждое новое измерение не исчезает после завершения проекта, а становится частью кумулятивного эмпирического корпуса.

Ключевым методологическим вкладом настоящей работы является формализация многоуровневой структуры данных с явным разделением первичных измерений, интерпретационных моделей и расчётных параметров. Такое разделение позволяет избежать смешивания эмпирических фактов и инженерных допущений, что является распространённой проблемой в современной практике.

Особое значение имеет введение метаданных как центрального элемента архитектуры. В большинстве существующих систем они выполняют вспомогательную роль, тогда как в предлагаемой модели метаданные обеспечивают воспроизводимость, сопоставимость и аналитическую интерпретируемость. Это создаёт основу для корректного применения методов больших данных и машинного обучения.

Следует отметить, что предложенная концепция не является готовым техническим решением. Она задаёт рамку, внутри которой могут и должны разрабатываться конкретные программные реализации, нормативные механизмы и институциональные формы. В этом смысле настоящая работа носит программный характер.

К ограничениям выполненного исследования следует отнести его концептуальную направленность. Эмпирическая проверка эффективности предлагаемых принципов требует реализации пилотных проектов, которые позволят выявить узкие места, уточнить требования пользователей и протестировать масштабируемость архитектуры.

Дополнительным вызовом является необходимость междисциплинарного взаимодействия. Формирование такой системы невозможно без согласованных усилий инженеров, геологов, специалистов по данным, юристов и представителей регулирующих органов. Тем не менее, именно подобные комплексные проекты определяют траектории развития инженерных дисциплин в XXI веке.

Заключение

В статье предложена концептуальная модель национальной инженерно-геологической базы данных, рассматриваемой не как пассивное хранилище информации, а как элемент цифровой инфраструктуры строительной отрасли. Показано, что традиционные проектно-ориентированные подходы к управлению данными не обеспечивают ни накопления знаний, ни воспроизводимости инженерных решений, ни условий для внедрения аналитических и вероятностных методов.

Основными результатами работы являются:

1. Обоснование инфраструктурной парадигмы управления инженерно-геологическими и геотехническими данными.

2. Разработка многоуровневой модели, разделяющей первичные измерения, интерпретации и расчётные параметры.

3. Формализация роли метаданных и трассируемости как ключевых элементов архитектуры.

4. Анализ возможностей интеграции с BIM, ГИС платформами и стандартами информационного моделирования.

5. Выявление институциональных и нормативных барьеров внедрения в Российской Федерации.

Реализация предложенной модели позволит перейти от фрагментарной эмпирической практики к системно-аналитическому управлению знаниями о геологической среде, повысить надёжность проектных решений, снизить риски и создать условия для научно обоснованного развития строительной отрасли.

Создание национальной инженерно-геологической базы данных следует рассматривать не как вспомогательный цифровой сервис, а как стратегический инфраструктурный проект, сопоставимый по значимости с транспортными, энергетическими и информационными системами.

Список источников

1. Ракитина, Н. Н. Цифровизация данных инженерно-геологических изысканий / Н. Н. Ракитина, Р. Ю. Жидков // Геоинфо. – 2024. – Т. 6, № 11. – С. 6-16. DOI:10.58339/2949-0677-2024-6-11-6-16.

2. NZGD: – URL: https://www.naturalhazards.govt.nz/resilience-and-research/data-and-modelling/new-zealand-geotechnical-database/ (дата обращения: 24.01.2026).

3. VSPDB: – URL: https://escholarship.org/uc/item/71v3g1xh (дата обращения: 24.01.2026).

4. NGPD: – URL: https://www.bgs.ac.uk/technologies/databases/ (дата обращения: 24.01.2026).

5. Vardanega P.J., Voyagaki E., Crispin J., Gilder C., Ntassiou, K. The DINGO data base, v1.0. University of Bristol, Bristol, UK. – 2019. https://research-information.bris.ac.uk/en/datasets/the-dingo-database-v10/ (дата обращения: 24.01.2026).

6. Vardanega, P.J., Othman, M.M., Voyagaki, E., Crispin, J., Gilder, C. & Ntassiou, K. The DINGO database, v1.2. University of Bristol, Bristol, UK., 2024. DOI: 10.5523/bris.89r3npvewel2ea8ttb67ku4d.

7. Ofrikhter I.V., Ponomarev A.B. Load-Settlement Behavior Estimation of Piles Using Driving Log // AIP Conference Proceedings. 2023. - Vol. 2497. – P. 020002. DOI:10.1063/5.0106181.

8. Gautreau G. P., Bhandari P. Development of a Geotechnical Information Database. Report No. FHWA/LA.09/446. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA, 2009. – P. 65.

9. Johnston R. M., Barry S. J., Bleys E., Bui E. N., Moran C. J., Simon D. A. P., Carlile P., McKenzie N. J., Henderson B. L., Chapman G., Imhoff M., Maschmedt D., Howe D., Grose C., Schoknecht, N. // ASRIS: the database. Australian Journal of Soil Research, 2003. - Vol. 41, - No. 6, - P. 1021-1036.

10. Okunade E.A. Design and Implementation of a Web-Based Geotechnical Database Management System for Nigerian Soils. Modern Applied Science, 2010. - Vol. 4, - No. 11, - P. 36-42. https://doi.org/10.5539/MAS.V4N11P36.

11. Fredlund M.D., Loubier N., Myhre T., Inkovic Z. Use of gINT Databases to Analyze 3D Spatial Slope Stability // 2019 TAC-ITS Canada Joint Conference At: Halifax, NS, Canada, 2019. – P. 13.

12. OpenGround Cloud. – URL: https://www.bentley.com/ (дата обращения: 24.01.2026).

13. GS.GeoDW+. – URL: https://geo-solution.ru/module-gs-geodw (дата обращения: 24.01.2026).

14. Isoline GIS. – URL: http://www.isoline-gis.ru/index.htm (дата обращения: 24.01.2026).

15. ГИС INTEGRO. – URL: https://gis-integro.ru (дата обращения: 24.01.2026).

16. ГИС Аксиома. – URL: https//axioma-gis.ru (дата обращения: 24.01.2026).

17. Walters R. F. Database Principles for Personal Computers. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1987. – P. 243.

18. Electronic Transfer of Geotechnical and Geoenvironmental Data AGS4 Edition 4.1.1. – URL:https://www.ags.org.uk/content/uploads/2022/02/AGS4-v-4.1.1-2022.pdf (дата обращения: 24.01.2026).

19. DIGGS V2.0.a Documentation. –URL: https://www.geoinstitute.org/ (дата обращения: 24.01.2026).

20. О выборе единого электронного формата обмена данными инженерно-геологических изысканий / В. А. Барвашов, Г. Г. Болдырев, С. Н. Даянов [и др.] // Проектирование и инженерные изыскания, 2012. – № 3 (17). – С. 10.

21. Wu J., Chen J., Chen G., Wu Z., Zhong Y., Chen B., Ke W., Huang J. Development of Data Integration and Sharing for Geotechnical Engineering Information Modeling Based on IFC // Advances in Civil Engineering, 2021. Article ID 8884864, – P. 15.

22. URL: https://doi.org/10.1155/2021/8884864.

23. Болдырев, Г. Г. Детерминированный и вероятностный подход к расчету устойчивости склонов / Г. Г.Болдырев, А. В. Иванов, О. В. Хрянина // Геотехника, 2024. – Т. XVI. – № 3. – С. 6-25. DOI: 10.25296/2221-5514-2024-16-3-6-25.

24. Инженерно-геологические исследования с использованием цифровых технологий / Г. Г. Болдырев, Д. А. Луковкин, П. А. Анохин [и др.] // Инженерные изыскания. – 2022. – Т. XVI. – № 3. –С. 12-32. DOI: 10.25296/1997-8650-2022-16-3-12-32.

© Болдырев Г. Г., Идрисов И. Х., 2026

УДК 624 153.525:681.3
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-538-543

АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПРИ ЭКСПЕРТИЗЕ КОНСТРУКЦИЙ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

А. И. Субботин

Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ)
имени М.И. Платова, г. Новочеркасск, Россия

Аннотация. *Приводится анализ применимости отдельных пунктов нормативной документации при проектировании свайного фундамента на примере данных экспертизы возведенных конструкций строящегося физкультурно-оздоровительного комплекса. На основании сравнения принятых проектных решений и результатов поверочного расчета в программном расчетном комплексе пространственной модели возведенных конструкций свайных фундаментов определяются основные причины, приведшие к появлению видимых дефектов в железобетонных строительных конструкциях ростверка.*

Ключевые слова: *расчет, свайные фундаменты, эксцентриситет, моменты, несущая способность сваи, заглубление сваи*

ANALYSIS OF THE USE OF REGULATORY DOCUMENTS IN THE EXAMINATION OF PILE FOUNDATION STRUCTURES

A. I. Subbotin

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk, Russia

Annotation. *The article provides an analysis of the applicability of individual points of regulatory documentation in the design of pile foundations, using the example of an examination of the constructed structures of a sports and recreation complex under construction. Based on a comparison of the adopted design solutions and the results of the verification calculation in the software calculation complex of the spatial model of the constructed structures of pile foundations, the main reasons leading to the appearance of visible defects in the reinforced concrete construction structures of the pile foundation are determined.*

Keywords: *calculation, pile foundations, eccentricity, moments, pile bearing capacity, pile depth*

Введение

Строительство типовых объектов не всегда является простой задачей, так как грунтовые условия на месте возведения объекта диктуют свои условия, в связи с чем проектировщикам приходится принимать самостоятельные решения по связи отработанных конструктивных решений надземной части возводимого здания с индивидуальными конструкциями фундаментов. Строительство типовых зданий и сооружений за счет уменьшения объема проектирования и времени прохождения экспертизы значительно сокращает сроки возведения объектов. При этом конструктивные решения надземной части типовых проектов зданий и сооружений, как правило, тщательно отработаны и технически выверены.

Привязка же типовых объектов на местности сводится к разработке конструкций фундаментов, соответствующих геологическим условиям площадки строительства. Однако при проектировании фундаментов типовых или серийных зданий, зачастую, из-за сокращенного общего объема проектных работ, ускользают от внимания проектировщиков некоторые требования, влияющие на принимаемые конструктивные решения. Так при повторном применении проекта при строительстве физкультурно-оздоровительного комплекса в п. Орловский Орловского района Ростовской области, который ранее был построен той же строительной организацией в г. Аксае Ростовской области, изменились конструкции фундаментов — ленточные фундаменты были заменены на свайные конструкции. Перепроектирование с прохождением экспертизы не заняло много времени, но вот после начала возведения строительных конструкций надфундаментной части здания, которые не претерпели значительных изменений и отработаны при возведении аналогичного объекта двумя годами ранее, в железобетонных конструкциях стен подвала проявились вертикальные трещины (рис. 1), встревожившие строителей и заказчика.



Рис. 1. Трещины шириной раскрытия от *б* = 0,1 мм до *б* = 0,3 мм на всю высоту стены цокольной части спортивного зала

Основная часть

В связи с тем, что в основании фундаментов проектируемого ФОК залегают просадочные суглинки, подстилаемые макропористыми слабыми непросадочными суглинками, проектировщиками в соответствии с требованиями [1] было принято решение применения в конструкциях фундаментов

забивных железобетонных свай длиной 16 м С160.35-10, опирающихся на плотные непросадочные суглинки (рис. 2) и устроенные с шагом 6 м и 7 м по длине ростверка. Поверх линии свай (район спортивного зала) устраивается железобетонный балочный ростверк, высотой 600(h) мм и шириной 700 мм.

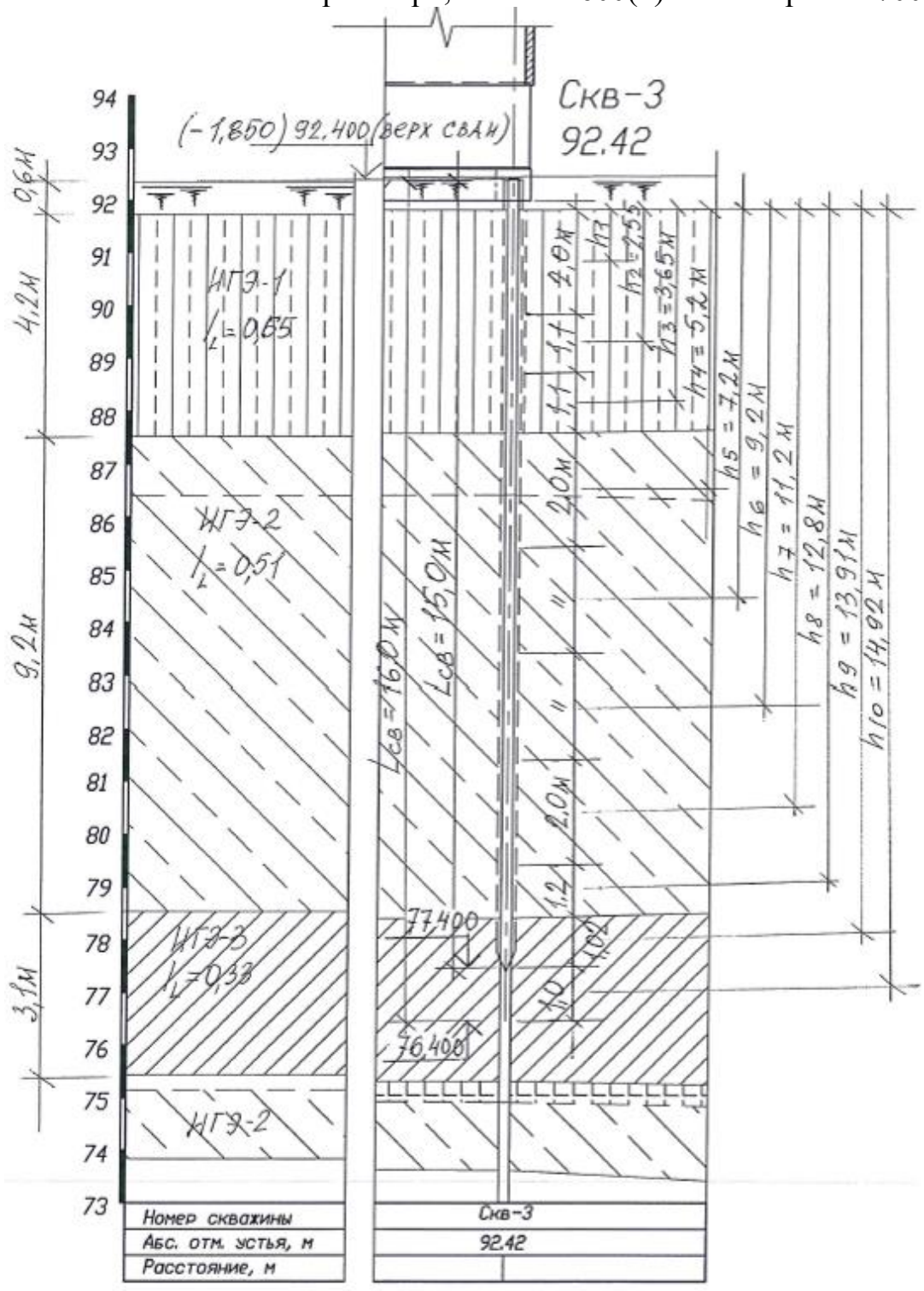


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез проектируемого фундамента

Появление в ходе строительства в железобетонных конструкциях дефектов, снижающих их несущую способность, потребовало, на основании предписания государственного архитектурно-строительного надзора в соответствии с требованиями [2], проведения сплошного инструментального обследования. После проведения комплекса исследовательских работ в соответствии с разработанной программой по обследованию возведенных строительных и анализа выявленных дефектов были выполнены поверочные расчеты как надземных конструкций, так и конструкций свайных фундаментов.

Поверочный расчет несущей способности сваи, выполненный в соответствии с [3], установил, что несущая способность сваи по материалу составляет 144,3 т, а по грунту 74,4 т при итоговой нагрузке на сваю 36,6 т. В соответствии с п. 8.1 [3] свайные фундаменты следует выполнять одиночных свай, свайных лент и свайных кустов. Судя по всему, расчет по несущей способности и определил выбранное конструктивное решение с расположением свай кустами (из одной сваи) с шагом 6 м и 7 м по длине стен. Однако п. 8.13 [3], четко говорит, что «Расстояние между осями висячих забивных и вдавливаемых свай в плоскости их нижних концов должно быть не менее 3d (где d – диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек – не менее 1,5*d*», как и п. 8.13 [4], что в нашем случае составляет 1050–2100 мм, если считать сваю висячей, или 525 мм, если считать сваю стойкой, к чему располагает схема её расположения на инженерно-геологическом разрезе (рис. 1).

По руководству по проектированию табл. 8.20 [5], для одноэтажный промышленных зданий не применяются свайные кусты из одной сваи сечением 350×350 мм. Возможно применение буровых свай диаметром от 500 мм.

Кроме того, при количестве свай под стойку 1 шт. (при центральном опирании), свая конструктивно не в состоянии воспринимать момент усилий, возникающий при ветровых нагрузках.

При обследовании возведенных конструкций также установлено, что железобетонные стены подвала опираются на край ростверка (рис. 3), при рекомендуемом центральном опирании, что приводит к сложному напряженному состоянию ростверка, появляется эксцентриситет 0,2 м, в совокупности с нагрузкой дающий крутящий момент 3 КН·м на пог. метр. В перерасчете на длину пролета 7 м, крутящий момент составит 21 КН·м.

В связи с выявленными дефектами в монолитных конструкциях стен подвала и особенностями технических решений возведенных конструкций фундаментов, не отвечающих определённым пунктам нормативных документов, выполнен пространственный расчет конструкции ростверка на действие актуальных нагрузок в программном комплексе Structure Cad (рис. 4).

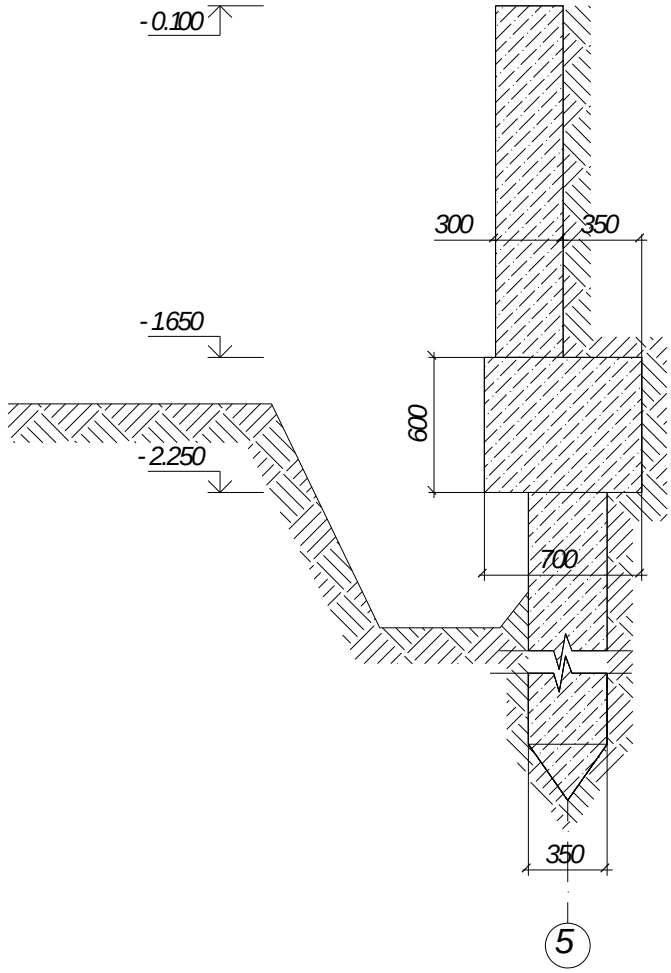


Рис. 3. Конструктивное решение опирания наружной стены на ростверк

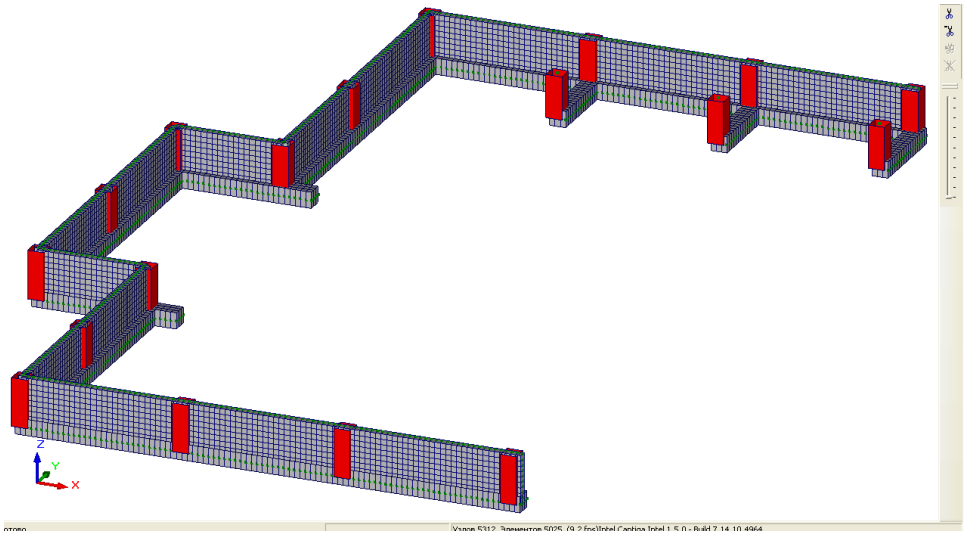


Рис. 4. Основная расчетная схема конструкции ростверка в программном комплексе *Structure Cad*

Результаты расчета представлены в виде таблицы с подбором арматуры ростверка и его сравнение с проектными решениями (табл. 1).

Таблица 1. Результаты расчета

	Продольная арматура по результатам *SCAD*, см^2 по оси *X*. по оси *Y*	Принято по сортаменту арматура, см^2	Проектное решение арматура, см^2
Нижняя основная сетка в пролете	5,55 (3,60) 5,55	4Ø12 А500 A_s=4,52 5Ø12 А500 A_s=5,65 (на пог. метр)	2.5Ø10 А500 A_s=1,96 Не соответствует
Нижняя сетка над сваей	19,9 (12,9) 5,55	4Ø22 А500 A_s=15,20 5Ø12 А500 A_s=5,65 (на пог. метр)	4Ø16 А500 A_s=8,04 Не соответствует
Верхняя основная сетка в пролете	13,93 (9,0) 5,55	4Ø18 А500 A_s=10,72 5Ø12 А500 A_s=5,65 (на пог. метр)	2.5Ø10 А500 A_s=1,96 Не соответствует
Верхняя сетка над сваей	16,2 (10,5) 5,55	4Ø20 А500 A_s=12,56 5Ø12 А500 A_s=5,65 (на пог. метр)	4Ø16 А500 A_s=8,04 Не соответствует
Вертикальные стержни в районе свай	3,59+3,75 шаг стержней 200 мм	5Ø14 А500 A_s=7,69 плоские каркасы, шаг стержней 200 мм	5Ø12 А500 A_s=5,65 плоские каркасы, шаг стержней 200 мм Не соответствует

Анализируя данные табл. 1 видно, что в проекте ошибочно принято армирование ростверка каркасами с заниженным значением армирования. Принятая арматура повсеместно над сваей не в состоянии выдержать эксплуатационные нагрузки. Кроме того, в проекте отсутствует продольное непрерывное армирование ростверка.

Заключение

Совокупность неверных решений в принятии конструктивной схемы свайного фундамента с высокой несущей способностью, повлиявшей ошибочно на выбор шага свай 6 м и 7 м в совокупности с игнорированием нормативных требований в выборе шага свай, а также принятие внецентренного опирания стен на ростверк привело к развитию дефектов в стенах подвала еще на этапе их возведения.

Список источников

1. СП 22.13330.2016 «Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*».

2. ГОСТ 31937-2024 «Здания и сооружения. Обследование зданий. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

3. СП 24.13330.2021. «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».

4. СП 50-103-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов».

5. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. д-ра техн. наук, проф. Е. А. Сорочана. – М. – 1984.

© Субботин А. И., 2026

УДК 624.131.54 (075.8)
DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-544-554

ИССЛЕДОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ФУНДАМЕНТОВ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗЛИЧНЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

Н. А. Петракова
Донбасская национальная академия строительства и архитектуры – филиал НИУ МГСУ, г. Макеевка, Россия

Аннотация. *Представлены результаты расчета фундаментов здания с каркасной конструктивной схемой в соответствии с требованиями нормативных документов Российской Федерации и Еврокода 7 «Геотехническое проектирование». В процессе проведения исследований расчеты выполнялись как по упрощенным методикам, так и из совместного расчета системы «основание-фундамент-верхнее строение». По результатам исследований проведен сопоставительный анализ конструктивных параметров фундаментов каркасного здания, представлены выводы, касающиеся особенностей проектирования оснований и фундаментов по региональным и используемым в странах-партнерах нормативным документам.*

Ключевые слова: *геотехнические расчеты, столбчатый фундамент, фундамент мелкого заложения, осадка основания, основание*

RESEARCH ON THE INTERACTION PARAMETERS OF THE FOUNDATIONS OF A FRAME BUILDING USING VARIOUS REGULATORY DOCUMENTS

N. A. Petrakova
Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture – branch of Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Makeevka, DPR, Russia

Annotation. *The results of the calculation of the foundations of a building with a frame structural scheme are presented in accordance with the requirements of the regulatory documents of the Russian Federation and Eurocode 7 "Geotechnical Design". During the research, the calculations were performed using both simplified methods and the joint calculation of the "base-foundation-superstructure" system. Based on the research results, a comparative analysis of the structural parameters of the foundations of a frame building was conducted, and conclusions were drawn regarding the design of bases and foundations based on regional and partner countries' regulatory documents.*

Keywords: *geotechnical calculations, columnar foundation, shallow foundation, foundation settlement, foundation*

Введение

В процессе интеграции в Евразийский экономический союз, Шанхайскую организацию сотрудничества возникает необходимость корреляции региональных нормативных документов с международными стандартами расчета и проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений. В связи с чем актуальным является анализ результатов расчетов, проведенных с использованием региональных и принятых в практике проектирования.

Основная часть

В качестве объекта исследований рассматривалось здание 5-этажного жилого дома, расположенное в г Донецке. Фундаменты устроены в виде монолитных железобетонных столбчатых фундаментов из бетона класса С20/25.

Геологический разрез представлен четырьмя инженерно-геологическими слоями с различными физико-механическими условиями. При инженерных изысканиях грунтовые воды встречены на глубине 7,0 м. Основание под фундаментами представлены глиной тугопластичной, мощность слоя 6 м.

Нагрузки, действующие на обрез фундаментов.

1. Фундамент Фм-1:

– вертикальная составляющая нагрузки N = 1858,12 кН;

– горизонтальная составляющая нагрузки Q_z = 4,13 кН;

– горизонтальная составляющая нагрузки Q_y = 27,24 кН;

– моментная нагрузка M_z = 30,7 кНм;

– моментная нагрузка M_y = 4,25 кНм.

2. Фундамент Фм-2:

– вертикальная составляющая нагрузки N = 905,0 кН;

– горизонтальная составляющая нагрузки Q_z = 6,2 кН;

– горизонтальная составляющая нагрузки Q_y = 30,5 кН;

– моментная нагрузка M_z = 60,2 кНм;

– моментная нагрузка M_y = 6,0 кНм.

Проектирование фундаментов по Европейским нормам [1–5] относится к геотехническому проектированию. Во всех случаях расчеты выполняют по предельным состояниям: *ULS* — несущей способностью грунта основания и материала тела фундамента и *SLS* – по эксплуатационной пригодности (по этому предельному состоянию рассчитывают осадку основания). Основным отличием от российских норм является то, что определение геометрических размеров фундамента выполняют расчетом по несущей способности основания, когда предельная несущая способность, уменьшенная на частичный коэффициент, используется как допустимая нагрузка на грунт несущего слоя. Необходимо отметить, что расчетное сопротивление грунта *R*, теоретическое обоснование которого было выполнено проф. Н. П. Пузыревским в 1923 г. [6] и со временем претерпело корректировку на практике, в большинстве стран мира, не используется в практике проектирования.

В рамках исследований столбчатые фундаменты были рассчитаны по нескольким схемам. Первая —– прямым методом по *EN* [1] по группе предельных состояний несущей способности (*ULS*). Расчет выполнялся по предельному состоянию *STR/GEO* – несущая способность с учетом геотехнических воздействий [4]. Поскольку фундамент железобетонный, то удельный

вес железобетона принимаем $\gamma_{ck} = \gamma_m = 25$кН/м^3. Расчет фундамента производился с использованием трех проектных подходов. Каждый из подходов отличался сочетанием частичных коэффициентов, применяемых в процессе геотехнического проектирования. Они относятся к расчетным значениям нагрузок, обозначенных в *EN* [1–5] как набор множества коэффициентов с индексом *A*; грунта (материалов за *EN*) и множеств, обозначенных индексом *M*; сопротивления конструкции или основания – с множеством, обозначенных индексом *R*. Коэффициенты принимались по таблицам в приложении к *EN* (например, А3 и А4).

Предварительные размеры фундамента в плане были приняты 2,3×2,3 м.

Осадка основания в соответствии с Еврокодом 7 [1–5] определялась, как сумма осадок моментальной осадки, осадки, которая вызвана консолидацией грунта осадки, вызванной ползучестью скелета грунта. При этом толщина сжатой зоны определялась условно, когда эффективные напряжения в грунтовом массиве не превышает 20 % нестатического значения (по СП [6] давления от собственного веса грунта σ_{zg}). Величина допустимой осадки S_{cd} в соответствии с *EN* 1997 [6] устанавливается проектировщиком с учетом конструктивного решения сооружения и требований к его эксплуатации (в СП [6] значение S_u , что есть аналогом S_{cd}, жестко заданные в таблицах [6] зависимо от конструкции сооружения как средние S_u или максимальные величины $S_{max.u}$ допустимой осадки). Расчеты выполнялись для различных «комбинаций действий» (терминология принята в соответствии с *EN* 1997 [4]

Вторая схема — в соответствии с требованиями СП22 [6] с учетом предварительно вычисленных нагрузок на обрезе фундамента для различных сочетаний нагрузок. Были определены размера подошвы фундаментов в плане, значения деформаций основания. Осадка основания определялась методом послойного суммирования для модели упругого полупространства.

Следующим этапом исследований было моделирование пространственной схемы здания с учетом совместной работы основания-фундамента —верхнее строение с использованием программного комплекса Лира-САПР [7–9]. Параметры фундаментов и оснований назначались в соответствии с предварительно выполненными расчетами по *EN* 1997 [1–5] и СП22 [6]. Фундаменты, плиты перекрытия и покрытия, диафрагмы жесткости моделировались с использованием плоских континуальных элементов. Упругие свойства основания учитывались при помощи переменного коэффициента жесткости основания, который определялся, как соотношение давлений под подошвой фундамента к значению осадки основания.

Коэффициенты жесткости основания для вычисления осадок представлены в табл. 1.

Таблица 1. Коэффициенты жесткости основания для вычисления осадок

Обозначения	Фундаменты по *EN*	Фундаменты по СП
	Столбчатый 2,5×2,5 м	Столбчатый 2,6×2,6 м
s, м	0,083	0,0564
P, кПа	419,7	304,9
C_z, кН/м^3	5057	5406
	Столбчатый 1,65×1,65 м	Столбчатый 1,85×1,85 м
s, м	0,047	0,04
P, кПа	354,2	294,4
C_z, кН/м^3	7536	7360

Колонны моделировались в виде стержневых элементов.

Расчетная схема представлена на рис. 1.

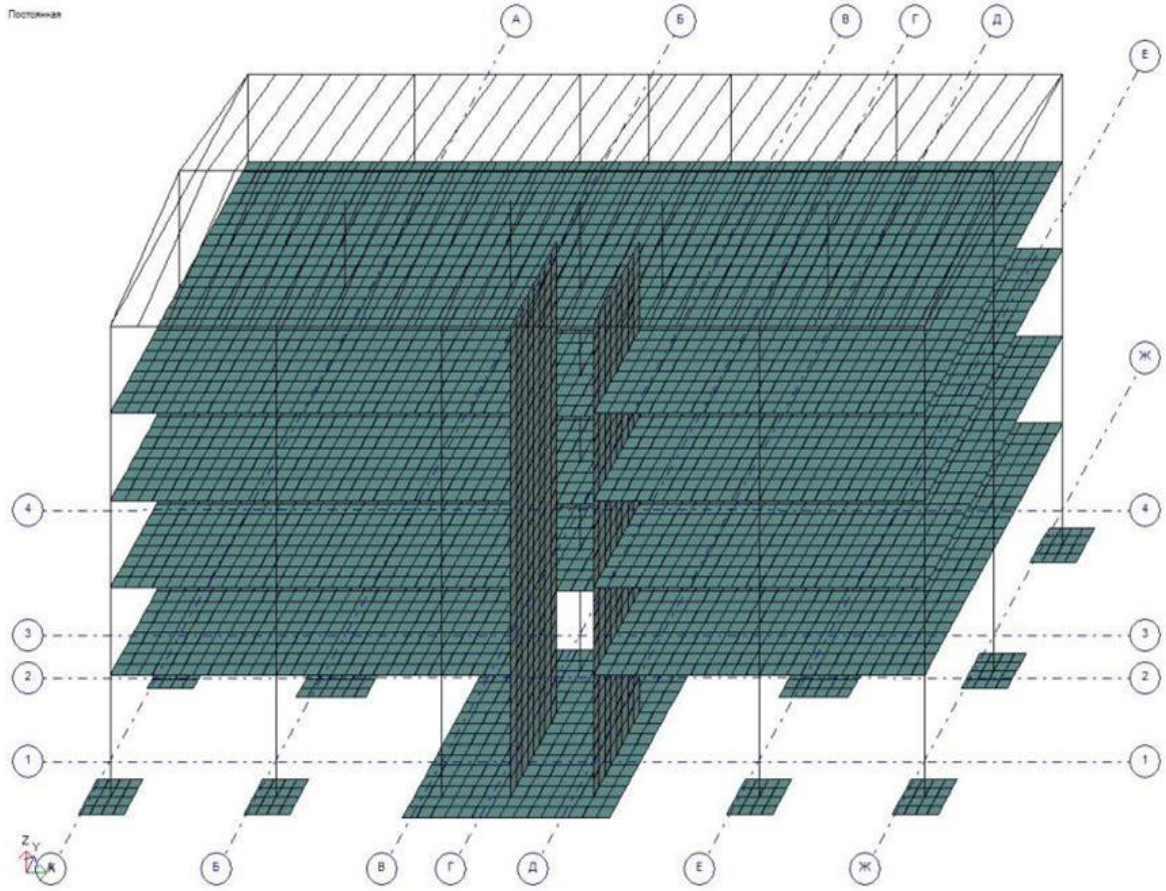


Рис. 1. Конечно-элементная модель здания

По результатам расчетов были получены следующие данные. Осадки, крены фундаментов, параметры которых вычислены в соответствии с *EN* 1997 [4], представлены на рис. 2 и 3.

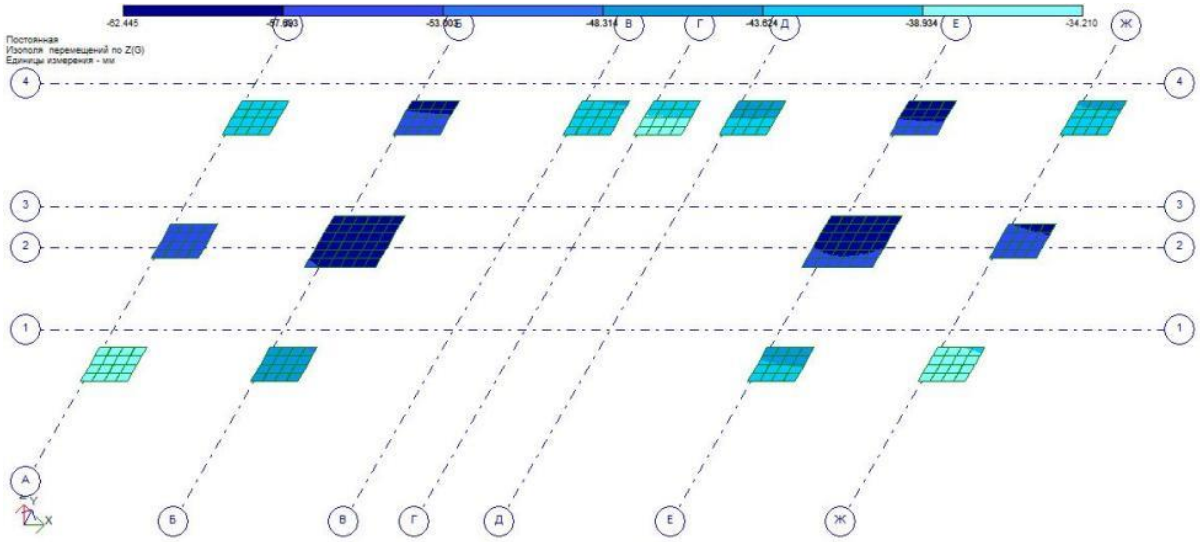


Рис. 2. Осадки основания по EN

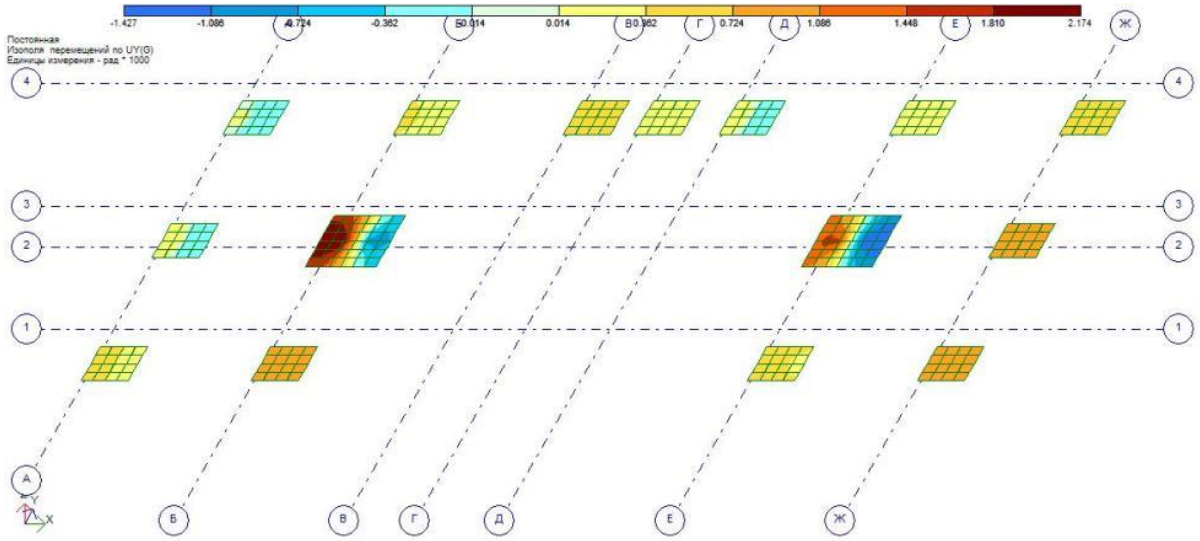


Рис. 3. Крены фундаментов по EN

Изгибающие моменты в фундаментах, параметры которых определены по *EN* 1997 [1–5], представлены на рис. 4.

Усилия в конструкциях надземной части здания (колоннах и плитах перекрытия) — на рис. 5, 6.

Данные по результатам расчетов совместного расчета системы «основание-фундамент-верхнее строение» с учетом параметров основания и фундаментов, определенных на основании СП [6] представлены на рис. 7–11.

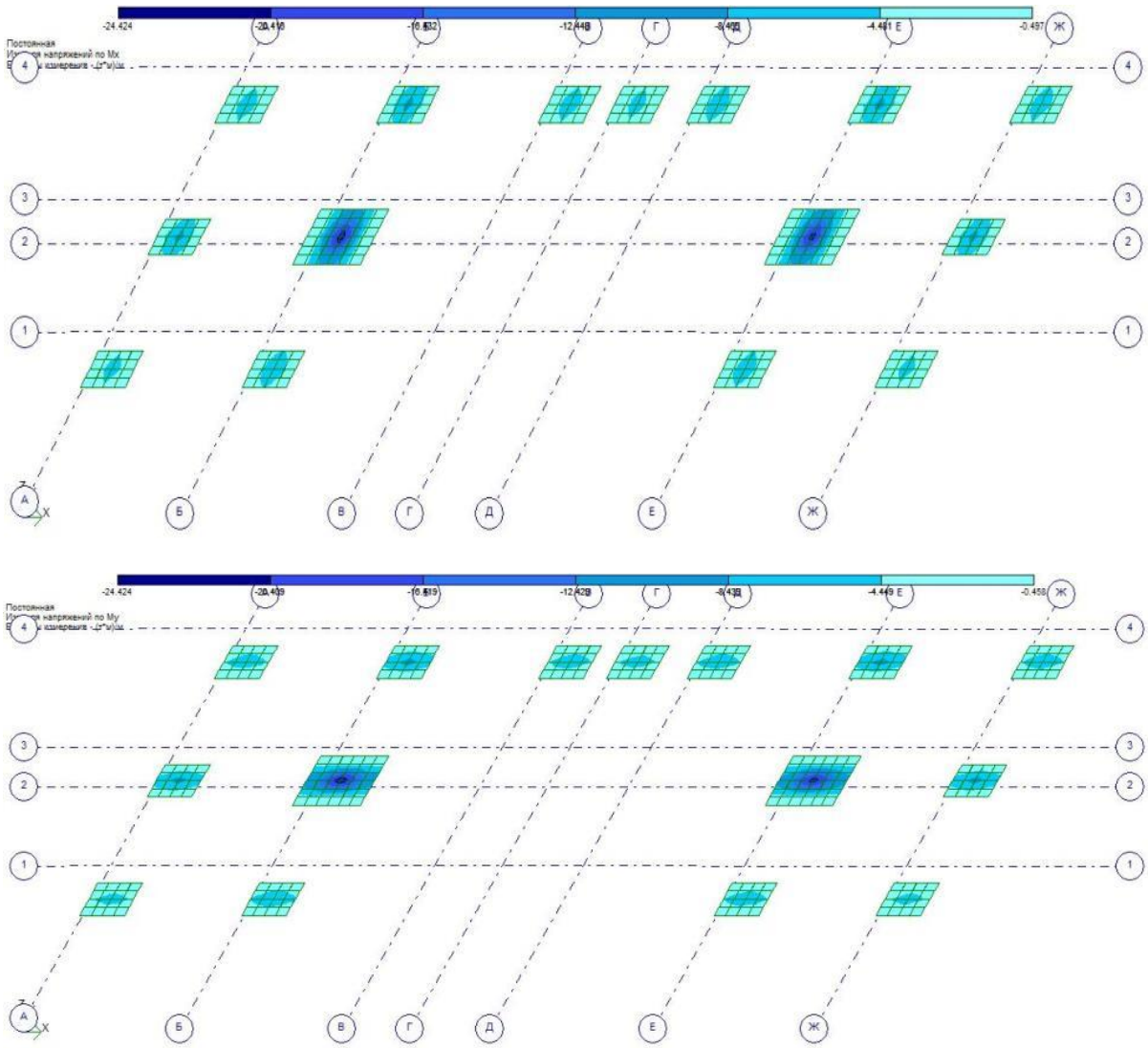


Рис. 4. Изгибающие моменты в фундаментах по осям X и Y (по EN)

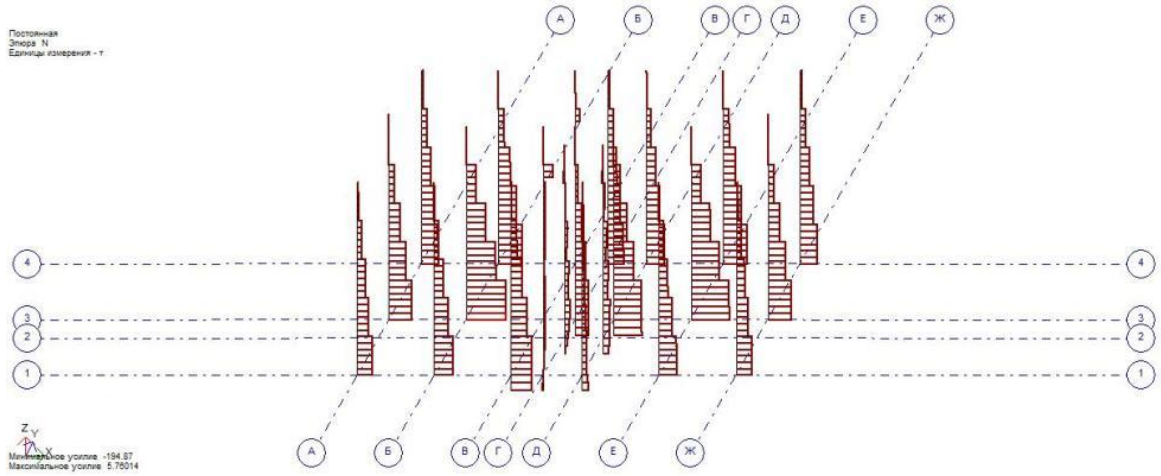


Рис. 5. Усилия в колоннах здания (параметры фундаментов определены с учетом требований EN)

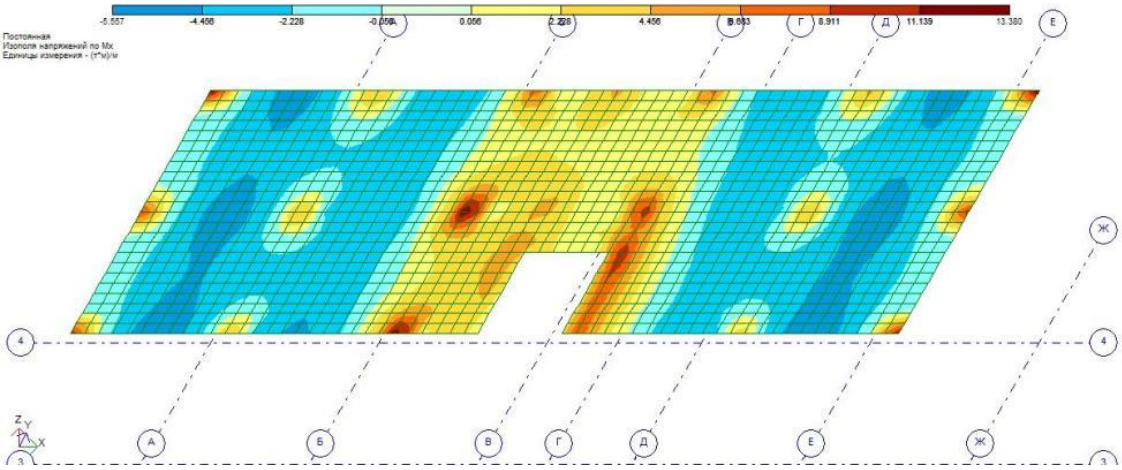


Рис. 6. Усилия в плитах перекрытия (параметры фундаментов определены с учетом требований EN)

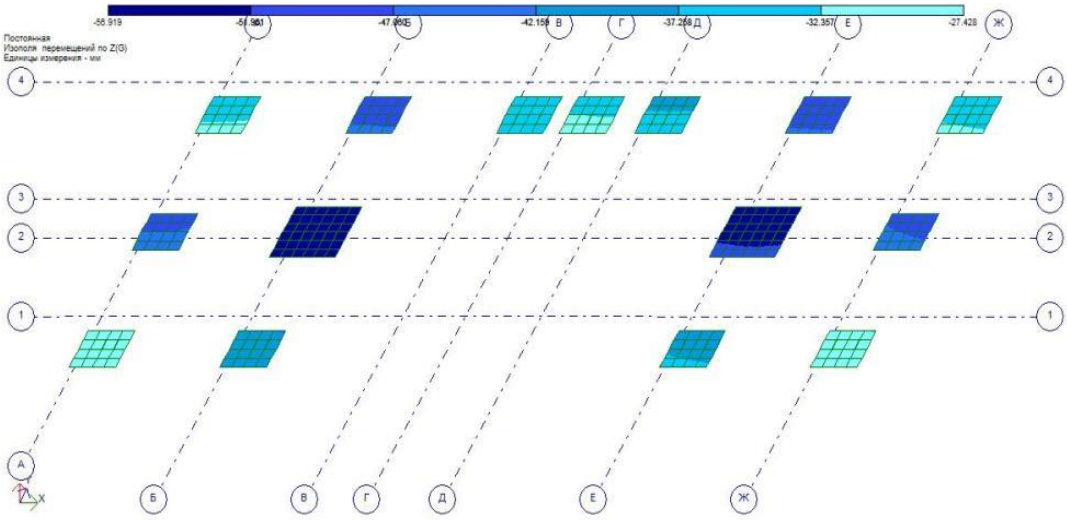


Рис. 7. Осадки основания по СП

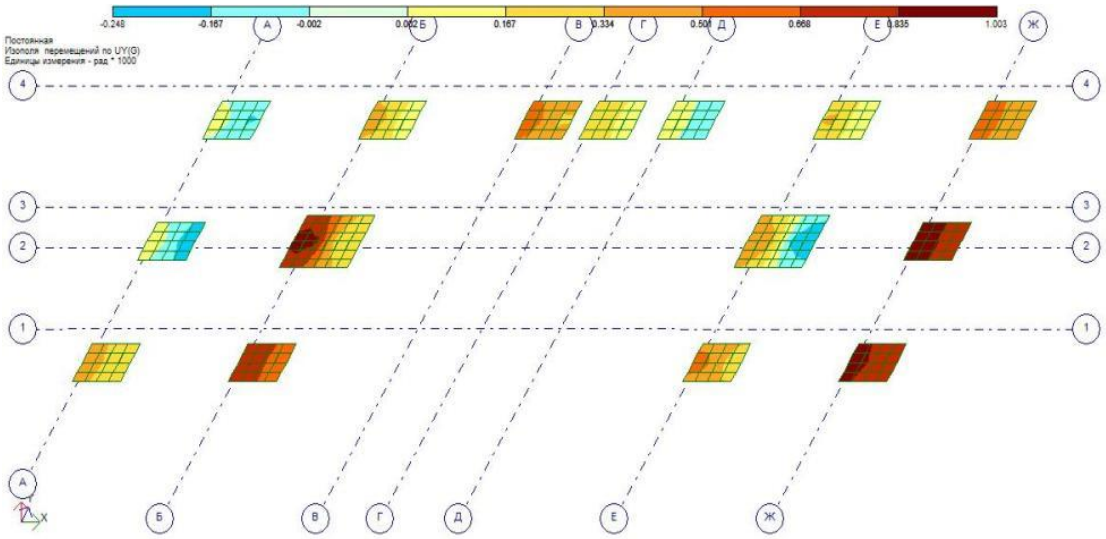


Рис. 8. Крены фундаментов (по СП)

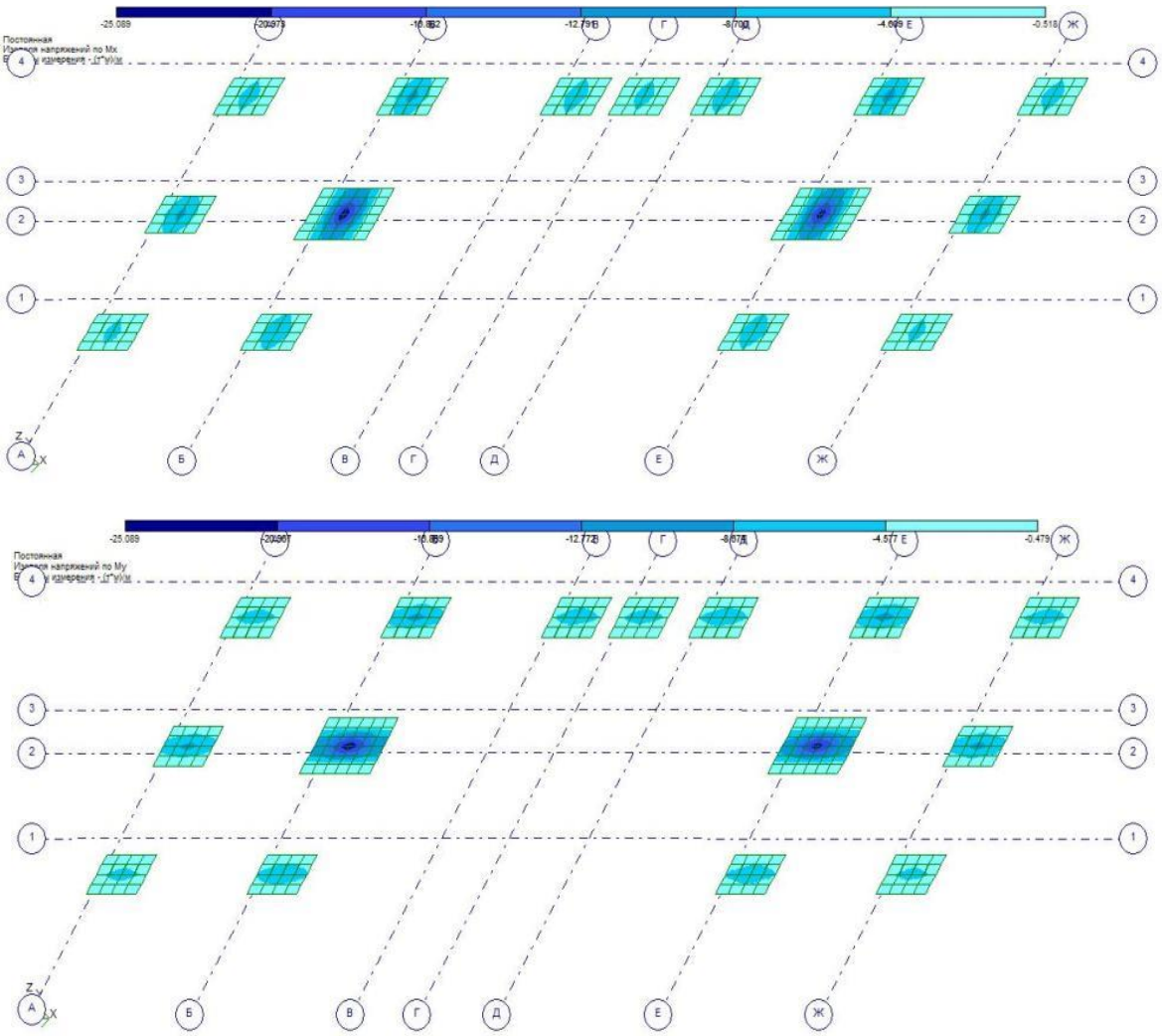


Рис. 9. Изгибающие моменты в фундаментах по осям X и Y (по СП)

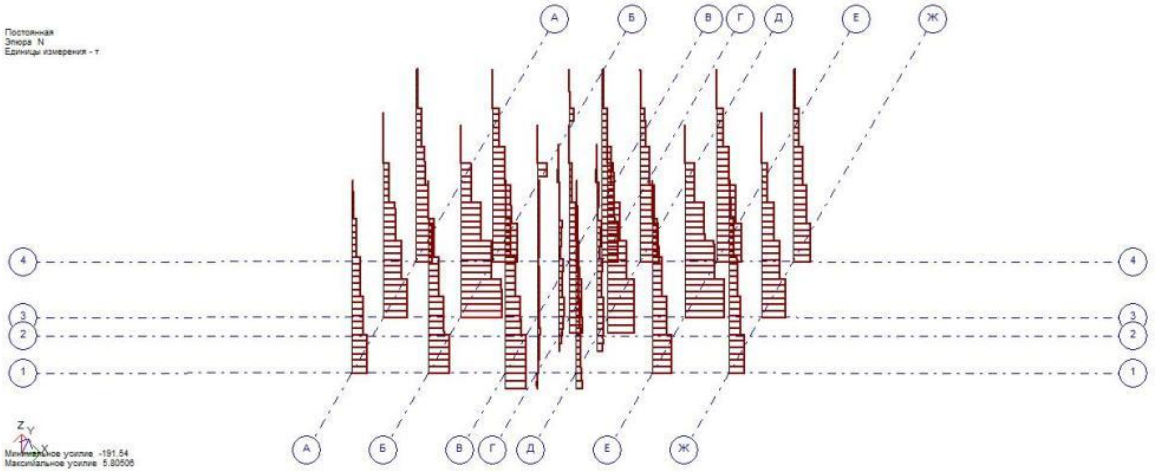


Рис. 10. Усилия в колоннах здания (пар 1 здания (параметры фундаментов определены с учетом требований СП)

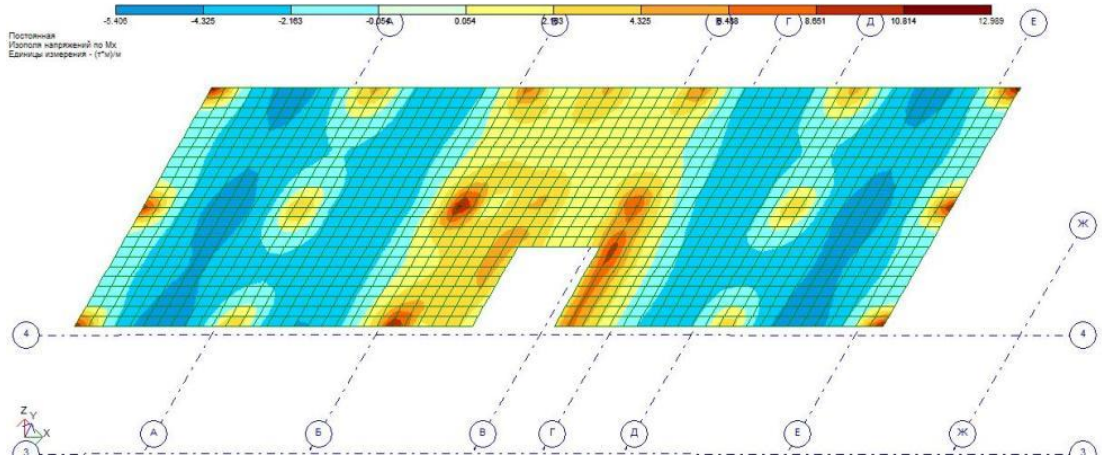


Рис. 11. Усилия в плитах перекрытия (параметры фундаментов определены с учетом требований СП)

Сводная таблица по всем анализируемым схемам представлена в табл. 2.

Таблица 2. Сводная таблица по всем анализируемым схемам

Обозначения	Расчет фундаментов по *EN*-1997-1		Расчет фундаментов по СП	
Фундаменты столбчатые $b = l$, м	1,65×1,65 м, h_f = 0,5 м	2,5×2,5 м, h_f = 0,3 м	1,85×1,85 м, h_f = 0,6 м	2,6×2,6 м, h_f = 0,6 м
Z, см	5,7	6,2	4,8	5,6
M_x, (т·м)/м	–10,3	–24,1	–11,4	–23,0
M_y, (т·м)/м	–10,7	–24,8	–11,9	–25,6

Армирование фундаментов на один погонный метр (см. табл. 3). Расчеты выполнялись в соответствии с [10]. Арматура подобрана по ГОСТ 34028-2016.

Расчет фундаментов по *EN*				**Расчет фундаментов по СП**			
A_s, см^2	1,65×1,65 м, h_f = 0,5 м	A_s, см^2	2,5×2,5 м, h_f = 0,6м	A_s, см^2	1,85×1,85 м, h_f = 0,6 м	A_s, см^2	2,6×2,6 м, h_f = 0,6 м
7,04	5Ф 14 А-400С	29,4	5Ф 28 А-400С	7,27	5Ф 14 А-400С	10,05	5Ф 16 А400С
A_s, см^2	1,4 м, h_f = 0,5 м	A_s, см^2	2,7 м, h_f = 0,5 м	A_s, см^2	1,6 м, h_f = 0,5 м	A_s, см^2	2,4 м, h_f = 0,5м
7,8	5Ф 16 А400С	19,3	5Ф 25 А-400С	8,6	5Ф 16 А-400С	16,1	5Ф 22 А-400С

Заключение

По результатам исследований могут быть сформулированы следующие выводы.

1. Показателем, который указывает на уровень реализации несущей способности основания и достаточность принятых геометрических размеров фундамента, является коэффициент использования Δ_{GEO}, который почти во всех случаях значительно ниже 100 %. Были случаи превышения пре-

дельного состояния, вследствие чего был выполнен перерасчет фундаментов с изменением геометрических характеристик подошвы фундамента и перерасчеты несущей способности основания. Основные выводы неоднозначны в связи с тем, что при расчете по *EN* или СП мы получили различные конструктивные параметры фундаментов мелкого заложения.

2. При расчете столбчатых фундаментов по *EN* размеры фундаментов получились меньше, за счет чего сокращается расход бетона на 11 % по сравнению с фундаментами, рассчитанные по СП.

3. При анализе полученных геометрических параметров фундаментов в ПК Лира было установлено, что экономия бетона за счет меньшей толщины плит влияет на объем требуемой площади арматуры на погонный метр.

4. По результатам расчетов установлено, что площадь арматуры увеличивается при расчете фундаментов по региональным нормам.

5. Уменьшение размеров фундаментов при расчете по Европейским нормативным документам можно объяснить более гибким подходом к проектированию строительных конструкций. В основе трех основных подходов расчета оснований и фундаментов по *EN* [5] заложен принцип вариативности коэффициентов надежности по нагрузке и по грунту, что не предусматривается региональными нормативными документами.

Список источников

1. Франк Р. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7: Геотехническое проектирование. Руководство для проектировщиков к EN 1997-1. Еврокод 7: Геотехническое проектирование – общие правила / Пер. с англ. Р. Франк и др.; ред. серии Х. Гульванесян; науч. ред. пер. А. З. Тер-Мартиросян, А. Ю. Мирный, В. В. Сидоров. – М.: МГСУ, 2013. – 360 с.

2. Кравцов, В. Н. Практика применения Еврокода 7 в Республике Беларусь и сравнительный анализ расчетов фундаментов по европейским и национальным нормам / В. Н. Кравцов // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2019. – № 8. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/praktika-primeneniya-evrokoda-7-v-respublike-belarus-i-sravnitelnyy-analiz-raschetov-fundamentov-po-evropeyskim-i-natsionalnym (дата обращения: 30.04.2026).

3. Modern Geotechnical Design codes of practice. Implementation, application, and development / P. Arnold et al. – Amsterdam: IOS press, 2013. – 331 p.

4. Шевляков В. Ф. Строительные конструкции (лекции по нормам Республики Казахстан расчёта конструкций, идентичным Еврокодам): учеб. пособие / В. Ф. Шевляков. – Усть-Каменогорск, «ВКПК АРГО», 2021. – 111 с.

5. Адаптация Еврокода «Геотехника-7» в строительных нормах Республики Казахстан / А. Абдыгалиев, А. Жакулина, С. Жаутикова, А. Есентаев // Bulletin of L.N. Gumilyov Eurasian National University Technical Science and Technology Series, 132(3). https://doi.org/10.32523/2616-7263-2020-132-3-%p

6. Петраков, А. А. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Фундаменты мелкого заложения: учеб.-метод. пособие по дисциплине "Основания и фундаменты зданий и сооружений" для выполнения курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты зданий и сооружений» для студентов, обучающихся по направлению

08.03.01 «Строительство», профиль "Промышленное и гражданское строительство", квалификация «бакалавр» / А. А.Петраков, Н. А.Петракова, М. Д. Панасюк; ФГБОУ ВО «ДОННАСА». – Макеевка, 2024. – 85 с.

7. Стрелец–Стрелецкий, Е. Б. ЛИРА–САПР. Книга I. Основы / Е. Б. Стрелец–Стрелецкий, А. В. Журавлев, Р. Ю. Водопьянов; Под ред. Академика РААСН, д-ра техн. наук, проф. А. С. Городецкого. – Изд-во LIRALAND, 2019. – 154 с.

8. Филиппов, А. Н. Модели грунта, представленные в программном комплексе «Лира-САПР» и «Midas GTX NX» / А. Н. Филиппов // Научные исследования XXI века. – 2021. – № 2 (10). – С. 153–157.

9. Нагрузова, Л. П. Железобетонные и каменные конструкции: учебник / Л. П. Нагрузова, Р. С. Федюк. – М., Вологда: Инфра-Инженерия. – 2025. – 288 с. – Текст: электронный // Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. – URL: https://www.iprbookshop.ru/154420.html (дата обращения: 17.09.2025).

© Петракова Н. А., 2026

Информационные материалы

ООО «ГЕОТЭК»

Компания «ГЕОТЭК» уже почти 20 лет разрабатывает и внедряет уникальные проектные решения в области архитектурно-строительного, геотехнического и промышленного проектирования. Деятельность строится на девизе «Достижения на фундаменте знаний», что находит отражение в каждом реализованном проекте.

Специалисты «ГЕОТЭК» – это коллектив из докторов и кандидатов наук, магистров, а также отраслевых специалистов самой высокой квалификации, ведущих непрерывные исследования, активно участвующих в международных конференциях, семинарах и выставках. Команда является частью профессиональных сообществ, включая Международное общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (ISSMGE), что подтверждает вклад в формирование инженерных подходов мирового уровня.

Руководитель организации – Мариничев Максим Борисович, доктор технических наук, профессор кафедры «Основания и фундаменты» Кубанского ГАУ, заслуженный строитель Кубани.

Ключевые достижения компании связаны с разработкой эффективных конструкций и фундаментов многоэтажных, высотных и уникальных зданий в сложных инженерно-геологических условиях, проектированием сооружений инженерной защиты, а также поиском эффективных решений для фундаментов крупных промышленных резервуаров и ограждений глубоких котлованов, в том числе с учетом сейсмических воздействий. Ряд оригинальных решений «ГЕОТЭК» защищён патентами РФ и уже успешно внедрён в практику.

Организация ведет деятельность в области научно-технического сопровождения проектирования и строительства. За годы работы при участии специалистов компании построены и сданы в эксплуатацию жилые комплексы, торгово-офисные центры, транспортные объекты, промышленные здания и сооружения. Сегодня «ГЕОТЭК» – это надёжный партнёр, объединяющий науку, инновации и инженерное мастерство ради реализации масштабных и ответственных проектов.

Больше информации доступно на нашем официальном сайте
www.geo-technics.com.

ОБС Групп

Обследование. Мониторинг.
Изыскания. Проектирование

Основные виды деятельности: техническое обследование зданий и сооружений; геотехнический мониторинг; инженерные изыскания (геология, геодезия, экология, гидрометеорология), проектирование; натурные испытания конструкций; испытания материалов и конструкций.

Структура: в состав ОБС Групп входит аккредитованная Научно-строительная лаборатория (НСЛ).

Ключевые компетенции: полный цикл работ от изысканий до проектирования; научное сопровождение; более 150 объектов ежегодно; работа на всей территории РФ; консультационные услуги.

Документация: СРО на изыскания и проектирование, аттестат аккредитации строительной и экологической лаборатории, система менеджмента качества, 3 специалиста в НОПРИЗ.

Руководство: Клименко Максим Юрьевич, к.т.н., доцент.

Контакты: +7 961 292 22 27 | nsl@obs-gr.ru

Сайт: obs-gr.ru

Научно-строительная лаборатория (НСЛ)

Бетон. Грунт. Песок. Щебень. Каменные материалы. Тепловизионный контроль. Металлы и сварные соединения. Полиэтиленовые трубы. Асфальтобетон. Вибрация. Строительные конструкции. Радиация. Шум. Освещенность. Микроклимат. Сваи.

Научно-строительная лаборатория

Аккредитованная область: более 150 параметров

Структура: аккредитованная Научно-строительная лаборатория (НСЛ) входит в состав ОБС Групп.

Научная деятельность: исследовательская база для молодых учёных (основания и фундаменты, конструкции и материалы, экологическая безопасность).

Ключевые компетенции: комплексное выполнение работ строительной лаборатории от этапа изысканий до ввода в эксплуатацию, офисы в 4х регионах РФ, работа с ведущими организациями строительными отрасли.

Начальник лаборатории: Заморов Александр Александрович.

Контакты: +7 961 187 65 89 | sl-npi@yandex.ru

Сайт: npi-sl.ru

ООО «Бау Проект»

Компания «Бау Проект» выполняет комплекс инжиниринговых, проектных и экспертных работ для объектов различной сложности.

Офисы компании расположены в Москве, Краснодаре и Калининграде, работы выполняются по всей России и за её пределами.

Чем мы занимаемся:

- Экспертиза и обследование зданий и сооружений;
- Научно-техническое сопровождение проектирования, изысканий и строительства;
- Геотехническое проектирование и инженерная защита территорий;
- Геотехнический, геодезический и технический мониторинг;
- Проектирование нового строительства, реконструкции и капитального ремонта.

Подход компании основан на инженерной обоснованности решений, строгом соблюдении нормативных требований и ответственности за результат на всех этапах реализации проектов.

Сайт: https://project-bau.ru.

ООО «Проектная компания №1»

ООО «Проектная компания №1» осуществляет комплексное проектирование объектов водоочистки всех типов и уровней сложности, а также промышленных объектов в составе всех инженерных систем, строительной части, разработки технологии.

В штате предприятия собрана профессиональная команда технологов, химиков, подразделение НИОКР, опытные специалисты по всем инженерным и конструкторским специальностям.

Компания ведет разработку проектов в BIM-среде на уровне лучших мировых и отечественных практик, обеспечивая достижения поставленных заказчиками результатов в сжатые сроки.

ООО «Проектная компания №1» сотрудничает с многочисленными партнёрами и заказчиками в сфере водоочистки, водоподготовки и промышленного проектирования.

Выполняем обследование объектов и комплекс инженерных изысканий, проектирование объектов всех уровней сложности и разработка проектной и рабочей документации.

Мы сопровождаем проект на всех этапах — от экспертизы до получения заключения о соответствии.

Кроме того, мы предоставляем инжиниринговые услуги, связанные со строительством. Наш опыт работы за границей в соответствии с международными стандартами позволяет нам уверенно ориентироваться в самых разных условиях.

В нашей практике есть опыт проектирования промышленных объектов высокой сложности.

Наша специализация — очистка сточных вод различного состава, что делает нас уникальными в своей области.

В нашей команде работает отдел научно-исследовательских работ, а также высококвалифицированный технологический отдел. Благодаря этому мы способны реализовывать самые сложные и амбициозные проекты, достигая поставленных целей.

Контакты: г. Ростов-на-Дону, пр. Соколова, д. 72, офис 307-308.
prkpone@gmail.com

ООО «Композит-ТСС»

ООО «Композитные технологии – Строительные системы» является лидирующей компанией в области решений для строительства дивизиона «Композитные технологии» Госкорпорации «Росатом».

Имея большую научную базу, а также собственные производственные мощности, наша компания обеспечивает российский рынок обширной линейкой композитных и полимерных материалов российского производства.

Мы производим:

- Материалы для ремонта, восстановления и усиления железобетонных конструкций, в том числе, материалы на основе углеродных волокон для системы внешнего армирования ЖБК;
- Полимерный композитный шпунт;
- Полимерные пултрузионные профили различного сечения;
- Модульные полимерные понтоны;
- Полимерные наливные полы и защитные покрытия;
- Гидроизоляционные и инъекционные системы.

Специалисты нашей компании оказывают полную техническую поддержку каждого объекта – как на этапе проектирования, так и при непосредственной реализации принятых технических решений.

Контакты: Росатом Композитные технологии, г. Москва, Ленинградский просп., д. 37, 11 этаж. Тел.: +7(495)198-01-23,
E-mail: m.lipchanskiy@rosatom-composites.ru.

Сайт: www.rosatom-composites.ru, www.fibarm.ru.

ООО «ЮСЛ»

ООО «ЮСЛ» — инженерно-проектная компания, основанная в году. Специализируясь на создании уникальных проектов объектов капитального строительства, а также проведении комплекса работ по обследованию технического состояния зданий и сооружений, мы зарекомендовали себя на рынке как надежный партнер и компетентный исполнитель.

Наша ключевая сила – это команда высококвалифицированных инженеров и архитекторов, которые способны решить любые поставленные задачи быстро и профессионально. За плечами наших специалистов более 100 успешных проектов, получивших положительные заключения государственных и негосударственных экспертиз проектной документации, а также более 400 объектов обследования, для которых определены необходимые меры по обеспечению дальнейшей надежной эксплуатации.

Мы помогаем заказчикам:

— снизить риски при проектировании и строительстве;

— обеспечить надежность и безопасность объектов;

— получить прозрачную и предсказуемую стоимость работ.

Прозрачная ценовая политика и оптимизация проектных решений позволяют нам предлагать конкурентные условия без потери качества.

Контакты: г. Ростов-на-Дону, ул. Межевая, д. 160, пом. 2.

Тел.: 8(863)322-60-61, e-mail: usl.rostov@gmail.com

Сайт: www.usl61.ru.

ИП Сербина Екатерина Сергеевна

Обо мне: специализируюсь на разработке конструктивных решений зданий и сооружений различного назначения. В сферу моей компетенции входит выполнение расчётов и чертежей несущих конструкций (железобетонных, металлических) с учётом их совместной работы с грунтовым основанием.

Обеспечиваю сопровождение проектной документации при прохождении государственной и негосударственной экспертизы.

Моя миссия: популяризировать работу инженера-конструктора среди широкой аудитории и делиться знаниями на интернет-ресурсах.

Для этого мной создано интернет-сообщество **«Konstruktivno»** - телеграмм-канал (YouTube, ВК сообщество, MAX) для проектировщиков зданий и сооружений!

На канале размещены:

- примеры расчетов согласно нормативно-технической документации РФ;
- обучающие материалы по расчету конструкций в Лира-САПР;
- тонкости расчета и проектирования конструкций ... и много полезного из реальной практики Инженера-конструктора.

Контакты: тел.: +7(938)109-96-00, e-mail: constr_es@mail.ru.

Сайт:
https://taplink.cc/konstr.kate?utm_source=ig&utm_medium=social&utm_content=link_in_bio

MalininSoft

MalininSoft – разработчик программного обеспечения для геотехнических расчетов. MalininSoft является частью группы компаний Malinin group, успешно работающей в сфере геотехники более 20 лет. Компания основана в 2008 году, с того времени программы комплекса MalininSoft помогли более чем 1300 клиентам из 11 стран. При помощи расчетов в программах были выполнены тысячи объектов разного вида и разной сложности.

Комплекс программ MalininSoft предназначен для расчета различных видов сооружений. Расчеты в программах основаны на методиках, представленных в российских нормативных документах.

В комплекс включены следующие программы:

GeoWall – расчет ограждения котлованов;

GeoStab – расчет устойчивости откосов и склонов;

Alterra – программа для геотехнических расчетов методом конечных элементов 2D;

GeoPlate – расчет осадки плитных фундаментов, насыпей.

Также у MalininSoft представлены бесплатные программы:

GeoBook - интерактивный справочник по нормативным документам;

GeoPile - расчет несущей способности свай по грунту;

GeoPlug - расчет противофильтрационных завес.

Сайт: https://malininsoft.ru/

Научное издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ
В ГЕОТЕХНИКЕ
И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ

Материалы V Международной научно-технической конференции

3 – 5 июня 2026 года
г. Новочеркасск

Издается в авторской редакции

Подписано в печать 26.05.2026
Формат 60×84 $^{1}/_{16}$. Бумага офсетная. Печать цифровая
Усл.-печ. л. 32,78. Уч.-изд. л. 32,25. Тираж 300. Заказ № 47-154.

Издательство Лик
346430, г. Новочеркасск, пр. Платовский 82 Е
тел: 8(8635)226-442, 8-952-603-0-609
Отпечатано в Издательско-полиграфическом комплексе «Колорит»
346430, г. Новочеркасск, пр. Платовский 82 Е
тел: 8(8635)226-442, 8-918-518-04-29, center-op@mail.ru