Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Российский университет транспорта»
РУТ (МИИТ)

На правах рукописи

Купчикова Наталья Викторовна

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ С УШИРЕНИЯМИ И МЕТОДОЛОГИЯ ИХ РАСЧЁТА

2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
доктора технических наук

Научный консультант:
доктор технических наук, профессор
Курбацкий Евгений Николаевич

Москва – 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ……. 8

1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ПРОБЛЕМЫ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ…….. 16

1.1 Анализ практического опыта применения и технологических решений возведения свайных фундаментов с уширениями …….…….... 16

1.1.1 *Сваи с поверхностными уширениями и наклонными боковыми гранями*……. 16

1.1.2 *Сваи с концевыми уширениями*.....…….…….…….…….. 24

1.1.3 *Сваи с уширениями на стволе*…….…….…….…… 35

1.1.4 *Сваи с несколькими уширениями*……..…….…….……..... 36

1.2 Обзор и анализ методов проектирования одиночных и групп свай с уширениями на статические и динамические воздействия……..……..……... 42

1.2.1 *Выбор модели грунтового основания в геотехническом проектировании*…….…….…… 42

1.2.2 *Методы проектирования одиночных и групп свай с уширениями на статические воздействия*……. 44

1.2.3 *Методы проектирования одиночных и групп свай с уширениями на динамические воздействия*…… 64

1.3 Пространственный анализ системы «здание - свайный фундамент с уширениями - основание»……..…….…….……... 83

Выводы по разделу 1…….……..…….……..... 88

2 ФОРМООБРАЗОВАНИЕ, НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ И ОПЫТНЫЕ ОБРАЗЦЫ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ……..……..... 90

2.1 Основные положения концепции формообразования…….……...…… 90

2.2 Формообразование свай с уширениями по результатам экспериментальных раскопок и геотехнического мониторинга…….……...…….….. 89

2.3 Новые конструктивно-технологические решения свайных фундаментов с уширениями для сложных грунтовых условий…….…..…….…….. 93

2.3.1 *Конструкция сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и с совместными поверхностными и концевыми уширениями*…….…….. 98

2.3.2 *Конструкция буронабивной микросваи с концевым уширением, образованным втрамбовыванием щебня различной фракции*…….…… 100

2.3.3 *Способ создания уширения на конце сваи термическим обжигом грунта*……..…….. 101

2.3.4 *Способ создания уширения на конце винтовой сваи*…… 108

2.3.5 *Способ создания общего уширения для группы свай*…… 110

2.3.6 *Способ создания сваи-шпоры с уширением, как защитной ограждающей конструкции*…… 114

2.4 Классификация свайных фундаментов с уширениями…… 118

2.5 Конструктивно-технологические решения опытных образцов для лабораторных и натурных испытаний…… 118

Выводы по разделу 2…… 123

3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОДИНОЧНЫХ И ГРУПП СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ…… 125

3.1 Спектрально-временной анализ и статическая пенетрация в исследовании физических и физико-механических характеристик грунтовых оснований…… 125

3.2 Работа одиночных и групп свай с концевыми уширениями…… 130

3.2.1 *Лабораторные испытания с образованием уширения физико-химическими методами закрепления грунта из маловязких растворов*…… 130

3.2.2 *Натурные модельные исследования по получению концевых уширений свай путём термического обжига*…… 143

3.2.3 *Штамповые натурные испытания концевых уширений из щебня для определения жесткостных характеристик*…… 145

3.2.4 *Натурные испытания буронабивной сваи с забивкой щебня в обсадной трубе под её нижним концом*…… 147

3.3 Работа одиночных и групп свай с поверхностными уширениями…… 151

3.3.1 *Лабораторные экспериментальные исследования работы свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев*…… 152

3.3.2 *Натурные испытания свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев*…… 155

3.3.3 *Лабораторные экспериментальные исследования работы одиночных и групп свай с поверхностными уширениями в виде ступеней*…… 159

3.4 Работа свай с совместными поверхностными и концевыми уширениями…… 168

3.5 Исследование степени уплотнения грунта вокруг свай с уширениями статической пенетрацией…… 170

3.6 Динамические натурные испытания свайных фундаментов с поверхностными

уширениями в виде оголовков с помощью сейсмостанции……. 173

Выводы по разделу 3……..……..……..... 179

4 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОДИНОЧНЫХ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ НА СТАТИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ……....……..…. 182

4.1 Обоснование выбора решения геотехнических задач для математического моделирования поведения одиночных свай с уширениями……..……..……..…. 182

4.2 Особенности генерации конечно-элементных сеток для расчёта сложносочленённых конструкций свай с уширениями в пространственной постановке…….…….... 183

4.3 Одиночные сваи с уширениями при вертикальном нагружении…….……...…….……..… 188

4.3.1 *Сопротивление окологрунтового пространства вокруг свай с поверхностными и концевыми уширениями в обосновании формирования расчётных схем*……...…… 188

4.3.2 *Определение осадки свай со сферическим и цилиндрическим концевыми уширениями*……..…….…… 196

4.3.3 *Учёт коэффициента уплотнения окологрунтовой зоны вокруг уширений из втрамбованного щебня*……..……..…… 200

4.3.4 *Определение несущей способности сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и ступеней*…….……..…….…… 204

4.3.5 *Сравнительный анализ конструкций свай с различными типами уширений и призматической сваи дискретным методом при решении пространственных и контактных задач*……..…..... 211

4.3.6 *Результаты численного моделирования свай с концевыми и поверхностными уширениями*……..…….. 219

4.4 Одиночные сваи с уширениями при горизонтальном воздействии…….…….. 222

4.4.1 *Обоснование построения расчётных схем свай с уширениями различного формообразования*……..……..…… 222

4.4.2 *Методика деформационного расчёта коротких и длинных свай с поверхностными и концевыми уширениями в линейно-деформируемом основании с учётом сдвига*…….…… 225

4.4.3 *Метод деформационного расчёта свай с концевыми уширениями в нелинейно-деформируемом основании с учётом сдвига*……..…… 236

4.4.4 *Определение реактивных силовых факторов сваи с совместными*

поверхностными и концевыми уширениями в однослойном основании…….…….. 239

4.4.5 *Методика расчёта свай с уширениями, основанная на свойствах изображений Фурье финитных функций*……..…….. 243

4.4.6 *Определение коэффициента постели по деформации свободного конца сваи с помощью дифференциальных уравнений в обобщённых функциях*…….…….. 256

4.4.7 *Результаты численного моделирования свай с концевыми и поверхностными уширениями*……..…….. 258

4.5 Оценка напряжённо-деформированного состояния грунтового массива при различных вариантах устройства свай с уширениями с помощью численного моделирования на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок…….…….…….... 262

Выводы по разделу 4……...…….……..... 266

5 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА ОДИНОЧНЫХ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ…… 269

5.1 Свойства грунтов, необходимые для оценки взаимодействия со свайными фундаментами при динамических воздействиях……...…….…… 269

5.2 Исходные сейсмические данные для расчёта общей системы «основание- свайный фундамент с уширениями-сооружение» и определение параметров сейсмического воздействия на фундамент с уширениями…….…….…. 272

5.3 Методика оценки сейсмического воздействия на свайные фундаменты, основанная на свойствах изображений Фурье финитных функций…….…….…… 276

5.4 Оценка колебаний ростверка длинных свай под опоры транспортных сооружений…….……. 281

5.5 Методика расчёта ступенчатых свайных фундаментов на излом при разжижении грунтов…..……..…….……...……. 289

5.6 Применение теоремы взаимности для определения колебаний поверхности грунта при динамическом воздействии на грунт от устройства концевого сферического уширения свай при глубинном втрамбовывании…….. 295

Выводы по разделу 5 ……...…….……..... 306

6 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУПП СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ НА СТАТИЧЕСКИЕ И ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ……...…….……...……...……. 307

6.1 Исследования напряжённо-деформированного состояния групп свай с уширениями на статические воздействия……...……... 307

6.1.1 Инженерная схематизация расчетных моделей групп свай с

уширениями…… 307

6.1.2 Определение осадок кустов свай с уширениями…… 313

6.1.3 Аналитический метод расчёта зоны уплотнения грунтов вокруг свайных кустов с уширениями…… 318

6.1.4 Численный анализ напряжённо-деформированного состояния кустов свай и свайно-плитных фундаментов с поверхностными и концевыми уширениями…… 321

6.1.5 Определение доли нагрузки на сваю и уширение и их взаимовлияние в зависимости от шага в кусте…… 330

6.1.6 Расчёт группы свай с концевыми уширениями на выдёргивание…… 335

6.1.7 Численный анализ напряжённо-деформированного состояния свайно-плитных фундаментов со слабым подстилающим слоем и варьированием размеров уширения…… 337

6.1.8 Исследование совместной работы систем «здание – свайное основание» и «здание – свайное основание с уширениями» методами контурных и расчётных точек и численного моделирования…… 342

6.2 Исследования напряжённо-деформированного состояния групп свай с уширениями на динамические воздействия…… 349

6.2.1 Деформация свай с уширениями в кусте при разжижении среднего слоя грунта в результате землетрясения…… 349

6.2.2 Идеализация свайного фундамента с концевыми уширениями и смещения излома свай в кусте при разжижении грунта…… 354

6.2.3 Аналитический метод определения несущей способности сваи с уширением на сжатие и растяжение…… 357

6.2.4 Численное моделирование разжижения грунта для группы свай с концевыми цилиндрическими уширениями при сейсмическом воздействии…… 358

Выводы по разделу 6…… 367

7 МЕТОДОЛОГИЯ РАСЧЁТА ФУНДАМЕНТОВ ИЗ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ…… 371

7.1 Технико-экономическое обоснование подбора конструктивного решения фундамента из свай с уширениями…… 371

7.2 Предложения по проектированию фундаментов из свай с уширениями…… 373

7.2.1 Предложение по проектированию свайных фундаментов с поверхностными уширениями…… 373

7.2.2 Предложение по подбору расчётных схем концевых уширений в зависимости

от конструктивного решения сваи, технологии её погружения и устройства уширения, а так же грунтовых условий…… 374

7.2.3 Предложение по применению способов закрепления оснований для устройства уширений свай инъекционными методами…… 376

7.2.4 Предложение по проектированию свайно-плитных фундаментов с уширениями…… 380

7.2.5 Предложение по проектированию свайных фундаментов с уширениями при сейсмических воздействиях…… 382

7.3 Методология расчёта свайных фундаментов с уширениями…… 383

7.4 Внедрение результатов исследований в практику проектирования, строительства, эксплуатации и проведения строительно-технических экспертиз геоподосновы, оснований и фундаментов…… 398

Выводы по разделу 7…… 394

ЗАКЛЮЧЕНИЕ…… 396

Список литературы…… 399

Приложение А Внедрение результатов диссертационной работы…… 432

Приложение Б Патенты…… 440

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Современная тенденция строительства зданий и сооружений различного функционального назначения (МФК, офисных, выставочных комплексов, высотных зданий, мостов, опускных тоннелей и т.д.) приводит к повышению нагрузки, передаваемой на фундамент. При этом строительство таких объектов все больше осуществляется на территориях со слабыми грунтовыми условиями (водонасыщенных, просадочных грунтах, закарстованных, донно-иловых отложениях и т.д.) – на слабых и структурно-неустойчивых основаниях, а также на территориях с высокой сейсмической активностью. Одним из направлений повышения эффективности строительства в таких неблагоприятных грунтовых условиях является устройство свайных, свайно-плитных и коробчатых конструкций фундаментов с использованием свай с поверхностными и (или) концевыми уширениями.

Основным преимуществом фундамента из свай с уширениями является повышенная площадь взаимодействия с грунтом, что снижает удельное давление на него и обеспечивает их повышенную эффективность, особенно при строительстве на слабых и структурно-неустойчивых грунтах (макропористые суглинки, глины и намывные грунты).

Отсутствие научно-обоснованной методологии проектирования фундаментов из свай с уширениями при работе на статические и динамические воздействия сдерживает их широкое внедрение в практику строительства. Поэтому, развитие теории фундаментостроения применительно к конструкциям и технологии устройства фундаментов из свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями, особенно на слабых структурно-неустойчивых грунтах, а также построение методологии проектирования таких фундаментов является *актуальной проблемой*.

Степень разработанности темы исследований. Практика применения фундаментов из свай с уширениями показывает, что параметры таких конструкций и свайного поля принимались без должного научного обоснования, по методологии обычных свай, не учитывая особенностей проектирования, основанных на взаимосвязи конструкции и технологии устройства свай с уширениями, а также реальных грунтовых условий и воздействий. Не были отработаны маловязкие составы с добавками для цементации и инъецирования при устройстве уширений, что не позволяло получать проектную форму уширения, оптимальную для взаимодействия с грунтом. Диссертация посвящена развитию теории проектирования эффективных конструкций, технологии устройства фундаментов на сваях с концевыми и (или)

поверхностными уширениями на слабых, структурно-неустойчивых грунтах при статических и динамических нагрузках.

Ключевой задачей при проектировании свайных фундаментов с концевыми и (или) поверхностными уширениями является определение способа оценки их взаимодействия с грунтом. Именно этот подход оказывает наибольшее влияние на расход материалов и безопасность проектных решений фундамента, как при статических, так и при динамических нагрузках. Значительный вклад в развитие теории, научное обоснование и систематизацию исследований и методов расчета свайных фундаментов внесли:

Ю. М. Абелев [2], М. Ю. Абелев [1], А. А. Бартоломей [11-14], Б. В. Бахолдин [16,17], И. И. Бекбасаров [18-20], В. Г. Березанцев [22,23], А. А. Григорян [55-58], Н. М. Герсеванов [31-34], М. И. Горбунов-Посадов [43 - 45], Н. М. Глотов [35], В. Н. Голубков [40], М. Н. Гольдштейн [41,42], А. Л. Готман [48 - 50], Н. З. Готман [46, 51-53], Б. И. Далматов [59-61], Ю. В. Дежин [62], А. М. Дзагов [64, 266], В. В. Знаменский [73-75], Н. Л. Зоценко [78], В. А. Ильичёв [79, 80], П. А. Коновалов [83], Э. В. Костерин [85], Е. Н. Курбацкий [125 - 129], А. А. Луга [163], А. И. Моргун [173], Р. А. Мангушев [164 -166], И. Т. Мирсаяпов [168 -170], Н. С. Никифорова [84, 177 – 179, 193], И. М. Омельчак [14], Н. М. Платонов [190], В. А. Ржаницин, А. И. Сапожников [209 - 211], Л. Р. Ставницер [222 - 224], З. Г. Тер-Мартиросян [228, 229], А. З. Тер-Мартиросян [225 - 227], В. Я. Шишкин [184, 262, 263], О. А. Шулятьев [266 - 268], С. Б. Ухов [236], В. И. Хазин [213], В. Г. Фёдоровский [241 - 246], Н. А. Цытович [253], Б. С. Юшков [14] и др.

В СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» в п. 6.5 указано, что «буронабивные сваи сплошного сечения бывают с уширениями и без них». Сваи с уширением ограничиваются лишь конструктивными решениями, такими как сваи с концевым уширением и пирамидальные сваи с наклонными боковыми гранями, расширяющимися к верху. В национальных стандартах СТО НОСТРОЙ и зарубежных ЕВРОКОДАХ фундаменты с уширениями не представлены.

В текущих строительных стандартах нет чёткого разделения свай с уширениями в зависимости от их положения по отношению к оси сваи, конфигурации уширения и способа изготовления. Расчет несущей способности, описанный в формуле Е.19 СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты», применим лишь к отдельно стоящим буронабивным сваям с уширением в виде сферы. Однако, на практике, при использовании разных технологий и материалов, сваи с уширениями могут иметь иные геометрические формы.

Применение уширений в свайных фундаментах – на поверхности, внизу сваи и по её длине – нередко приводит к неоправданному увеличению расчетной несущей способности, что влечет за собой перерасход стройматериалов и, как результат, рост затрат на возведение.

Анализ научных публикаций в отечественной и зарубежной литературе по фундаментостроению показал, что на текущий момент не изучены работа как одиночных, так и групп свай с уширениями различного расположения на стволе (вверху, под нижним концом сваи, по высоте ствола). Практически отсутствуют исследования напряженно-деформированного состояния системы «основание-свайный фундамент с уширениями» при динамических воздействиях, сейсмическом разжижении грунтов и изломах длинных свай в зонах сейсмических разломов.

Таким образом, изучение поведения одиночных и групповых свай, оснащенных уширениями, с целью выявления оптимальной формы этих уширений, а также создание эффективных методик для оценки их несущей способности под воздействием статических и динамических нагрузок, представляет собой важную проблему современной науки, особенно при возведении сооружений на рыхлых суглинках и глинах. В данной работе на основе обобщения и анализа опытных данных сформулированы принципы конструирования фундаментов из свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями, учитывающие реальные условия эксплуатации; разработаны рабочие гипотезы и предпосылки, наиболее полно отражающие взаимодействие свай с уширениями с грунтовым основанием. Разработаны расчетные модели их силового сопротивления и методы расчета фундаментов из свай с уширениями по предельным состояниям первой и второй групп.

Объектом исследования являются свайные фундаменты с поверхностными и (или) концевыми уширениями.

Предметом исследования является влияние конструкторско-технологических решений свай с уширениями на несущую способность и их осадку при статических и динамических воздействиях в структурно-неустойчивых грунтах (просадочные суглинки, глины, намывные грунты).

Цель исследования – разработка научно-обоснованной методологии проектирования эффективных конструкций и технологии устройства фундаментов из свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями на слабых, структурно-неустойчивых грунтах при статических и динамических воздействиях.

Задачи исследования:

1. Провести анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований конструкций фундаментов из свай с уширениями опубликованных в научной литературе и нормативной документации.

2. Провести лабораторные, натурные и численные исследования работы свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями для выявления особенностей взаимодействия их с окологрунтовым основанием.

3. Построить расчётные схемы взаимодействия сваи с концевыми и (или) поверхностными уширениями с окологрунтовым основанием при статических и динамических воздействиях.

4. Разработать методики расчета свайных фундаментов с концевыми и поверхностными уширениями в условиях статических и динамических (в том числе сейсмических) воздействий.

5. Выявить особенности работы фундамента из группы свай с уширениями на статические и динамические воздействия.

6. Разработать определяющие принципы конструирования и технологий устройства свай с уширениями.

7. Разработать научно-обоснованную методологию проектирования эффективных конструкций и технологии устройства фундаментов из свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями на слабых структурно-неустойчивых грунтах при статических и динамических воздействиях.

Научная новизна заключается в построении научных основ теории конструирования и расчёта фундаментов из свай с концевыми и поверхностными уширениями, а именно:

- разработаны принципы конструирования и создания высокоэффективных технологий устройства фундаментов из свай с поверхностными и концевыми уширениями;

- развитие инженерных методов преобразования (уплотнением и закреплением) грунтов оснований для повышения несущей способности оснований зданий и сооружений и снижения их деформаций;

- выявлены особенности взаимодействия свай с концевыми и поверхностными уширениями с окологрунтовым основанием;

- построены физическая и расчетная модели силового сопротивления системы «грунт-свайный фундамент с уширениями» для проектирования при статических и динамических воздействиях;

- разработаны инженерные методы расчёта деформаций фундаментов из свай с поверхностными и концевыми уширениями на вертикальные и горизональные статические воздействия;

- уточнены методы оценки напряжённо-деформированного состояния свайных фундаментов с концевыми уширениями в упругопластической стадии при представлении условий контакта при статическом воздействии;

- разработаны методики расчёта свай с уширениями на статические и динамические, в том числе сейсмические воздействия, основанные на свойствах изображений Фурье финитных функций с кусочно-постоянными и переменными параметрами сложносочленённых конструкций;

- даны рекомендации по подбору расчётных схем концевых уширений в зависимости от конструктивного решения сваи, технологии её погружения и устройства уширения, а также грунтовых условий.

Теоретическая и практическая значимость работы:

- основные принципы конструирования свай с концевыми и поверхностными уширениями, позволяющими снизить расход материала, трудоёмкость, отказаться от использования тяжёлой техники, вызывающей сотрясаемость земной поверхности, повысить несущую способность и снизить осадку фундамента;

- экспериментально-теоретическое обоснование механизма взаимодействия фундаментов из свай с поверхностными и концевыми уширениями с грунтовым основанием;

- методики расчёта осадки сваи с концевыми и поверхностными уширениями, определения характеристик основания при вертикальном и горизонтальном статическом воздействии;

- методики расчёта свай с уширениями на статические и динамические, в том числе сейсмические воздействия, основанные на свойствах изображений Фурье финитных функций с кусочно-постоянными и переменными параметрами сложносочленённых конструкций.

Методология и методы исследований. Поиск наиболее точного решения сложных геотехнических задач для свайных фундаментов с концевыми и (или) поверхностными уширениями на слабых, структурно-неустойчивых грунтах при статических и динамических воздействиях сталкивается с рядом затруднений из-за разнообразия форм основного тела сваи, форм уширений, условий нагружения и прочего, что может быть преодолено методами математического моделирования теории упругости и пластичности.

В работе над решением поставленных задач были использованы подходы, основанные на теории упругих деформаций, пластичности и ползучести материалов, были применены методы анализа консолидации и ползучести гетерогенных грунтов, в частности, концепция эффективного напряжения, разработанная К. Терцаги, предположения Винклера и Жемочкина, а также критерии прочности, сформулированные Кулоном-Мором и Мизесом-Боткиным.

Положения научно-обоснованной методологии проектирования конструкций и технологии устройства фундаментов из свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями на слабых, структурно-неустойчивых грунтах при статических и динамических нагрузках, выводы и рекомендации основаны на использовании проверенных конечно-элементных моделей и верифицированных расчётных комплексов; на последовательном логическом анализе результатов экспериментальных и аналитических исследований; сравнении их с результатами, апробированных методик А. А. Григоряна, Н. З. Готман, А. Л. Готмана, Е. Н. Курбацкого, А. И.

Сапожникова и других; а также на сходимости результатов аналитических решений с данными лабораторных и натурных экспериментов.

Положения, выносимые на защиту:

- новые конструктивно-технологическме решения и принципы конструирования и создания высокоэффективных технологий устройства фундаментов из свай с поверхностными и (или) концевыми уширениями;

- решение задачи развития инженерных методов преобразования (уплотнением и закреплением) грунтов оснований для повышения несущей способности оснований зданий и сооружений и снижения их деформаций;

- выявлены особенности взаимодействия свай с концевыми и поверхностными уширениями с окологрунтовым основанием;

- физическая и расчетная модели силового сопротивления системы «грунт-свайный фундамент с уширениями» для проектирования при статических и динамических воздействиях;

- инженерные методы расчёта деформаций фундаментов из свай с поверхностными и (или) концевыми уширениями на вертикальные и горизональные статические воздействия;

- постановка и решение задачи оценки напряжённо-деформированного состояния свайных фундаментов с концевыми уширениями в упругопластической стадии при представлении условий контакта при статическом воздействии;

- методика расчёта свай с уширениями на статические и динамические, в том числе сейсмические воздействия, основанные на свойствах изображений Фурье финитных функций с кусочно-постоянными и переменными параметрами сложносочленённых конструкций;

- рекомендации по подбору расчётных схем концевых уширений в зависимости от конструктивного решения сваи, технологии её погружения и устройства уширения, а также грунтовых условий.

Степень достоверности результатов исследования, основывается на:

- использовании обоснованных фундаментальных положений теории фундаментостроения и теории формообразования строительных конструкций;

- выверенных конечно-элементных моделей и верифицированных расчётных программных комплексов;

- на последовательном логическом сравнительном анализе полученных результатов экспериментальных и аналитических исследований с результатами, апробированных методик Е. Н. Курбацкого, Н. З. Готман, А. Л. Готмана, А. И. Сапожникова и др., использованием гипотез Винклера и Жемочкина;

- удовлетворительной сходимостью результатов аналитических решений с данными лабораторных и натурных экспериментальных исследований.

Апробация работы. Результаты исследований подробно были доложены и получили положительную оценку на международных конференциях по геотехнике, сейсмологии и сейсмостойкому строительству: «Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий» (г. Пермь, 2024г.), «Современные методы проектирования, подземного строительства и реконструкции оснований и фундаментов» GFAC 2024 (Санкт-Петербург, 2024г.), «Пространственные модели и методы расчета сейсмостойкости сооружений» (Москва, 2024г.), «XV Международный симпозиум по реологии грунтов» (Казань, 2025г.), Евразийский форум «SEISMO-2025» (г.Москва, 2025). В период с 2015 по 2025 гг. результаты докладывались на более чем 40 международных и национальных научных конференциях в РФ (Астрахань, Владивосток, Нижний Новгород, Пермь, Ростов-на-Дону, Санкт-Петербург и др.), а также в Белоруссии, Казахстане, Узбекистане, Вьетнаме и Китае.

Российская академия архитектуры и строительных наук (РААСН) в 2024 году наградила серебряной медалью в конкурсе на лучшие научные и творческие работы в области строительных наук за научное издание, включающее новые запатентованные строительные конструкции фундаментов из свай с уширениями и технологии их возведения. В 2015 году в конкурсе для молодых ученых и специалистов до 35 лет работа получила диплом победителя, а в 2014 году – диплом победителя конкурса за научную работу «Разработка и внедрение новых конструкций свайных фундаментов с уширениями и способов закрепления оснований для строительства и реконструкции на слабых грунтах».

В 2014г. и 2010г. лауреат премии Губернатора Астраханской области за вклад в развитие науки, разработку и активное внедрение новых конструкций свайных фундаментов, способов закрепления оснований для строительства и реконструкции на слабых грунтах на территории Астраханского региона.

Разработка конструкций фундаментов из свай с уширениями для строительства высотных зданий и опор мостов на «Петербургской технической ярмарке» (г. Санкт-Петербург, 2013) как лучшая научно-техническая разработка удостоена золотой медали.

Внедрение результатов работы осуществлено непосредственно при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий, проведении строительно-технических экспертиз, а именно внедрены:

- на этапе берегоукрепления реки Волги города Астрахани в створе ул. Розы Люксембург при устройстве уширенной пяты путём нагнетания бетонной смеси в забой лидирующей скважины вдавливаемых свай - оболочек;

- на стадии вариантного проектирования с помощью программного комплекса MIDAS GTS NX групп фундаментов из буронабивных свай с концевыми уширениями под пилоны высотных зданий жилого комплекса, расположенных в г. Москве;

- при проведении строительно-технических экспертиз фундаментов глубокого заложения эксплуатируемых зданий и сооружений, расположенных в Астраханской, Волгоградских и Московских областях;

- при расчёте усиления свайных фундаментов с расширенной верхней частью в виде ступеней малоэтажных жилых домов, расположенных вдоль береговой линии в зоне реки Ока города Пущино Чеховского района Московской области;

- при вариантном проектировании фундаментов глубокого заложения многоэтажного жилого здания, расположенного на структурно-неустойчивых основаниях береговой зоны в селе Гамиях Республики Дагестан.

Результаты диссертационной работы внедрены в учебный процесс Российского университета транспорта (РУТ МИИТ) и Астраханского государственного архитектурно-строительного университета (ГАОУ АО ВО АГАСУ).

В настоящей диссертации представлены результаты исследований, представляющие собой всестороннее решение поставленной задачи, которые включают в себя разработку, теоретическое обоснование и экспериментальную проверку методик, предназначенных для расчёта как отдельных, так и объединенных свайных фундаментов, оснащённых уширениями. Разработанные подходы к расчёту применимы при проектировании ленточных ростверков, а также фундаментов свайно-плитного и стаканного типов, возводимых на слабых и неустойчивых грунтах с использованием поверхностных, концевых и комбинированных уширений.

Огромную благодарность диссертант имеет удовольствие выразить академику Российской академии архитектуры и строительных наук, проф., д.т.н. В. С. Фёдорову (РУТ МИИТ) и своему научному консультанту проф., д.т.н. Е. Н. Курбацкому (РУТ МИИТ) за ценные советы, поддержку в работе и консультации.

1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ПРОБЛЕМЫ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Анализ практического опыта применения и технологических решений возведения свайных фундаментов с уширениями

1.1.1 Сваи с поверхностными уширениями и наклонными боковыми гранями

Терминология «свая с уширением вверху», согласно анализу [39, 87, 88, 106, 165, 166] ведущих научных и периодических изданий по фундаментостроению, объединяет большое количество различных конструктивных решений свай с однообразным деформированием и уплотнением зон грунтового массива вокруг уширения на поверхности, а также способов их устройства. К таким видам свай относят:

- сваи, «расширяющиеся» к верху,

- сваи с углом сбега граней,

- сваи с наклонными боковыми гранями (включая конструкции с «углом сбега конуса», «образующей по длине» или «коничностью сваи»),

выполняемые в готовом виде, набивном и комбинированном исполнении.

В учебной и научной литературе к данному типу также причисляют конструкции с «углом сбега граней» или «коничностью сваи», которые называют: «углом сбега конуса», «образующей по длине», «наклонными боковыми гранями» и измеряются углом наклона граней по отношению к продольной оси конструкции.

Повышенная несущая способность свай с поверхностными уширениями и наклонными боковыми гранями связана с уплотнением грунта при их погружении и со спецификой взаимодействия сваи и грунта под нагрузкой. Такие конструкции свай, при погружении, уплотняют грунт в пределах зоны уширения, что особенно эффективно в макропористых просадочных основаниях.

В результате анализа различных источников определено, что готовые и набивные железобетонные сваи с уширениями вверху и наклонными боковыми элементами широко представлены в практике отечественного и зарубежного строительства следующими видами:

- свая с уширением на верхнем конце (Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Фёклин [265]);

- призматическая с забивным оголовком (Б. И. Далматов, Ю. Н. Платонов);

- ступенчатая (В.И. Хазин, А.С. Головачев, А.А Орел [39, 250]);

- ступенчатая многосекционная квадратного сечения (Р.А Мангушев);

- ступенчатая многосекционная круглого сечения («Мега» сваи);

- пирамидальная (В.Н Голубков, В.К Дмоховский [40]);

- коническая и клиновидная набивные (А. А. Землянский, О. С Вертынский [72]);

- пирамидально - цилиндрическая (А.И Сапожников, Н.В Купчикова [95, 183]);

- ромбовидная (Б. И Далматов [60, 61]);

- бипирамидальная (А. И Моргун [173]);

- короткая пирамидальная свая-колонна (В.И Хазин, А.С Головачев, А.А Орел [39, 250]) (см. рис.1.1).

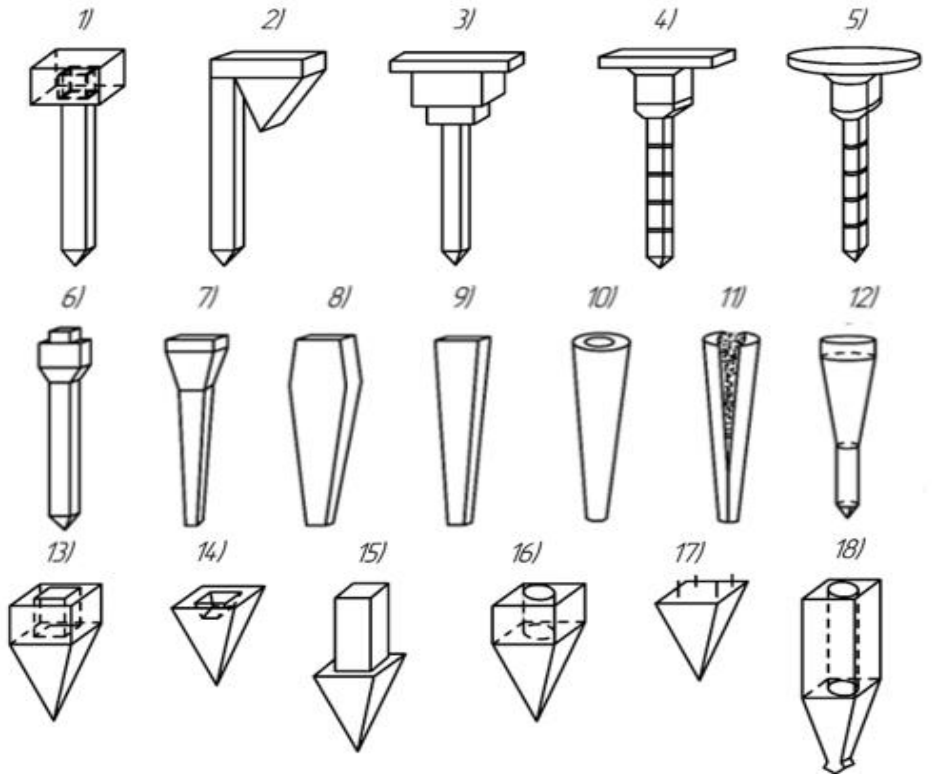


Рисунок 1.1 - Виды готовых железобетонных свай с уширениями вверху и наклонными боковыми гранями:

1 - призматическая свая с забивным оголовком (Б. И. Далматов, Ю. Н. Платонов); 2- с уширением в голове (Т.М. Штоль В.И Теличенко, В. И. Фёклин); 3 – ступенчатая (В.И. Хазин, А.С. Головачев, А.А. Орел); 4 – ступенчатая многосекционная квадратного сечения (Р. А. Мангушев); 5 - ступенчатая многосекционная круглого сечения (сваи «Мега»); 6 - с уширением на верхнем конце (Т.М. Штоль В.И Теличенко, В. И. Фёклин); 7, 8 – бипирамидальная (А. И. Моргун); 9 – ромбовидная (Б. И. Далматов); 10 – пирамидальная (В.Н. Голубков, В.К. Дмоховский); 11 – коническая набивная (А. А. Землянский, О. С. Вертынский); 12 – клиновидная набивная (А. А. Землянский, О. С. Вознесенский); 13 – пирамидально - цилиндрическая (А.И. Сапожников, Н.В. Купчикова); 14, 15 – короткая пирамидальная со стаканом; 16 – короткая пирамидальная с ростверком; 17 – короткая пирамидальная с заглубленной пирамидой; 18, 19 – короткая пирамидальная свая-колонна; (В.И. Хазин, А.С. Головачев, А.А. Орел [39, 250]).

Таблица 1.1 - Конструктивные характеристики видов готовых железобетонных свай с уширениями вверху и наклонными боковыми гранями, область их применения и рекомендуемые грунтовые условия

№п/п	Наименование конструкции сваи	Конструктивное решение	Конструктивные и технологические преимущества	Область применения и рекомендуемые грунтовые условия
1	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**Призматическая с забивным оголовком** (рис. 1.1, *1*)	Несущая способность поверхностного уширения и забивного оголовка составляет 65-70% от общего сопротивления комплексной конструкции	Несущая способность таких свай в 3-3,5 раза больше, чем у обычной призматической сваи	Забивные оголовки целесообразны тогда, когда по длине свай отсутствуют слои слабых, сильносжимаемых грунтов [3]
2	**С уширением на верхнем конце** (рис. 1.1, *2*)	Доставляется на площадку в целом виде и при погружении вдавливанием или забивкой дополнительно уплотняет грунт вокруг верхней части сваи	Увеличивают несущую способность фундамента в 1,5…2 раза. Неудобство переналаживания блок-форм при формовании сваи на предприятии стройиндустрии	Слабые, сжимаемые структурно неустойчивые грунты
3	**Ступенчатая целостная** (рис. 1.1, *3*).	Доставляется в готовом виде. Несущая способность увеличивается в результате образования вокруг нее грунтовой "рубашки"	Несущая способность на 20-25% больше, чем обычной сваи; при этом бетона для её изготовления расходуется на 15-20% меньше	Применяются для увеличения несущей способности при работе сваи под нагрузкой происходит заклинивание и трение грунта о грунт
4	**Ступенчатая многосекционная квадратного и круглого сечения** (рис.1.1, *4,5*)	Представлены в виде квадратного и круглого поперечного сечения (сваи «Мега»), изготавливаются из сборных элементов длиной 60…120 см с размерами поперечного сечения 20×20, 25×25 и 30×30 см. Для голов свай применяют элементы большего размера - 120×60×25см.	Армирована рабочей арматурой с поперечными хомутами, а конец имеет острие для обеспечения вертикальности при погружении. Для восприятия горизонтальных сил трения - вертикальные штыри диаметром 37,5…50,0 мм, препятствующие смещению объединяемых элементов	Значительную технико-экономическую эффективность такие конструкции достигли при реконструкции и восстановлении аварийных фундаментов. Сваи с круглым поперечным сечением удобны для перекатывания в стесненных условиях подвала

Продолжение таблицы 1.1

5	**С уширением на верхнем конце** (рис. 1.1, 6)	Призматическая готовая свая с цельным оголовком квадратного сечения со скошенными углами в нижней части уширения(конусность ю)	Неудобство переналаживания блок-форм при формовании сваи на предприятии стройиндустрии, однако в условиях отсутствия средств механизации и оснастки, экономический эффект восполняется от с учётом уменьшения количества	Значительный эффект от внедрения достигается в условиях массивного объёма макропористого просадочного грунта, сложенного на площадке строительства
6	**Бипирамидальная свая** (рис. 1.1, 7, *8*)	Состоит из двух пирамидальных элементов; при соединении которых образуется пирамидальная свая с уширением в верхней части. Изготавливаются в заводских условиях и затем погружаются забивкой	Удельное сопротивление в 2-2,5 раза выше, чем у обычных свай. Расход бетона и стали на их изготовление сокращается соответственно. Увеличиваются затраты на оснастку, используемую для производства таких конструкций	Изготовление производится путём выштамповывания ложа, которое впоследствии заполняется бетонной смесью. Наибольшее распространение получили в жилищном и промышленном строительстве
7	**Ромбовидная** (рис. 1.1, *9*).	Различают ромбовидные забивные заводского изготовления сваи с верхними и нижними наклонными гранями	Ромбовидная свая дополнительно уплотняет грунт верхними наклонными гранями и передаёт на него не только касательные, но и нормальные усилия	Уменьшение величины касательных сил морозного пучения грунта при промерзании. Повышение несущей способности в пучинистых грунтах
8	**Пирамидальная свая** (рис. 1.1, *10*).	Конструкция сваи, имеющая форму четырехугольника, постепенно сужающегося от основания к вершине. При погружении испытывает нагрузку, работая в распор, что способствует уплотнению грунта	С большими углами от 4º до 14º - песчаные, малоувлажненные тугопластичные глинистые грунты, лессовые грунты I типа по просадочности мощностью до 5 м при глубине промерзания до 1 м	В районах с расчётной сейсмичностью до 6 баллов - конструкций с малыми углами; до 7 баллов включительно, а при наличии просадочных грунтов – до 6 баллов, с большими углами. Сваи - от 1° до 4° для однородных грунтов

Продолжение таблицы 1.1

9	**Коническая набивная** (рис.1.1, *11*)	В центральном стержне - стальная труба и внешняя коническая оболочка, между которыми - твердый материал. После установки каркаса в межтрубное пространство через штуцер подают раствор, далее деформируется внешняя оболочка за счет пластических свойств материала с образованием конической полости	Рекомендуемые параметры конструкции: высота ствола сваи H = 2000...4000 мм; диаметр основания сваи d=102...325мм; толщина бесшовной трубы t =3...5мм; толщина внешней оболочки t = 0,5 ... 1,5 мм. В случае прорезания разных слоёв форма может несколько отличаться от идеальной (конической), т.е. слой менее плотного грунта будет уплотняться и появится уширение	В слабых, сжимаемых структурно неустойчивых грунтах. При выполнении оболочек свай из кислотоупорных материалов (например, фторопласта) можно использовать при возведении объектов химической промышленности. Высокая эффективность при динамических воздействиях
10	**Клиновидная набивная** (рис.1.1, *12*)	Ствол из специальной обсадной трубы со гидравлической трансформирующейся системой преднапряжения грунта по боковой поверхности, включающей в себя камеру высокого давления и основную рабочую камеру, через которые подается вода или воздух	Высокая несущая способность благодаря глубинному уплотнению, низкая трудоемкость, высокая производительность и значительный экономический эффект	Сваю эффективно применять в слабых и структурно - неустойчивых грунтах
11	**Пирамидально-цилиндрическая** (рис. 1.1, *13*).	Состоит из пирамидальной части круглого поперечного сечения переменной длины сечением от 200 х200 до 300х300 мм и цилиндрической части длиной 2500 мм сечением 300 х 300 мм. В центре ствола сваи - напрягаемая арматура	Имеют лучшие технико-экономические показатели в сравнении с призматическими сваями. Расход бетона на сваю сокращается на 18-23 %, а расход арматурной стали в зависимости от длины сваи на 26-40 %.	Устройство фундаментов в мелких, рыхлых и пылеватых песках средней плотности, пластичных супесях, в суглинках и глинах от полутвердой до текучепластичной консистенции

Продолжение таблицы 1.1

12	**Короткая пирамидальная свая со стаканом** (рис. 1.1, *14,15*)	Для установки колонны в свае устраивается стакан по аналогии с фундаментами-башмаками стаканного типа	Применение свай возможно длиной 1,6-4 м и снижение стоимости строительства по сравнению с другими фундаментами	Использовались в подземной части конструкции различных типов полносборных сельскохозяйственных зданий
13	**Короткая пирамидальная свая с ростверком** (рис. 1.1, *16*)	Доля работы ростверка в свайном фундаменте обратно пропорциональна длине сваи.	Нижняя часть сваи должна иметь форму пирамиды, а верхняя может быть аналогична конструкции фундаментов стаканного типа	Для условий воспринимающих горизонтальные, динамические, сейсмические нагрузки, а также нагрузки, возникающие от действия изгибающего момента. При возведении на наклонной поверхности, такой как склон горы или холм, целесообразно использовать сваи-колонны, имеющие одинаковую или различную длину
14	**Короткая пирамидальная свая** (рис. 1.1, *17*)**с заглубленной пирамидой**	Относительно небольшая длина и массивность верхней части позволяют снизить расход металла на армирование свай, работающих на вертикальные нагрузки	Диапазон оптимальных размеров: длина пирамидальной части 1-4м, угол сбега граней пирамиды 5-13º, размер головы сваи 60-80 см; размер нижнего торца 5-10 см	
15	**Короткая пирамидальная свая - колонна** (рис. 1., *18,19*)	С квадратным или круглым отверстием (свая-колонна, сваи со стаканом, сваи с ростверком, сваи с заглубленной пирамидой), сплошными или полыми [14, 15]	Нижняя оконечность сваи может быть выполнена в форме пирамиды, а верхняя имитировать конструкцию фундаментов со стаканами	

Одной из разновидностей при классификации свай с уширениями, расположенными в верхней части сваи, являются ступенчатые сваи (рис.1.2), которые изготавливаются как готовыми, так и набивным способом. Анализ отечественного и зарубежного фундаментостроения свидетельствует об интересе специалистов к внедрению различных конфигураций ступенчатых конструкций свай для определённых типов инженерно-геологических условий [39, 69, 72, 118, 183, 213, 227, 273]. Ещё в 60-х годах в отечественном строительстве В.И. Хазин, А.С. Головачев и А.А. Орел [39, 250] наиболее подробно исследовали работу сборных ступенчатых свай (рис. 1.2,*1*), где график зависимости осадки сваи в натурных условиях от вертикального статического нагружения и сравнительные испытания ступенчатой и обычной свай с одинаковыми размерами головы и острия (80 см голова, 10 см

острие), в намытом песке средней плотности, длиной 2.2 м при угле сбега граней ступеней в 9° показали увеличение несущей способности ступенчатой сваи на 20-25%, при этом расход бетона сократился на 15-20% [39, 250].

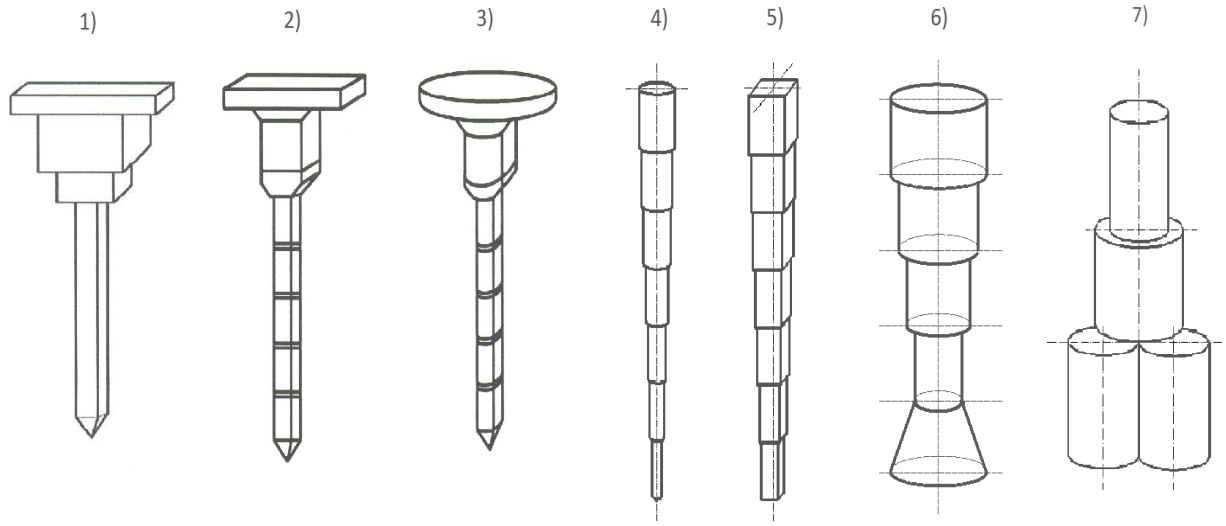
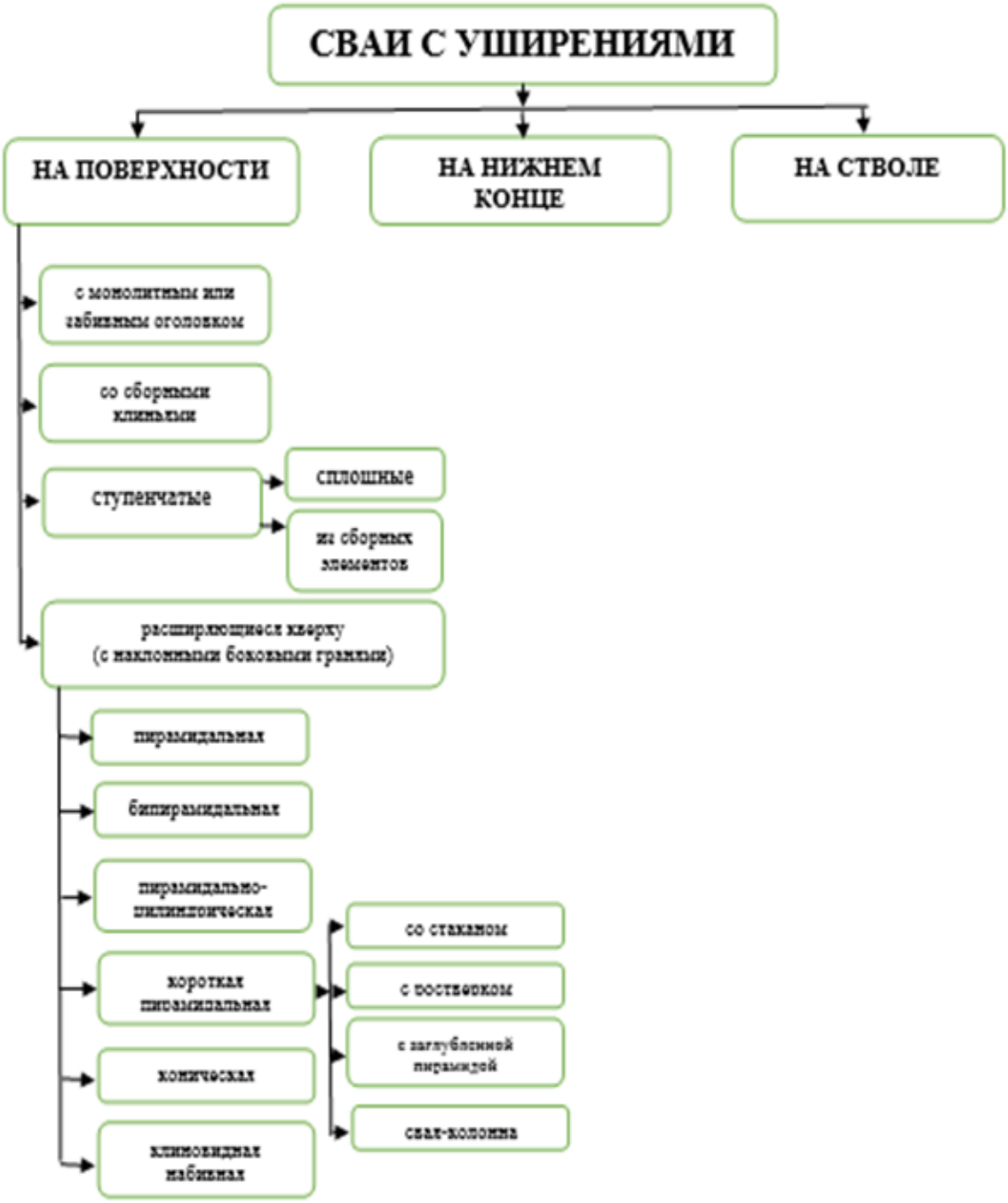


Рисунок 1.2 - Виды применяемых в строительстве готовых и набивных ступенчатых свай и свай с поверхностными уширениями в виде ступеней:

1 - готовая с поверхностным ступенчатым уширением; 2, 3- многосекционные квадратного и круглого поперечного сечения, разработанные в НИИПРОМСТРОЙ; 4, 5 - конические с круглыми и квадратными ступенями в поперечном сечении; 6 - телескопическая металлическая оболочка; 7- буронабивная со ступенями, расширяющимися к низу

Стоит отметить, что к сваям с поверхностными уширениями следует относить конструкции, где ступени расположены только в верхней части и не превышают по высоте 1/3 от длины сваи (см. рис. 1.1, *4-7*), а если ступени расширяются как вверх, так и вниз по всей длине тела сваи (рис. 1.2), такие конструкции называют ступенчатыми.

Конструктивные характеристики, технологические преимущества видов готовых железобетонных свай с уширениями в верхней части и наклонными боковыми гранями, область их применения и рекомендуемые грунтовые условия представлены в табл. 1.1. С практической точки зрения, сваи с уширениями вверху демонстрируют высокие прочностные характеристики как фундаменты зданий и сооружений при восприятии горизонтальных, динамических, сейсмических нагрузок, а также нагрузок от действия изгибающего момента. Полевые испытания свайных фундаментов с поверхностными уширениями и наклонными боковыми гранями показывают значительное увеличение несущей способности (в 2-5 раз) по сравнению с обычными призматическими сваями, что в большой степени зависит от характеристик зоны уплотнения окологрунтового пространства в верхней части.



Риунок. 1.3 - Классификация конструктивных решений свай с уширениями вверху

Опыт применения готовых и набивных свай с поверхностными уширениями и наклонными боковыми гранями позволил выявить, что несущая способность таких конструкций возрастает не только за счёт увеличения площади оголовка, но и за счёт изменения условий работы грунта по боковой поверхности «расширяющейся» сваи вверху и силы трения, которая реализуется в большей мере. Интенсивность их внедрения затрудняется ввиду отсутствия надёжных проверенных инженерных методов расчёта и сложности переналадки

блок-форм для изготовления на конвейерных и стендовых линиях предприятий стройиндустрии в готовом виде, что не способствует их широкому применению в строительной практике.

Таким образом, классификацию конструкций свай с уширением вверху (поверхностными уширениями) можно представить следующим образом:

1.1.2 Сваи с концевыми уширениями

Сваи с концевыми уширениями заводского изготовления

Готовые сваи различной геометрии формообразования уширения на конце представлены на практике со следующими типами: пирамидальным уширением, приставным цилиндрическим и радиальным, с опорой увеличивающегося диаметра (в виде опускного башмака), а также к таким сваям относят винтовые, "крыльевые", с раскрывающимся наконечником, булавовидные и лопастные (см. рис. 1.4). Концевое уширение готовых свай может быть выполнено с четырёх или двух сторон в зависимости от технологических особенностей возведения фундамента. При этом забивка таких свай снижает их несущую способность по боковой поверхности из-за трения расширенной нижней части о грунт, поэтому такой метод рекомендуется при прорезании значительной толщи слабых грунтов, которые либо недостаточно обеспечивают работу на трение, либо создают силы отрицательного трения.

Цельные сваи обычно производятся длиной не более чем в 50 раз превышающей размер их поперечного сечения. При необходимости большей длины используются стыкованные сваи из отдельных элементов. Сваи большой длины применяют для погружения на значительную глубину в толщу сильносжимаемых (слабых) грунтов, а при наличии среднесжимаемых грунтов на небольшой глубине — забивные с приставным уширением.

Конструктивные характеристики различных видов готовых железобетонных свай с нижним концом и область их применения, рекомендуемые грунтовые условия представлены в табл. 1.2.

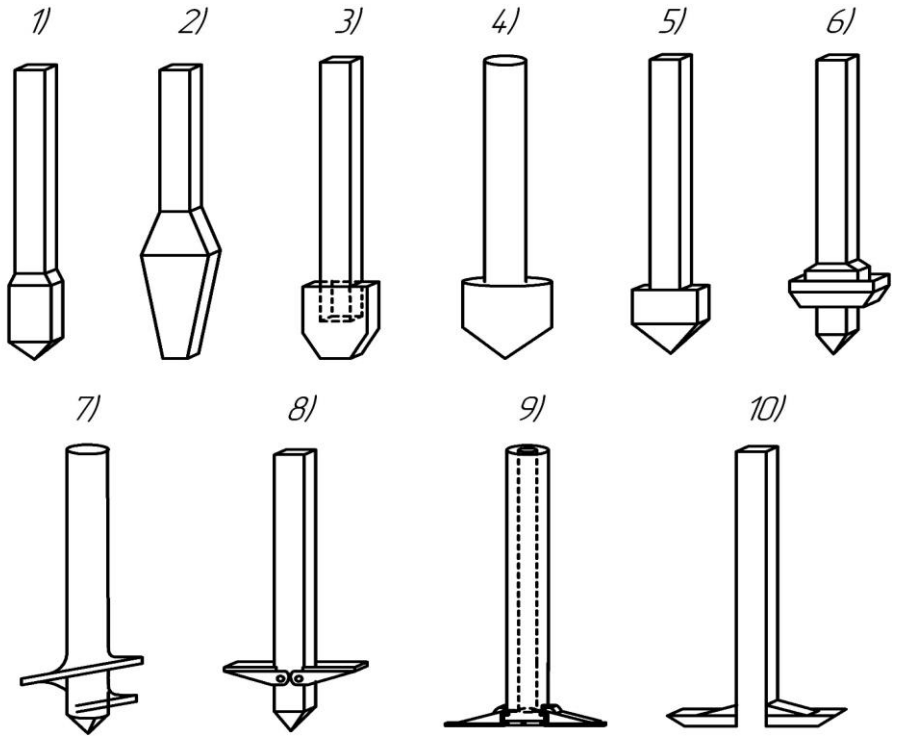


Рисунок 1.4 - Сборные сваи заводского изготовления с концевым уширением:*1 - булавовидная с уширением на конце; 2- с пирамидальным уширением; 3 – с приставным цилиндрическим уширением; 4 – с приставным круглым (радиальным) уширением; 5 -.с уширенной опорой; 6- с уширением в виде опускного башмака; 7- винтовая, 8- свая с «крыльями», 9- полая с раскрывающимся наконечником; 10- лопастная*

Сваи с концевыми уширениями изготавливаемые в грунте

По способу образования скважин в грунте набивные сваи с уширениями разделяют на буронабивные, которые создаются бурением и заполнением пробуренных скважин бетоном или железобетоном и набивные, образуемые методами продавливания (вытеснения) грунта.

Технология создания свай определяется способом формирования скважины и создания уширения, а именно разбуриванием за счёт образования скважины с использованием специализированных уширителей, вдавливанием или раскатыванием с механическим расширением грунта в зоне забоя и обработкой бетонной смеси с применением электроразряда, взрыва или трамбовки. Первые способы усиления свайных фундаментов для увеличения несущей способности включали: разбуривание под нижним концом сваи с последующим заполнением твердеющей массой и взрывное расширение и заполнение пустоты [165].

А. А. Луга отмечал [163], что буронабивные сваи системы «Або-Лоренц», представляющие собой буронабивные сваи со стальной оболочкой и концевым уширением, образованным специальным механическим расширителем, применяют в слабых грунтах, хорошо работают на выдёргивание, однако не дают никакого эффекта, если уширение остановлено в слабых илисто-глинистых грунтах или мягких пластичных глинах.

Таблица 1.2 - Конструктивные характеристики видов готовых железобетонных свай с уширениями, расположенными в нижнем конце, область их применения и рекомендуемые грунтовые условия

№ п/п	Наименование конструкции сваи	Конструктивное решение	Конструктивные и технологические преимущества	Область применения и рекомендуемые грунтовые условия
1	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**Булавовидная с уширением на конце** (рис. 1.4, *1*)	Булавовидные сваи выпускают сечением 300х300 и размерами поперечного сечения уширения 300х550, погружается преимущественно забивкой	Позволяет увеличивать несущую способность фундамента в 1,5…2 раза на заболоченных территориях. Неудобство переналаживания блок-форм при формовании сваи на предприятии стройиндустрии	Применяется для увеличения несущей способности фундамента в слабых грунтах, если при забивке грунт оплывает над концевым уширением (булавой) [26]
2	**С пирамидальным уширением** (рис. 1.4, *2*)	Пирамидальное уширение у сваи может составлять по высоте от 30 до 50% длины всей конструкции [13]	Забивка приводит к снижению сил трения грунта на боковой поверхности ствола	Для слабых и структурно-неустойчивых грунтов
3	**С приставным цилиндрическим уширением** (рис. 1.4, *3*).	Применяют цилиндрические или круглые по плану. Иногда такую пятку используют для предохранения от повреждений в процессе забивки антикоррозионной изоляции боковой поверхности свай, погружённых в агрессивную к бетону среду [25].	Обеспечивает возможность уменьшить длину свай на 30-50%, а также соответственно сократить расход бетона и почти вдвое снизить потребность в арматуре	Используются, когда под сваей на небольшой глубине расположены грунты средней сжимаемости
4	**С приставным круглым уширением** (рис. 1.4, 4).			
5	**С уширенной опорой** (рис.1.4, *5*)	Железобетонная свая с уширенной опорой погружается преимущественно забивкой с увеличением опорной площади сваи, по которой передается давление на основание	Уширение пяты может быть выполнено с четырех или двух сторон. Забивка приводит к снижению сил трения грунта на боковой поверхности ствола	Для значительной толщи слабых грунтов, которые не обеспечивают её работы на трение или вызывают силы отрицательного трения

Продолжение таблицы 1.2

6	**С уширением в виде опускного башмака** (рис. 1.4, *6*)	Доставляется с завода в готовом виде, как правило, полая внутри	Уширение пяты выполнено симметричным со всех сторон	Применяются когда под сваей на небольшой глубине расположены грунты средней сжимаемости
7	**Винтовая** (рис. 1.4, *7*)	По конструкции состоят из цилиндрического железобетонного или металлического ствола и башмака с винтовой лопастью. Ствол сваи выполняется сплошным или пустотелым. Башмак соединяют со стволом при помощи закладных деталей, состоит из наконечника и винтовой лопасти. Лопасти могут быть литыми из чугуна, сварными из листовой стали и пластмасс [332]	Ствол из бесшовных горячекатаных стальных труб толщиной стенок 10-14 мм. Внутреннюю полость трубы заполняют бетоном. Винтовая часть лопасти, не считая ножевой части, должна соответствовать полному витку и в плане составлять полный круг.Лопасть изготавливают на 1/4 витка; шаг винта принимается равным 0.2-0.4 диаметра лопасти	Применяются для опор мостов, фундаментов мачт, башен и опор линий электропередачи, могут быть заложены в любые грунты, допускающие завинчивание, исключая глинистые грунты текучей консистенции, а также илы и заторфованные грунты, подверженными выдергивающим нагрузкам
8	**Свая с «крыльями»** (рис.1.4, *9*)	"Крылья" плотно прижаты к боковой поверхности сваи и соединены проволочным предохранителем. После погружения натягивают трос со срезающей планкой, которая разрезает предохранитель. При погружении сваи "крылья", встречая сопротивление грунта между их плоскостями и остриём сваи, раскрываются	Из-за неоднородностей основания и неизбежных погрешностей (небольшого перекоса сваи при забивке, неточного крепления «крыльев», разной силы трения в шарнирах) одно «крыло» всегда раскрывается быстрее другого. Отсутствует надёжный контроль раскрытия "крыльев"	Для слабых структурно-неустойчивых грунтов. В песках дополнительное погружение исключается, а в мелких глинистых грунтах из-за внецентренного приложения реакции грунта при добивке сваи может произойти поломка её ствола

Продолжение таблицы 1.2

9	**Полая с раскрывающимся наконечником** (рис. 1.4, 9).	К опорной стальной рамке, обрамляющей нижний торец сваи, шарнирно прикреплены раздвижные металлические лопасти, выполняющие функцию раскрывающегося наконечника в процессе погружения в грунт. Лопасти Г-образные усилены ребрами жесткости (обращенными к грунту), раскрытие осуществляется с помощью шарнирно-рычажного устройства	При раскрытии наконечника площадь опирания увеличивается до 4 раз и несущей способности сваи на 2,5-4 раза. Для создания более плотного основания под стволом при её работе на сжатие в полость между раскрытыми лопастями наконечника подаётся цементный раствор	Система обеспечивает работу как на продольную сжимающую, так и выдергивающую нагрузку. В горизонтальном положении лопости способны работать как на растяжение, так и сжатие, адаптируясь к условиям работы сваи под воздействием продольной сжимающей или выдергивающей нагрузки
10	**Лопастная** (рис. 1.4, *10*).	К телу сваи шарнирно прикреплены раздвижные металлические лопасти, раздвигающиеся шарнирно-рычажным устройством	Имеют отличие от свай с раскрывающимся наконечником тем, что тело сваи целое, не полое внутри	Применяются в слабых структурно-неустойчивых грунтах для работы как на продольную сжимающую, так и выдергивающую нагрузку

В 1941 году на строительстве моста через реку Ингул применялись камуфлетные сваи с взрывным образованием полости под сваей [103-107]. К недостаткам таких конструкций относятся: частичное разуплотнение грунта, неконтролируемое образование уширения (отсутствие гарантированной формы и диаметра), опасность для зданий в условиях плотной городской застройки и специализированные требования к производству работ.

Известны буронабивные сваи с уширенными пятами по технологии Е. Л. Хлебникова, созданными разбуриванием системой раскрывающихся ножей и последующим бетонированием. Однако низкая производительность изготовления и невозможность полного удаления разрыхлённого грунта привели к увеличению осадки и недоиспользованию несущей способности грунта, плотность которого не повышалась.

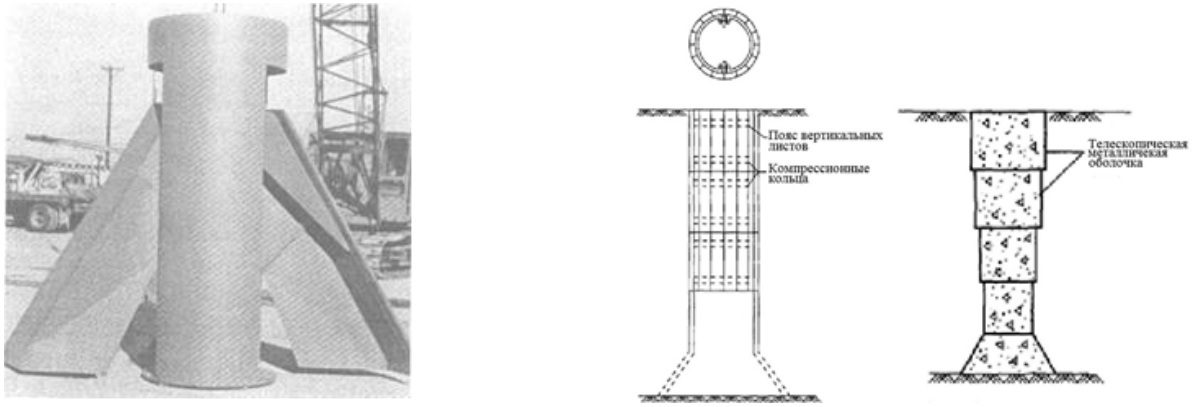
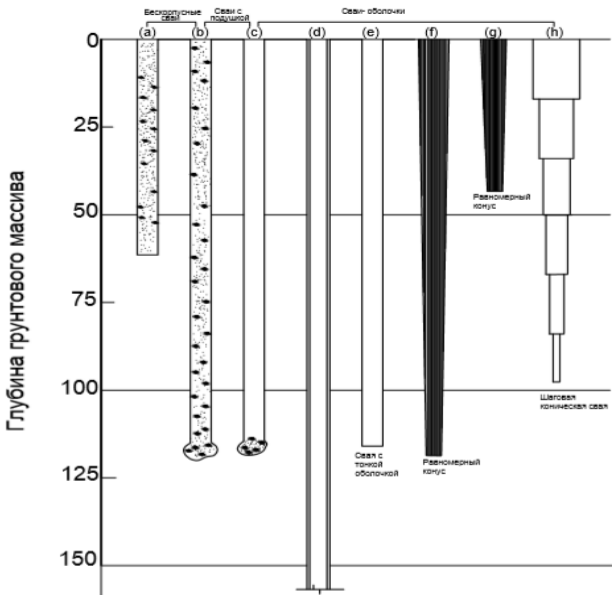


Рисунок 1.5 - Ранние методы устройства буронабивных свай с уширением в США по V.N.S. Murthy [327]: *а) концевая насадка на шнек с углом лезвия 30^0 для резки грунтов и устройства концевого уширения США 1988г.; б) свая с концевым уширением в виде «колокола» и телескопические – ступенчатые с концевым уширением*

Сваи с лучевидным уширением А.М. Ягудина требуют наличия сложных гидравлических механизмов, специального квалифицированного обслуживания и многократного повторения операций для получения в плане уширенной пяты. Ранние методы возведения свай с уширениями в США по V.N.S. Murthy [327] представлены в технологиях устройства в скважине путём пробуривания с помощью специальной насадки по типу «Колокол» с уклоном режущих лезвий 300 (рис. 1.5) и комбинацией телескопического (ступенчатого) тела сваи, расширяющегося к верху с концевым уширением, образованным механическим способом (рис.1.6).



Robert W.Day в «Geotechnical earthquare engineering handbook» отмечает эффективность набивных свай и свай-оболочек с концевым уширением, а также ступенчатых конических свай, расширяющихся к верху (рисунок 1.6) [342].

Рисунок 1.6 - Общие типы буронабивных свай (Robert W.Day, Geotechnical earthquare engineering handbook) [342]: *а) - набивная свая; b) - набивная с концевым уширением; с) свая-оболочка полого сечения с концевым уширением ; (d)- сварная или бесшовная свая; (e)- корпусная свая с тонкой оболочкой; (f, g) - конусная свая; (h) – ступенчатая коническая свая*

Одним из эффективных конструктивно-технологических методов увеличения несущей способности свайных фундаментов является их устройство с образованием у концевой части сваи уширения за счёт втрамбовывания щебня [10, 113, 181]. Первые технологии устройства свай с уширениями из щебня применяли в вытрамбованных котлованах, используя трамбовки высотой 1,5-3,5 м и нижним концом заострённым под углом 60–90º. В настоящее время глубинное вытрамбовывание фундаментов применяют очень редко из-за сложности проверки цельности ствола скважины (сопоставление расчётного и фактического объёма заполненного материала) и недоверия к этому методу, а также отсутствия достоверных способов оценки взаимодействия подошвы с основанием (рисунок 1.7). Кроме того технология применения специального ударно-глубинного оборудования для втрамбовывания щебня приводит к значительным изменениям строительных свойств из-за сотрясений окологрунтового пространства под «старой» частью фундамента и самой конструкции, которая уже подвержена эксплуатационным деформациям.

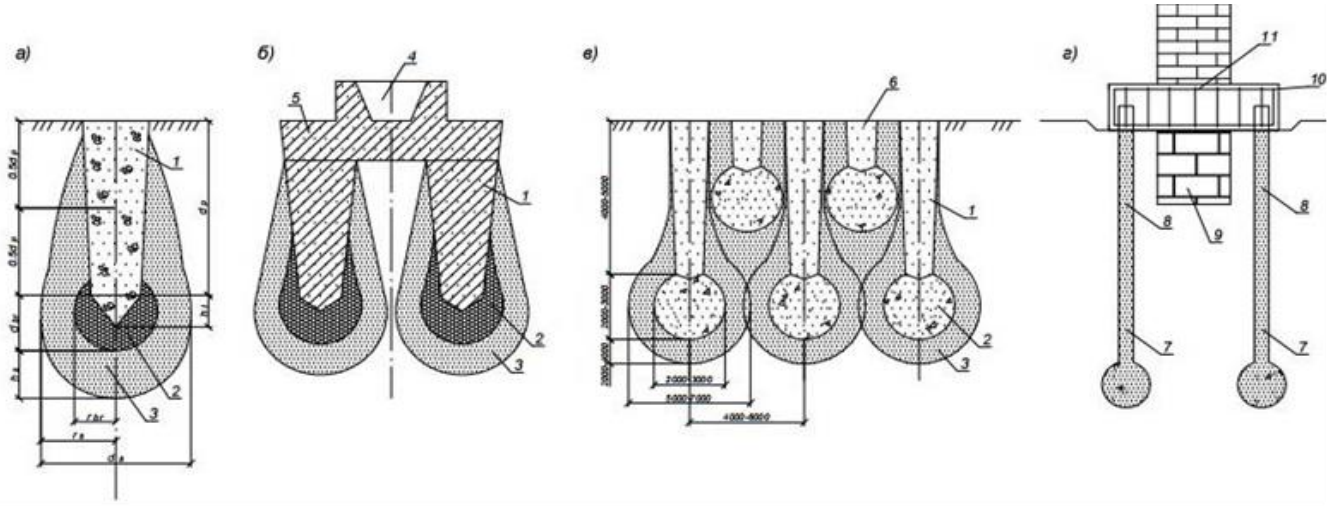


Рисунок 1.7 - Виды свайных фундаментов с уширением из втрамбованного щебня:
а – одиночная свая; б – фундамент с ростверком; в - вытрамбованные грунтовые подушки; г – способ усиления оснований и фундаментов реконструируемых зданий трубчатыми микросваями в вытрамбованной скважине:1 – 2 – 3 - 1 - вытрамбованный котлован; 2 - уширение из щебня; 3 - уплотненная зона; 4 - уплотненный грунт или жесткий металл; 5 - буферная зона, уплотненная той же трамбовкой

Не менее эффективно применяется на практике физико-химические методы нагнетания малопластичных растворов для повышения характеристик грунта под нижним концом свайных оснований, а также непосредственно в стволе сваи – как при возведении новых конструкций, так и при их модернизации. Ранее эксплуатацию зданий приходится приостанавливать, поскольку невозможно сразу нагружать фундамент до достижения требуемой прочности

грунта, что удлиняет процесс строительства. В связи с этим возникает необходимость использования химических присадок, однако данная область пока недостаточно изучена для широкого применения. Подбор типа набивных свай с уширениями внизу осуществляется с учетом особенностей строительной площадки и характеристик проектируемого объекта, опираясь на технико-экономический анализ оптимальных вариантов фундамента.

В качестве альтернативы часто используют физико-химические способы уплотнения малопластичных растворов При этом учитываются производственные возможности строительной организации и материально-техническая база. Конструктивные характеристики видов свай с уширениями в нижнем конце (область их применения и рекомендуемые грунтовые условия) представлены в таблице 1.3 приложения 1, а также на рис. 1.8.

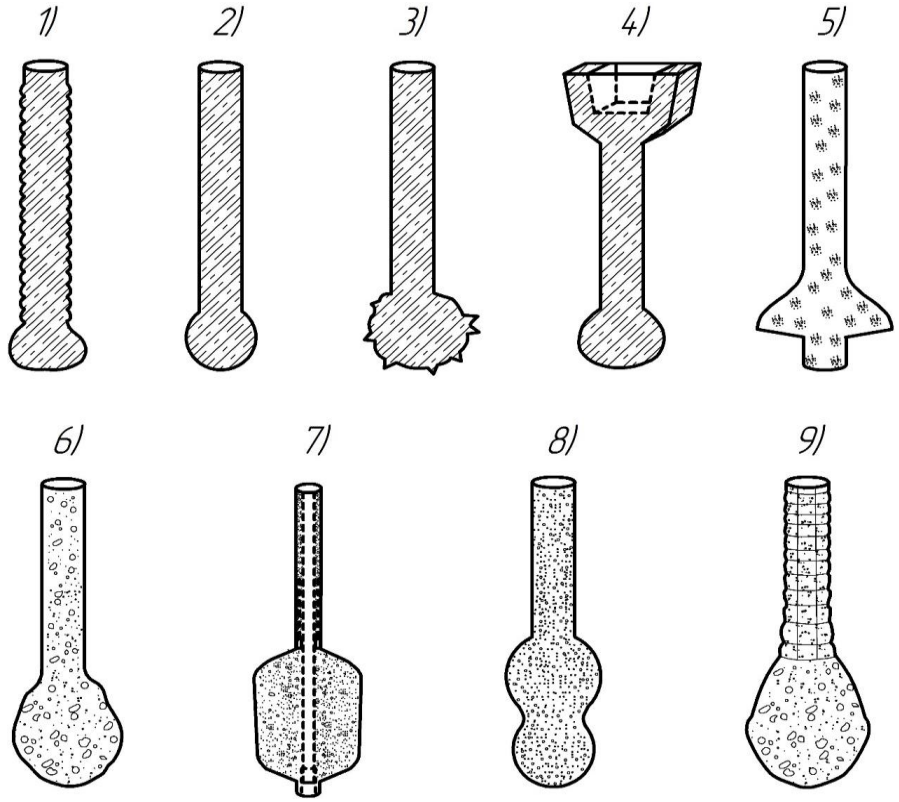


Рисунок 1.8 - Набивные сваи с концевыми уширениями: *1 – с вытрамбовыванным (частотрамбованная); 2 – образованным инъецированием грунта; 3 - с камуфлетным;4 – с концевым уширением и со стаканом; 5 – образованным механическим расширителем; 6 - образованным ударами сердечника по бетону («Харлей Эббот»); 7 - в виде пакета из листового материала («Сойлекс»); 8 - образованным разрядными импульсами («РИТ»); 9 - с уширением из «теряемого» башмака («Франки»)*

В целом классификацию готовых и набивных свай с уширениями в нижней части можно представить следующим образом:

Рисунок 1.9 - Классификация конструктивных решений свай с концевыми уширениями

Таблица 1.3 - Конструктивные характеристики видов свай, изготавливаемых в грунте с уширениями, расположенными в нижнем конце, область их применения и рекомендуемые грунтовые условия

№ п/п	Наименование конструкции сваи	Конструктивное решение	Конструктивные и технологические преимущества	Область применения и рекомендуемые грунтовые условия
1	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**С вытрамбовыван-ным уширением (частотрамбован-ная)** (рис. 1.8, *1*)	Сваи диаметром не менее 40 см с уширенной пяткой устанавливают вибропогружением инвентарной металлической трубы, прикрытой снизу утрачиваемым башмаком. Возведение пятки выполняется с помощью трамбовки с вибропогружателем	Применяют при сооружениях протяженностью свыше 10 метров, а минимальная длина свай рассчитывается исходя из средних нагрузок, особенно когда нет возможности обеспечить необходимое производство на месте	В ситуациях, когда приходится выдерживать значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки, а также при строительстве на участках со сложной геологией, это решение становится еще более оправданным
2	**С уширением, образованным инъецированием грунта** (рис. 1.8, *2*)	Сваи снабжены по всему телу трубами-инъекторами по центру или по бокам с двух или четырёх сторон для нагнетания маловязких растворов под нижний конец сваи	Усиление оснований под нижним концом связывает частицы грунта, повышает механическую прочность, водоустойчивость и долговечность основания	Применяются на площадках со сложными и структурно-неустойчивыми грунтами
3	**С камуфлетным уширением** (рис. 1.8, *3*)	Взрыв сосредоточенного заряда взрывчатых веществ (ВВ), помещенных на достаточную глубину, образует в грунте камуфляжную полость размеры которой зависят от свойств грунта и ВВ. Созданная взрывом полость заполняется бетонной смесью, что формирует камуфляжную пяту	Стальной корпус опускают в землю, при этом его нижняя часть остается герметичной. Внутри конусообразного наконечника сваи размещается взрывчатая смесь. Расчет количества взрывчатого вещества проводят с учетом необходимости детонации наконечника. Подрыв осуществляется только после того, как свая полностью заполнена бетоном	Не применяют в неустойчивых грунтах, не способных удерживать незащищенные стенки скважины (водонасыщенные, илистые, песчаные и глинистые с влажностью более 0.5, а также сухие песчаные, в крупнообломочных, скальных и мягких грунтах с твердыми включениями

Продолжение таблицы 1.3

4	**С уширением, образованным механическим расширителем** (рис. 1.8, *5*)	Устройство скважин и бетонирование свай в устойчивых грунтах выполняют с помощью механического расширителя шарнирно-ножевого типа, бетонную смесь подают через внутреннюю трубу	Бетонирование производят до выхода чистой смеси из затрубного пространства; удаляют обсадной патрубок и излишки бетонной смеси, оформляется оголовок сваи.	Применяют для структурно-устойчивых грунтов, способных удерживать стенки скважины на глубину до 10 метров без дополнительных технологических мероприятий
5	**С уширением, образованным ударами сердечника по бетону** (рис. 1.8, *6*).	Сваи «Харлей Эббот» отличаются от свай «Симполекс» уширенным основанием. Энергия удара через уширенный оголовок передается на обсадку	В обсадную толстостенную трубу диаметром 40 см вставляют сердечник, выступающий вниз за трубу ев 1,25…1,50 м. уширенная голова сердечника опирается на обсадную трубу.	В плотных глинистых породах, нередко включающих песок, отличающихся невысокими показателями плотности, прочности и деформативности, а также содержащих влагу, практически соответствующую оптимальной
6	**С уширением в виде пакета из листового материала («Сойлекс»)** (рис. 1.8, *7*)	Сваи формируются посредством метода «расширяющегося тела». Технология заключается в закачке цементного раствора или бетонной смеси в забой скважины, где расположен пакет из свернутого листового металла. В результате формируется расширенная нижняя часть сваи, напоминающая "луковицу", диаметр которой в 5-10 раз больше, чем диаметр самого ствола сваи.	Под воздействием давления, создаваемого расширяющимся уширением, грунт вокруг сваи сжимается, обеспечивая ей значительный запас прочности. Благодаря этому, возможно снижение диаметра сваи, что делает целесообразным применение компактной буровой техники. размеры свай могут колебаться от 200 до 500 миллиметров	При формировании уширения ровной формы проистекает обжатие грунта вокруг пяты сваи. «Расширяющееся тело» может работать на сжатие и на растяжение, также могут использоваться как грунтовые анкеры

Продолжение таблицы 1.3

7	**С уширением, образованным разрядными импульсами («РИТ»)** (рис. 1.8, *8*)	Технология разрядно-импульсного воздействия предполагает создание серии мощных электрических разрядов в скважине, заполненной бетоном или раствором. В результате этого явления возникает электрогидравлический эффект, позволяющий сформировать прочное тело сваи или анкера.	Данная технология экологически безвредна; позволяет формировать сваи и анкера различной конфигурации, с одним или многоместными уширениями на стволе сваи	Окружающие грунты вокруг уплотняются, а пористость в зоне воздействия ударного импульса снижается. Динамическое воздействие, возникающее в процессе формирования не требует виброзащитных мероприятий
8	**С уширением из «теряемого» башмака** **(свая «Франки»)** (рис. 1.8, *9*)	В качестве основания сваи выступает бетонная пробка, плотно закрывающая нижнюю часть обсадной трубы. Для опускания трубы в землю используют специальную трамбовку, которая совершает мощные удары по бетонной пробке.	Чтобы предотвратить дальнейшее опускание трубы, её фиксируют тросами. В это же время пробка проседает в землю, формируя расширенную, напоминающую грушу, часть диаметром от 1,5 до 2,0 метров. Диаметр готовой сваи может варьироваться в пределах от 355 до 699 миллиметров	Устраивают в любых грунтах, допускающих забивку обсадных труб с закрытым торцом.

1.1.3 Сваи с уширениями на стволе

В практике строительства известно небольшое количество свай заводского изготовления с одиночным уширением, расположенным на стволе. Их классификацию можно представить в виде свай с уширениями различной конфигурации трёх типов: «свая с шайбой», «с уширением на стволе» и со «шпиковым (или конусным) уширением посередине (рис. 1.10)». Значительное

повышение несущей способности сваи, как при горизонтальных, так и при вертикальных сжимающих нагрузках, может быть достигнуто её усиления с помощью шайбы [14]. Шайба представляет собой железобетонную конструкцию, выполненную в виде перевёрнутого усечённого конуса (или пирамиды), имеющую центральное сквозное отверстие для надевания на сваю и несколько дополнительных отверстий, облегчающих погружение сваи в грунт. Наружные боковые грани шайбы наклонены к подошве под углом 70-80°, что при погружении обеспечивает уплотнение окружающего грунта. При работе на горизонтальные нагрузки, за счёт предварительного уплотнения грунта наклонной боковой поверхностью шайбы и весьма малых горизонтальных перемещений, возникает значительное реактивное давление грунта на шайбу. Поэтому в работе фундамента «свая с шайбой» можно использовать отпор грунта, передавая на него нагрузку, которая может превышать расчетную горизонтальную нагрузку на обычную сваю такого же сечения в несколько раз. Однако из-за неудобства переналаживания блок-форм при формовании сваи и отсутствия надёжных инженерных методов расчёта свай с уширениями, такие конструкции не получили широкого распространения в практической реализации.

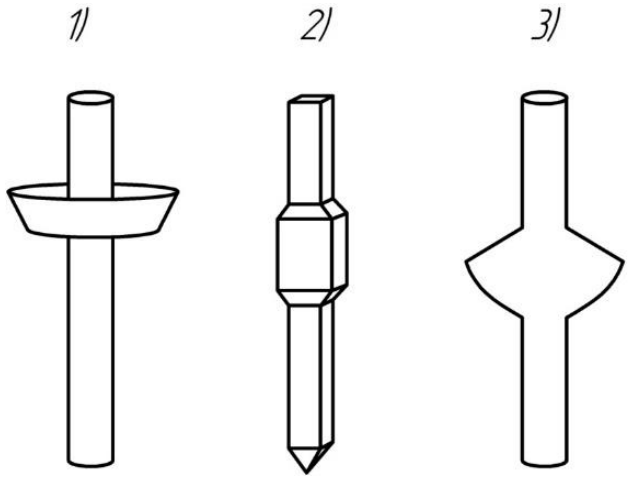


Рисунок 1.10 - Сваи с уширением на стволе

1 - свая с шайбой; 2- с уширением на стволе; 3- с конусным уширением посередине.

1.1.4 Сваи с несколькими уширениями

Сваи с несколькими уширениями на стволе изготавливают как готовыми на заводе, так и буронабивно на строительной площадке. На практике встречаются методы устройства нескольких уширений на стволе свай (рис. 1.11). Для формования буронабивной сваи с несколькими уширениями применяют корневое устройство длинных наклонных уширений за

счёт нагнетания специализированных инъекционных маловязких растворов, состав которых зависит от скорости фильтрации и физико-механических характеристик основания. Часто такие конструкции используются для усиления при глубинном берегоукреплении, закреплении склонов или реконструкции зданий и сооружений.

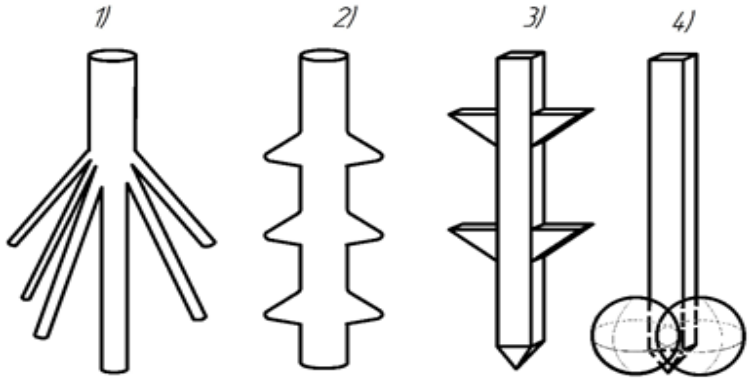


Рисунок 1.11 - Конструктивные решения свай с несколькими уширениями:
1 – корневидная, 2 – с несколькими уширениями на стволе, 3 – с раскрывающимися ножами на стволе, 4 – с двумя уширениями путём нагнетания по двум боковым трубкам

Буронабивная свая со смежными уширениями на стволе (рисунок 1.11, 2) производится также бурением при помощи шнекового бура до отметки в 60 см ниже проектного уровня первого уширения; после этого ставится уширитель и выполняется первое уширение. Затем происходит бурение ствола скважины до отметки на 60 см ниже второго уширенного уровня, и так далее по описанной последовательности были изготовлены сваи диаметром 600 мм длиною 6 м с двумя уширениями; длиной 12 м – с одним, двумя или тремя уширениями, а также без них. Кроме того, сваи длиной 16 м производились со следующими вариантами: с одним, двумя и тремя уширениями и без таковых.Подобная конструкция и технология в настоящее время внедряются на Чебоксарском предприятии «ФОРСТ», где специалисты активно используют устройство буроинъекционных свай электрогидравлическим методом с несколькими уширениями-«подпятниками» (рисунок 1.12), [193].

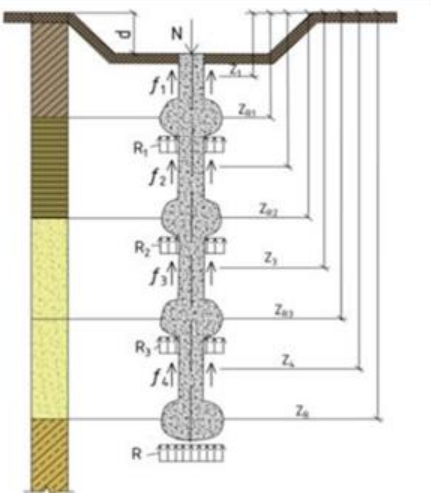


Рисунок 1.12 - Схема к определению несущей способности $\boldsymbol{F}_d$ буроинъекционной сваи с многоместными уширениями (СМУ) по грунту [193]

К достоинствам рассматриваемой геотехнической технологии авторы относят: возможность устройства свай существующими буровыми станками (в том числе и

отечественными); простоту выполнения (добавляется одна легкоосуществляемая операция - устройство уширения с помощью электрогидравлического взрыва); возможность точного определения места устройства уширения по отходу бетонной смеси, а также устройства необходимого количества уширений на длине сваи для достижения расчетной несущей способности и минимизацию технологических и эксплуатационных осадков [193]. Готовая железобетонная свая с раскрывающимися стальными ножами, расположенными на стволе (рис. 1.11, 3), разработана со встроенными ножами, прижатыми к боковой поверхности и связанными проволочным предохранителем.

После погружения сваи до требуемой глубины натягивают трос с срезной планкой, которая срезает предохранитель. При дальнейшем погружении сваи ножи, сталкиваясь с сопротивлением грунта между их плоскостями и остриём сваи, находящегося между их плоскостями и острием сваи, раскрываются [21].

В Казахстане группа учёных провела натурные эксперименты со сборной сваёй с несколькими уширениями на стволе в виде усечённых конусов (рисунок 1.13), [18-20]. Для выполнения исследований было разработано и изготовлено специальное экспериментальное оборудование.

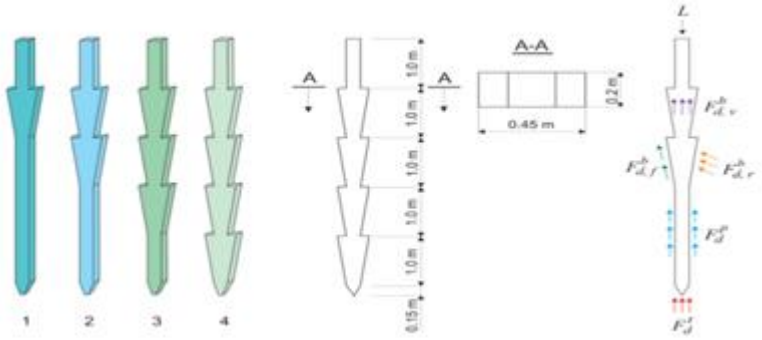


Рисунок 1.13 - Конструктивные решения готовых свай с несколькими уширениями [18-20]

Параметры, принципы и последовательность проведения работ с использованием данного оборудования представлены в работах [18-20]. Сваи были погружены в грунт путём их забивки при постоянной энергии каждого удара. Ударник массой 40 кг сбрасывался с высоты 0,5 м. Глубина погружения свай составила от 141,2 до 145,6 см (максимальная разница - 3,02%). Принцип работы сборной сваи с несколькими уширениями в грунтовом массиве заключается в последовательном включении в работу: сначала боковой поверхности сваи до первого уширения, затем несущей способности самого первого уширения; далее - боковая поверхность над следующим и так далее, вплоть до последнего концевого уширения. Данные технологии буронабивных конструкций эффективны в определённых инженерно-геологических условиях

сложного характера, когда закрепление грунта необходимо проводить с определённым шагом на стволе сваи.

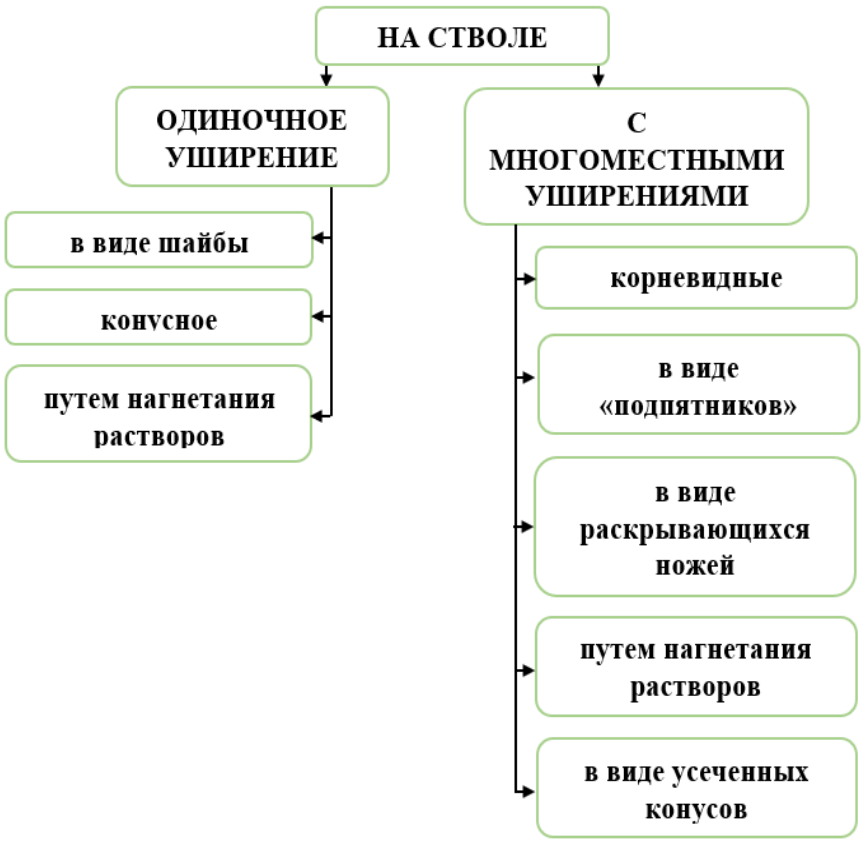


Рисунок 1.14 - Классификация конструктивных решений свай с одиночными и многоместными уширениями на стволе

На современном этапе классификацию конструктивных решений сборной свай с уширениями можно представить как для одиночных, так и для многоместных уширений готового и набивного типа. Дальнейшая классификация осуществляется по технологии их образования (см. рисунок 1.14). Одним из направлений развития применения нескольких уширений относительно тела сваи может стать конструктивно-технологическое решение с устройством совместного поверхностного и концевого уширения [97].

Классификационные характеристики фундаментов глубокого заложения, предложенные основоположниками отечественного и зарубежного свайного строительства А. А. Луги [63], Б. И. Далматова [59-61], Р. А. Мангушева [133, 135], П. А. Коновалова [83], Э. В. Костерина [85], А. М. Силкина [216], Г. М Смиренского [183], П.М Ермишкина [69], Ю. Н. Платонова [190] и др., A.S Vesic, H. A. Hirayama, I.I. Broid [274] и других наиболее широко освещают конструкции набивных и буронабивных свай с уширениями: образованными под нижним концом сваи; с несколькими уширениями в нижней части; а также со стволами расширенной части. В работе

[87] предложена к дискуссии следующая классификация фундаментов глубокого заложения (рисунок 1.15):

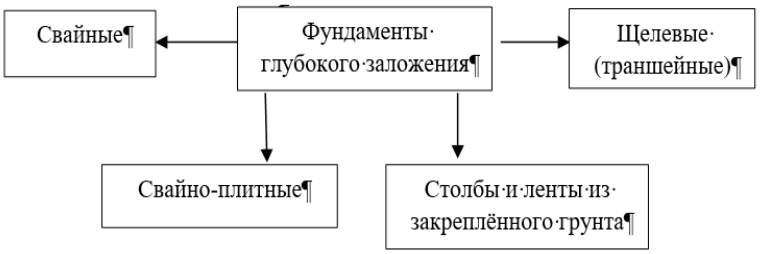


Рисунок 1.15 - Классификация фундаментов глубокого заложения по В. И. Крутову [87, 88]

Однако она не отражает всего многообразия конструкций свай, в особенности фундаментов с уширениями. Наиболее подробно классификация конструкций свай представлена в работе [227], где они подразделяются по форме ствола: вверху, на стволе, на нижнем конце и с несколькими уширениями (см. рис. 1.16). При этом по форме тела выделены отдельно пирамидальные, т. е. с наклонными гранями и ступенчатые сваи, однако не уточнены их конструктивные решения и технологии образования уширений.

Рисунок 1.16 Классификация свай по М. Штолю, В. И. Теличенко, В. И. Фёклину

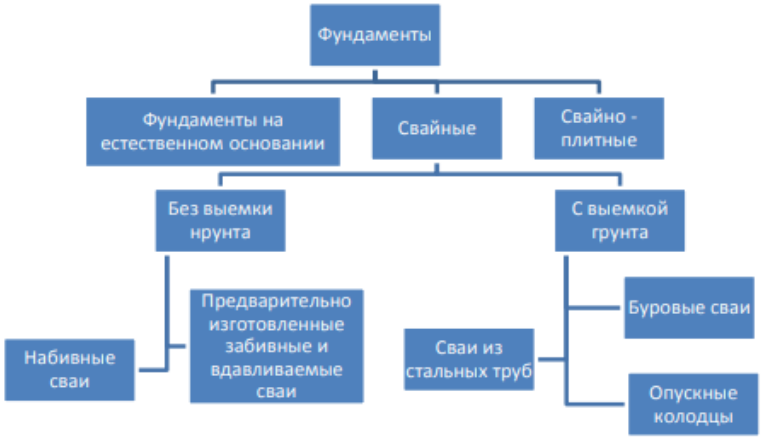


Рисунок 1.17 - Классификация фундаментов глубокого заложения под высотные здания по Шулятьеву О.А. [228, 230]

В классификации фундаментов глубокого заложения под высотные здания в работе Шулятьева О.А. [228-230] сваи с уширениями не отражены, однако применяются при возведении высотных объектов (рис. 1.17). Практический опыт применения технологических решений возведения свайных фундаментов с уширением показывает, что исследования деформации грунтовых массивов в основании таких свай проводились на различных стадиях с помощью следующих подходов:

- оценка объёма основания путем измерения изменений в плотности грунта;

- изучение характера и размера смещений грунта в пределах деформированной зоны с применением специальных фиксаторов, установленных непосредственно в грунте;

- определением объёмных деформаций основания по изменению плотности грунта;

- визуальным контролем через обнажение (вскрытие) основания свай с фотографированием изменений;

- установлением глубинных марок;

- отбором образцов грунта режущими кольцами и определением объёмной массы его скелета;

- статической пенетрацией и зондированием;

- применением фиксаторов с последующим визуальным контролем (фотографированием);

- использованием приборов неразрушающего контроля, основанных на измерении времени распространения ультразвуковых импульсов;

- аналитическими и численными методами проектирования и расчёта.

Это позволило наиболее полно оценить работу свайных фундаментов с уширением и их напряжённое-деформированное состояние в окружающем грунте, состоящим из различных типов почв.

Основная цель данного раздела – анализ проектирования, внедрения и изучения существующих конструкций готовых (забивных) и набивных свай с уширением, а также рассмотрение отечественного и зарубежного опыта методов их проектирования с оптимальными параметрами технологических решений для наиболее эффективной работы в различных условиях.

1.2 Обзор и анализ методов проектирования одиночных и групп свай с уширениями на статические и динамические воздействия

1.2.1 Выбор модели грунтового основания в геотехническом проектировании

Исследования одиночных и групп свайных фундаментов с уширениями на действие статических и динамических воздействий включают изучение напряженно-деформированного состояния (НДС) и надежности системы «здание – свайный фундамент с уширениями – грунтовое основание», определение осадок, сдвиговых перемещений, несущей способности. При этом используются стандартные схемы работы в грунте: как сваи-стоек и висячих свай; свай заглубленных в водонасыщенный грунт; ненапряженного состояния и погруженных в разбухший или консолидированный слой. Современные подходы к проектированию направлены на управление несущей способностью грунта и его предварительное сжатие вблизи свайных оснований, чтобы минимизировать деформации. Это достигается посредством применения разнообразных конструктивных приемов и технологий, включая создание уширений или дополнительных элементов усиления. Искусственное воздействие на несущую способность основания возможно путем создания контролируемого смещения (деформации) или путем приложения давления к грунту, что реализуется разными методами погружения свай и обустройства уширений. Учитывая, что геотехническое проектирование свайных фундаментов с уширениями требует повышенной точности расчетов, необходимо проанализировать, в какой степени разработанные нормативные отклонения, предложенные российскими и зарубежными экспертами, применимы к анализу подобных конструкций. При геотехническом проектировании свайных фундаментов с уширениями требуется более точный расчет. Важно оценить применимость разработанных допускаемых отклонений, как

отечественными, так и зарубежными специалистами для исследуемых конструкций. Методы расчета фундаментов с уширениями занимают важное место в инженерном строительстве. Они нацелены на выбор и разработку моделей грунтовых массивов – ключевой проблемы механики грунтов, учитывая сложность их физико-механических свойств, стратиграфии и неоднородности. Учеными предложены различные модели, включая основные характеристики пространственной работы грунта совместно с фундаментами в упругой и упруго-пластической стадиях.

Наиболее распространенной является модель Винклера (с не связанными между собой линейно работающими упругими опорами). Модель была использована Фуссом для определения остаточной деформации поверхности грунта. При статических расчетах зданий, без разгрузки основания, обе модели совпадают. Развитием модели Винклера является предложение А.С. Григорьева [54] с учетом нелинейной работы грунта: опоры имеют нелинейные характеристики (диаграмма Прандтля) при нагружении и линейные – при разгрузке. Указанные модели не учитывают перераспределительных свойств основания, отражают работу только его поверхности и позволяют определить лишь осадку фундамента и передаваемую им нагрузку.

Модель упругого линейно- и нелинейно-деформируемого полупространства учитывает перераспределительные свойства основания четырьмя жёсткостными параметрами: модулями упругости при сжатии ($E_с$), изгибе ($E_и$) и сдвиге (G); коэффициентом Пуассона (ν). Построена для дискретного конечно-элементного использования, более точно характеризует перераспределительные свойства грунта. Позволяет вычислить НДС в толще грунта и применяется как в упругой, так и в упруго-пластической области работы.

Параллельно предложена методика определения отпорности полупространства по данным решения обратных задач для балки и сваи на упругом основании. Методика позволяет установить характер работы грунта, изменения его жесткостных параметров при увеличении нагрузки, характеристики пластического поведения и ползучести.

К недостаткам методики относятся существенные погрешности при решении обратных задач; снижение ошибок определения коэффициентов жёсткости грунта происходит с уменьшением жесткости балки. Особо отмечается, что решение для сваи учитывает взаимодействие частей грунта по боковой поверхности, чего нет при кусочно-штамповом подходе к оценке жесткости основания.

Методы расчёта фундаментов с уширениями, занимающих важное и ответственное место в инженерных сооружениях, нацелены на выбор и разработку моделей грунтовых массивов, что является важнейшей проблемой механики грунтов, физико-механические

свойства которых, их стратиграфия и структура сложны и неоднородны, поэтому сложность выбора модели оснований объясняется их большим разнообразием. Учёными были предложены различные модели, учитывающие основные характеристики пространственной работы грунтовых массивов совместно с фундаментами и подземными сооружениями в упругой и упрого-пластических стадиях [2, 24, 33, 167, 171, 296, 297, 299, 308, 309, 327, 358, 359].

С развитием численного моделирования с помощью специализированных программных комплексов в геотехническом проектировании предпочтение отдается дискретным расчетным схемам, в которых определяется выбор методики определения жесткости упругих опор, характеризующих жёсткость основания и выбор расчетной схемы самой сваи, учитываются неоднородность основания, формообразование сваи и уширения по ее длине, записывая для каждого элемента свои условия или характеристики, в том числе трёхмерной постановке.

1.2.2 Методы проектирования одиночных и групп свай на статические воздействия

Одиночные сваи с концевыми уширениями на вертикальные воздействия

В своде правил СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» формулы по определению несущей способности от вертикальной нагрузки и осадки не учитывали формообразование геометрии и технологию устройства уширений. Несущая способность буронабивной сваи с уширенной пятой определялась по формуле (Е. 19 СП):

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} RA + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i \right), \text{ кН}, \quad (1.1)$$

где F_{1y}- сопротивление на участке ствола сваи l_0+l_y, определяемое как для забивной сваи по формуле (Е.2), при чем $l_y= l\text{-}a\text{-}\ l_0$, м,(Е.20)

где l - длина сваи до начала уширения.

$$F_{2y} = k\sigma_1 A_y, \text{ кН} \quad (1.2)$$

где κ - экспериментальный коэффициент, равный 2 при $3{,}5 \geq d_y/d \geq 2$ и 1 м$\geq d \geq$0,5 м, при длине сваи не более 20 м; d_y - диаметр наибольшего поперечного сечения уширенной пяты, м; σ_1- определяется по формуле

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_3(1+sin\varphi_I)+2c_I cos\varphi_1}{1-sin\varphi_I} \quad (1.3)$$

A_y- площадь наибольшего поперечного сечения уширенной пяты, м.

Расчет осадки одиночных свай с уширением (как и без него), прорезающих слой грунта с модулем сдвига G_1, МПа, коэффициентом Пуассона v_1 и опирающихся на грунт,

рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига G_2 и коэффициентом Пуассона v_2, допускали производить при выполнении требований подраздела 7.2 СП 24.13330.2021 и при условии $l/d>5$; $G_1l/ G_2d>1$ (где l - длина сваи, м, d - наружный диаметр поперечного сечения ствола сваи, м по формуле (7.36 СП):

$$S = \frac{1-\nu^2}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA} \tag{1.4}$$

где d_b - диаметр уширения сваи.

В актуализированном своде правил СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» в формулах по определению несущей способности добавлены уточнения лишь для двух типов свай с концевыми уширениями – для булавовидных с камуфлетными уширениями и буроинъекционных с уширением, устраиваемых путем механического разбуривания грунта. Так несущую способность F_d, кН, висячей забивной и вдавливаемой свай и железобетонной сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающей на вдавливающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} RA + \sum h_i (\gamma_{R,f} u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r \right) \tag{1.5}$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1, при этом для нормальных промежуточных опор линий электропередачи - 1,2, а в остальных случаях 1,0; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.2 СП 24.13330.2021; A – площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто; u – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м; $\gamma_{R,f}$ – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования и принимаемый по таблице 7.6 СП 24.13330.2021; f_i – расчетное сопротивление i-го слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.3 СП 24.13330.2021; h_i – см. формулу (7.9 СП 24.13330.2021).

Прилагается уточнение - несущую способность забивных булавовидных свай с концевым уширением следует определять по формуле (1.5), а периметром на участке ствола является периметр поперечного сечения ствола сваи, на участке уширения – периметр поперечного сечения уширения. Расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности f_i таких свай в песках и на участке ствола принимается таким же как для свай без уширения; в

глинистых грунтах, расположенных выше уширения, – равным нулю. Согласно СП 24.13330.2021 несущую способность F_d, кН, набивной и буровой свай с уширением и без уширения, а также сваи-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять, так же по формуле (1.5), однако:

$\gamma_{R,R}$ – коэффициент надежности по сопротивлению грунта под нижним концом сваи принимается равным 1 во всех случаях, за исключением свай с камуфлетными уширениями, для которых этот коэффициент следует принимать равным 1,3, и свай с уширением, устраиваемых путем механического разбуривания грунта, бетонируемых насухо $\gamma_{R,R}$ = 0,5 и бетонируемых подводным способом, для которых $\gamma_{R,R}$ = 0,3;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по 7.2.11 СП 24.13330.2021; A – площадь опирания сваи, м^2, принимаемая равной: для набивных и буровых свай без уширения – площади поперечного сечения сваи; для набивных и буровых свай с уширением – площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра.

В приложении уточнено, что сопротивление песков на боковой поверхности сваи следует учитывать на участке, расположенном на 1,5d_0 выше уширения, как это показано на рисунке 1.18.

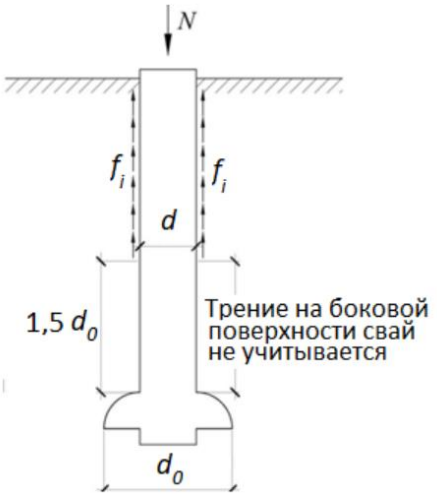


Рисунок 1.18 - Схема к расчету сопротивления на боковой поверхности ствола сваи с уширением в песчаном грунте

Таким образом, при определении несущей способности вертикально нагруженных обычной и готовой сваи или сваи-оболочки без уширения или свай с концевыми уширениями, созданными взрывом, рекомендации по использованию данной формулы аналогичны для всех

этих случаев. Расчетное сопротивление грунта к боковой поверхности на участке уширения принимается как для свай без него.

Однако при устройстве камуфлетного уширения образуются новые напряженно-деформированные условия в окологрунтовой зоне вокруг ствола и уширительной части сваи за счёт пространственных колебаний взрывной волны. Недооценка изменённых прочностных характеристик грунта существенно увеличивает коэффициент запаса несущей способности, что при работе свай в составе кустов или полей может значительно повысить себестоимость строительства и снизить экономическую эффективность.

Для набивной и буровой свай с уширением в несущей способности, уточнена лишь площадь поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра, без геометрии его формообразования.

Несущую способность для свай с камуфлетным уширением Луга А. А. на статические воздействия в своих исследованиях предложил определять как допустимую нагрузку для трёх наиболее часто встречающихся случаях грунтового окружения сваи [163]. Первый случай: свая погружена в песчано-гравелистые грунты, которые находятся и под острием сваи. Критическая нагрузка на сваю в формуле принималась на 55-65 % превышающая сопротивление боковой поверхности сваи:

$$P_{кр} \approx 45\ UL_0, \tag{1.6}$$

где $P_{кр}$ – критическая нагрузка на сваю в т; U – периметр сваи в м; L_0 – глубина погружения сваи в грунт вместе с уширением в м.

Во втором случае, когда тело сваи проходит толщу разнородных грунтов, а острие находится в песчано-гравелистых грунтах или плотных суглинках, или плотных глинах:

$$P_{кр} \approx 24\ UL_{0.} \tag{1.7}$$

При нагрузке на сваю на 20-25% более сопротивления боковой поверхности соответственно:

$$P_{кр} \approx 6UL_{0,} \tag{1.8}$$

По результатам исследования были построены графики зависимости критических нагрузок на сваи с уширениями от глубины погружения сваи в грунты. При этом диаметр уширения принимался равным трём диаметрам тела сваи, учитывались глубина погружения и характеристики грунтов как под остриём, так и в верхнем горизонте.

Приведённые формулы носили приближённый характер и применялись в случаях слабых грунтов и критических нагрузок не более 200 тонн.

Из зарубежного опыта проектирования в методике O'Neill и Reese, (1999г.) [330], где максимальную нагрузку на буронабивную сваю с уширенной пятой, образованной

механическим разбуриванием обозначают Q_u, часть этой нагрузки передается в грунте вдоль длины сваи, а остаток передается на сваю с концевым уширением (рис. 1.19). Нагрузка, передаваемая по грунту вдоль сваи, называется предельной нагрузкой на трение и обозначается Q_f; Q_b – вес уширенной пяты сваи с учётом веса грунта на его обрезах. Общая предельная нагрузка, Q_u, выражается как (пренебрегая весом самого тела сваи):

$$Q_u = Q_b + Q_f = q_b A_b + \sum^{N} f_{si} P_i \Delta_{zi} \tag{1.9}$$

где

A_b - площадь подошвы уширения;

P_i - периметр сваи в i-ом слое грунта;

Δ_{zi} - толщина слоя;

N - количество слоёв;

f_{si} - удельное сопротивление i-го слоя грунта

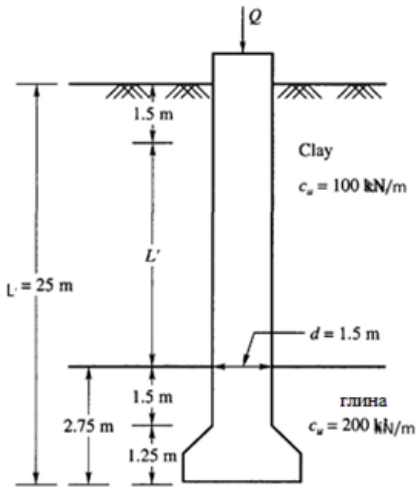


Рисунок 1.19 - Расчётная схема сваи с концевым уширением по O'Neill и Reese [330]

Завышенные коэффициенты, принятые в расчётах на статическое загружение в данной методике приводят к перерасходу материалов при возведении конструктивных элементов и увеличению сметной стоимости производства работ «нулевого» цикла.

Развитие аналитических методов, математического и численного моделирования и современных методик расчёта несущей способности и определения осадки свай с уширениями отличает наличие уточняющих физических характеристик и параметров работы системы «неоднородное грунтовое основание-свая-уширение».

Напряженно-деформированное состояние грунтового массива вокруг свайных фундаментов с уширениями характеризуется, как и в методике проектирования обычных свай, набором напряжений и деформаций (перемещений), возникающих под воздействием приложенных нагрузок. Напряженно-деформированное состояние конкретной точки массива характеризуется нормальными (σ_x, σ_y, σ_z) и касательными ($\tau_{xy}=\tau_{yx}$; $\tau_{xz}=\tau_{zx}$; $\tau_{yz}=\tau_{zy}$) напряжениями, а также линейными (ε_x, ε_y, ε_z) и угловыми деформациями ($\gamma_{xy}=\gamma_{yx}$; $\gamma_{xz}=\gamma_{zx}$; $\gamma_{yz}=\gamma_{zy}$), формирующими тензоры напряжений ($T\sigma$) и деформаций ($T\varepsilon$), взаимосвязь которых

описывается теоретическими формулами [129, 200]. Регулировать напряжённо-деформированное состояние грунтового основания можно путем изменения (увеличения/уменьшения) компонент напряжений или деформаций, что и возможно достичь за счёт устройства уширений на различных частях тела сваи с помощью различных технологических решений.

По Григорян А. А. построение части поверхности предельного равновесия НДС, находящейся в зоне нижнего конца буронабивной сваи с уширением, начинается в наинизшей точке *O* (рис. 1.20) [56 -58].

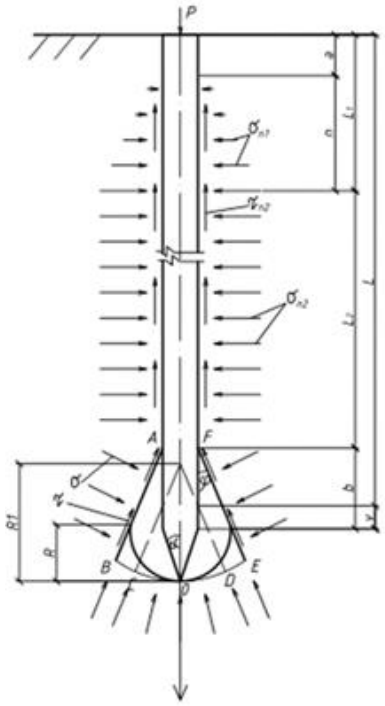


Рисунок 1.20 - Расчётная схема буронабивной сваи с уширенной пятой по Григорян А.А. [56 -58]

Шаровая поверхность радиусом R_1 проходит через точку *O* на оси сваи до пересечения с прямыми *AB* и *FE*, исходящими из точек *A* и *F*, находящихся на расстоянии *b* от нижнего конца сваи под углом φ к вертикали. Значения R_1 и *b* определяются в зависимости от тех же параметров прочности грунта: *φ* и *c*.

В границах верхнего участка ствола сваи $(n+l_2)$ действуют касательные напряжения, направленные вертикально вверх и равные силам сопротивления грунта сдвигу τ_{nz}.

Нормальные напряжения σ_{n1} в пределах самого верхнего участка ствола сваи n, не превышающего 6 м, с глубиной линейно увеличиваются. Автор методики отмечает, что описанная расчетная схема является приближенной и не учитывает деталей, влияющих на результаты расчетов. Фактически поверхность предельного равновесия у низа сваи имеет более плавную грушевидную форму.

Общее сопротивление основания одиночной сваи вертикальной нагрузке *P* определяется как сумма проекций всех сил, действующих по поверхности предельного равновесия, на вертикальную ось:

$$P = P_1 + P_{2K} + P_{2ш} \qquad (1.10)$$

где P_1 – сопротивление по боковой поверхности сваи на участке длиной $n+l_2$; $P_{2к}$ – сумма вертикальных составляющих сил сопротивления по боковой поверхности усеченного конуса *AB'E'F*; $P_{2щ}$ – сумма вертикальных составляющих сил сопротивления по нижней замыкающей части поверхности *BCODE*.

Удельное сопротивление грунта сдвигу τ_{nz}, кН/м^2, определяется по формуле

$$|\tau_{nz}| = \sigma_n tg\varphi_I + c_I \quad (1.11)$$

где σ_n - нормальное напряжение на рассматриваемой глубине z; φ_I - расчетное значение угла внутреннего трения грунта вдоль боковой поверхности сваи, град; c_I - расчетное значение удельного сцепления грунта, кН/м^2.

В соответствии со схемой действия сил по боковой поверхности сваи

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin\alpha_1 \quad (1.12)$$

где σ_1 - наибольшее главное напряжение, кН/м^2, определяемое по формуле

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_3(1+\sin\varphi_I)+2c_1\cos\varphi_I}{1-\sin\varphi_I} \quad (1.13)$$

σ_3 - наименьшее главное напряжение, кН/м^2, определяемое по формуле

$$\sigma_3 = \gamma_n \sin\alpha_1 \quad (1.14)$$

где γ - объемный вес грунта, кН/м^3; n – участок длины сваи, м, равный 12d≤6м;

В работах Григорян А. А. на моделях сваи с уширенной пятой в суглинке плотностью 1,65 г/см^3 было определено, что «осадка сваи происходит не непрерывно, а скачкообразно, характеризуя процесс разрушения дискретной среды в отличие от сплошной», подтверждённые далее натурными экспериментами [56 -58]. Под действием предельной нагрузки возникло аналогичное искажение сетки в сдвинутом вниз положении. Каждый срыв модели происходил с образованием симметричных трещин, исходящих от ствола сваи.» (рис. 1.21).

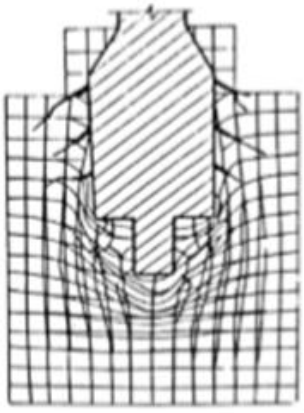


Рисунок 1.21 - Деформации в основании модели сваи с уширенной пятой по Григорян А. А. [58]

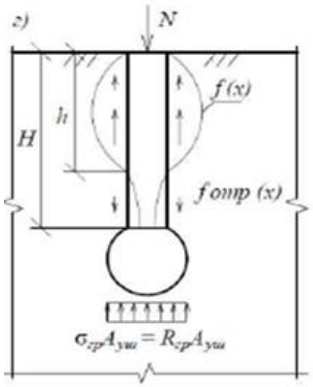


Рисунок 1.22 - Расчётная схема свай с уширением по В. С. Уткину [233 - 235]

В работах В. С. Уткина и Е. В. Соболевой выявлено, что расчётная схема в своде правил для буронабивной сваи с уширением имеет недостаток принятого распределения и значения сил трения по боковой поверхности fi исходя из условия «срыва» сваи под нижним

концом, а не учёт отрицательных сил трения на нижнем конце сваи и введение многочисленных коэффициентов вызывает недоверие к результатам расчётов [233 - 235]. Авторами предлагается уточнённая расчётная схема работы сваи в грунте с учётом отрицательных сил трения-сцепления fотр(x) для буронабивных свай с уширениями (рис. 1.22). В расчётной схеме учитывая непрерывность деформаций *ε(x)* материала сваи по её длине и зависимость *f(x)* от бокового давления *q(x)* грунта, предлагают функцию сил трения-сцепления *f(x)* представить в виде:

$$f(x) = \varepsilon(x) q(x) \varphi_0 \qquad (1.15)$$

Получена формула определения несущей способности буронабивной сваи с уширением при центральном сжатии, сформулированная из условия «срыва» (движения) сваи в грунте:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum_{i=1}^{n} \gamma_{cf} f_i h + \gamma_{cR} RA_{уш} \right) \qquad (1.16)$$

Однако сравнительный анализ с экспериментальными исследования по данной методике не выполнялся.

В работе Тер-Мартиросяна З.Г. и Тер-Мартиросяна А.З. [228] в решении задачи о взаимодействии длинной сваи конечной жёсткости с уширенной пятой и окружающего грунта с нелинейными и реологическими свойствами рассмотрены линейная, упругопластическая и упруговязкопластическая модели окружающих сваю грунтов. Напряжение на уровне пяты сваи σ_0 (при z=0) авторы определяют с учётом известного решения осадки круглого штампа:

$$S_0 = \sigma_0 \frac{\pi a_0 (1 - \nu_2)}{4 G_2} K_l \qquad (1.17)$$

Где a_0 – радиус штампа на уровне z=0, который в частном случае может быть равен радиусу сваи; K_l – коэффициент, учитывающий глубину действия штампа, K_l<1; G_2, υ_2 – соответственно модуль угловой деформации и коэффициент Пуассона подстилающего слоя грунта (см. рис. 1.23)

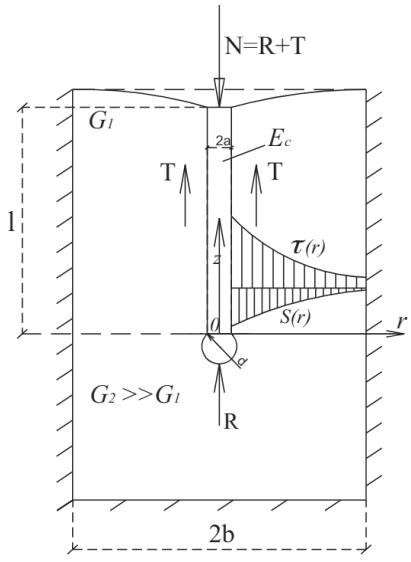


Рисунок 1.23 - Расчётная схема длинных свай с уширением по Тер-Мартиросяну З.Г. и Тер-Мартиросяну А.З. [228]

Вертикальные перемещения грунта вокруг сваи S (z) коэффициент, учитывающий глубину действия штампа, , касательных напряжений τ_a (z) и вертикальных напряжений

$\sigma_0(z)$ в зависимости от вертикальной координаты z определено по формулам:

$$S(z) = p\left(\frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{\lambda E_C (e^{\lambda z} + e^{-\lambda z})} + D\frac{e^{-\lambda l} + e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}e^{\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}\frac{\pi a_0(1-\nu)}{4G2}K_l\right); \quad (1.18)$$

$$\tau_a(z) = p\left(\frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + D\frac{\lambda E_C \pi a_0(1-\nu_2)K_l e^{-\lambda l}e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}e^{\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}\right); \quad (1.19)$$

$$\sigma_z(z) = p\left(\frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + D\frac{e^{-\lambda l}e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}\frac{\pi a_0(1-\nu_2)}{4G_2}K_l\right); \quad (1.20)$$

где p – распределённая нагрузка; e – основание натурального логарифма (число «е»).

По результатам сравнения аналитических и численных решений авторы задачи показывают возможность достижения такого оптимального распределения общего усилия между боковой поверхностью и пятой сваи и повышения доли нагрузки на пяту сваи на величину до 30-40% при соблюдении необходимых условий по предельным нагрузкам и осадкам.

Одиночные сваи с поверхностными уширениями на вертикальные воздействия

Методика расчёта одиночных свай с поверхностными уширениями, свай «расширяющимися к верху» или с углами сбега на действие статических нагрузок базируется на методике определения несущей способности пирамидальной сваи. Хазиным В.И., Зоценко Н.Л. и Головачёвым А.С. в 60-х - 70-х годах прошлого столетия было выявлено, что пирамидальная свая под действием внешней силы P_c встречает реактивный отпор со стороны уплотнённого при погружении сваи грунта. Кроме того, между боковой поверхностью сваи и грунтом возникают силы трения и сцепления, направленные вдоль наклонных граней пирамидальной сваи.

Сумма всех сил сопротивления грунта, нормальных к боковой грани сваи, представляют собой равнодействующую сил отпора грунта *R*. Равнодействующая сил трения и сцепления по одной грани обозначается через *F*. При равновесии пирамидальной сваи, находящейся под осевой нагрузкой P_c , сумма проекции всех сил на ось сваи равна 0, т.е.

$$P_c - 4R\sin\alpha - 4F\cos\alpha = 0 \quad (1.21)$$

С учётом закона Кулона можно записать следующее выражение сил трения и сцепления:

$$F = Rtg\varphi_y + c_y F_{гр}, \quad (1.22)$$

φ_y- угол внутреннего трения уплотнённого грунта; c_y- сцепление уплотнённого грунта.

Методика для свай с углами сбега статического расчёта несущей способности коротких пирамидальных свай по первому предельному состоянию рекомендована авторами для практического использования как упрощённая.

Методика определения несущей способности свай с поверхностными уширениями отсутствует.

В СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» для свай «расширяющихся к верху» - пирамидальной, трапецеидальной и ромбовидной свай, прорезающих песчаные и глинистые грунты, F_d, кН, с наклоном боковых граней $i_p \le 0{,}025$ несущую способность следует определять по формуле:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} R A + \sum h_i (\gamma_{R,f} u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r \right) \quad (1.23)$$

где γ_c, $_c$ - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый γ_c = 1; R, A, $\gamma_{R,R}$, $\gamma_{R,f}$ – см. формулу (1.5); f_i - расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа (тс/м^2), принимаемое по табл.2. СП 24.13330.2021;h_i - толщина 1-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м; u_i - наружный периметр i-го сечения сваи, м; $u_{0,i}$ - сумма размеров сторон i-го поперечного сечения сваи, м, которые имеют наклон к оси сваи; i_p - наклон боковых граней сваи в долях единицы; E_i - модуль деформации i-го слоя грунта, окружающего боковую поверхность сваи, кПа (тс/м^2), определяемый по результатам компрессионных испытаний; k_i - коэффициент, зависящий от вида грунта и принимаемый по табл. 4. СП 24.13330.2021; ζ_r - реологический коэффициент, принимаемый ζ_r = 0,8.

Готман А.Л. в своих работах [48-50] определяет несущую способность пирамидальных (конусных) свай расширяющихся к верху переменного сечения в неоднородном многослойном основании (n слоёв в пределах длины сваи) с постоянными в пределах отдельных слоёв сопротивления трению f и нормальному давлению R. Расчётная схема сваи представлена на рис. 1.24. При этом сечение сваи d_z изменяется с глубиной линейно по следующему закону:

$$d_z = d_0 - \xi z$$
$$\xi = \frac{d_0 - d_i}{l} \quad (1.24)$$

где d_0 и $d_н$ – размер сечения сваи соответственно в уровне поверхности грунта и её нижнего конца при длине сваи l; l_n – длина пирамидальной части сваи, z – текущая координата по глубине.

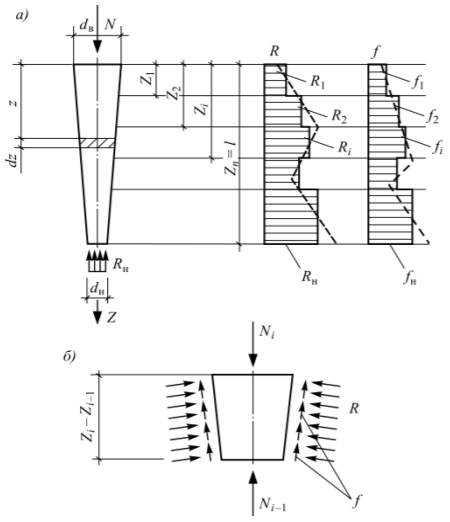


Рисунок 1.24 - Расчётная схема сваи по А. Л. Готману [50]: *а)* – всей сваи; *б)* – её *i*-го участка

Величина сопротивления пирамидальной сваи действию вертикальной вдавливающей нагрузки из условия равновесия автор определяет по формуле:

$$F = R_н A_н + fl(u_0 - 2\xi l) + Rl\xi\left(\frac{u_0}{2} - \xi l\right) \qquad (1.25)$$

где $R_н$ – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи; $A_н$ – площадь сечения нижнего конца сваи; u_0 – периметр сечения сваи в уровне поверхности грунта. При этом автор отмечает, что формула (1.25) является универсальной, так как справедлива для любых типоразмеров свай, в том числе для пирамидальных, клиновидных, и призматических по форме ствола, круглых, квадратных и прямоугольных форм поперечного сечения.

Одиночные сваи с уширениями на горизонтальные воздействия

Многолетний опыт строительства показывает эффективную работу свай с уширениями на статические горизонтальные воздействия.

Существуют многие методы оценки жесткости горизонтально нагруженных свай в грунте (А.С. Буслов [25-27] В.В. Левенстам [162], B. Broms [251] и др. [50,52, 71, 173, 175]). Расчёт свай на горизонтальную нагрузку ведут в упругой линейно-деформируемой среде, характеризуемой коэффициентом постели K или C_z.

В силу действующих строительных норм и правил, включая СП 24.13330.2011, классификация свай на гибкие и жесткие, с учетом эластичности грунта и их длины, основывается на расчетной глубине их заглубления в грунт (L). Эта величина вычисляется по формуле, разработанной К.С. Завриевым [71]:

$$L = l\frac{kb_p}{\gamma_c EI}\frac{1}{5} \qquad (1.26)$$

где l – глубина погружения сваи в грунт; K – коэффициент податливости грунта; γ_c – коэффициент условий работ; EI – то же, что в формуле (1); b_p – условная ширина сваи, учитывающая пространственный характер ее работы, b_p = 1,5d + 0,5; при $l \leq 1$ сваи рассматриваются как короткие жесткие, при $l > 1$ – как длинные гибкие.

Величина коэффициента постели для обычных свай согласно действующего СП 24.13330-2011 изменяется по глубине по линейной зависимости, дана в табличном виде и зависит только от физических характеристик грунта.

В работе Готмана А. Л. [50] представлена методика расчёта пирамидальных свай с наклонными боковыми гранями, комбинированного переменного сечения и пирамидальной с концевым сферическим уширением (см. рис. 1.25), в которой определяется для каждого слоя грунтового основания свой коэффициент постели K_i., учитывающий характеристики грунта в пределах каждого слоя, а также размер поперечного сечения сваи и величины перемещения сваи и в общем виде записывается следующим образом:

$$K = f(E, \mu, b, U, l) \tag{1.27}$$

где K – коэффициент постели; E и μ – модуль деформации и коэффициент Пуассона; b – размер поперечного сечения сваи; U – горизонтальное перемещение сваи; l – глубина от поверхности грунта.

Методы определения коэффициента постели по D. Rollberg [302]: по теоретическим формулам с использованием ряда эмпирических параметров; зондирование; испытания прессиометром; испытания горизонтального штампа и по данным испытаний свай горизонтальной нагрузкой.

Отличие расчётной схемы сваи без уширения в представленной методике заключается в граничных условиях на нижнем конце сваи. В соответствии с результатами экспериментов нижний конец сваи благодаря наличию уширения закреплён без возможности горизонтального перемещения при перемещении ствола сваи от действия горизонтальной нагрузки с возможностью поворота. Поэтому граничные условия принимаются следующим образом [50]:

$$z = l, U_e = 0, M_e = 0, Q_e = P \tag{1.28}$$

где P – реактивная поперечная сила, возникающая в уровне нижнего конца сваи.

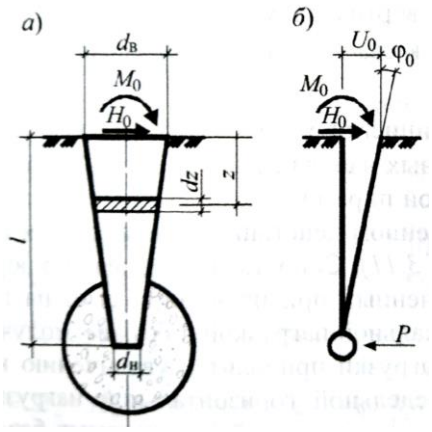


Рисунок 1.25 - Расчётная схема пирамидальной сваи с концевым сферическим уширением по А. Л. Готману [50]: *а* – схема сваи с нагрузками; *б* – схема деформации сваи

Реактивная поперечная сила, возникающая в уровне нижнего конца сваи определяется по формуле:

$$P = \frac{H_0\left(\Phi_1 - \Phi_2 l\right) + M_0(\Phi_2 - \Phi_3 l)}{J_2 + lJ_1} \tag{1.29}$$

где $\Phi_1 = 4D - 3\xi C, \Phi_2 = 6B - 4\xi D, \Phi_3 = 12A - 6\xi B$

Однако в разработанной методике не учитываются параметрические характеристики окологрунтового пространства под нижней шаровой поверхностью концевого уширения сваи и технология его образования, что возможно отразиться в числовом выражении реактивной поперечной силы.

Согласно результатам аналитического исследования, выполненного Бусловым А.С. [25-27], продемонстрировано воздействие кольцевого уширения в верхней, подверженной сжатию, части грунта на деформации моносвайных опор, испытывающих горизонтальную нагрузку (иллюстрация представлена на рис. 1.26). Автор отмечает, что в доступной литературе вопросы расчета свай, подверженных горизонтальным нагрузкам и имеющих кольцевые уширения, освещены крайне недостаточно. С целью определения специфики работы горизонтально нагруженной свайной опоры с кольцевым уширением и формулировки задач для будущих исследований, был выполнен предварительный анализ с использованием метода конечных элементов, изучающий влияние уширения на распределение напряжений и деформаций, а также на силовое взаимодействие фундамента с упругим грунтом [26, 27].

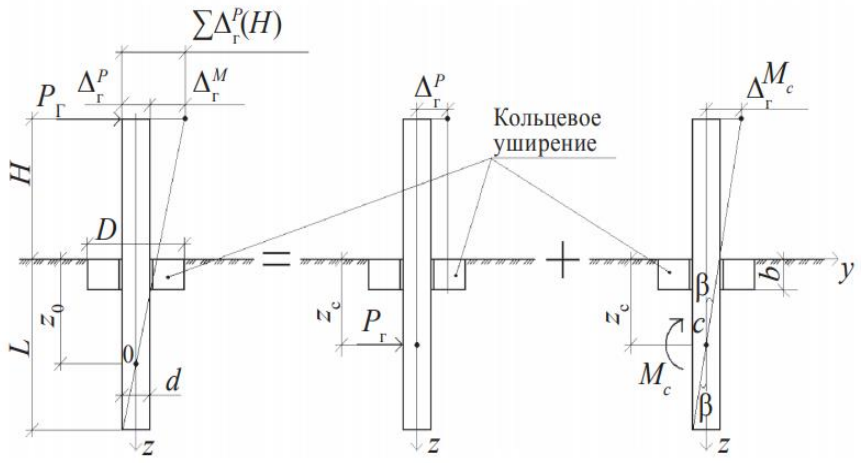


Рисунок 1.26 - Схема для определения перемещений горизонтально нагруженной сваи с кольцевым уширением: *а* - суммарное перемещение сваи в месте приложения нагрузки *Рг* на высоте *Н*; *б* - плоскопараллельное перемещение сваи под действием *Рг*, приложенной в центре тяжести с эпюры бокового отпора грунта; *в* - поворот сваи под действием M_C, приложенного в центре тяжести эпюры бокового отпора грунта [26, 27]

Установлено, что в процессе создания дополнительного сопротивления смещению горизонтально нагруженной сваи задействованы как внешняя поверхность расширенной

кольцевой части, так и ее основание. Это обусловлено возникновением сил трения между основанием и грунтом при горизонтальном сдвиге, а также вертикального отпора, проявляющегося при наклоне плиты под воздействием моментной силы. Для расчетов в данной методике применяются формулы, определяющие коэффициент постели, который, в свою очередь, позволяет вычислить «отпорность» грунта, используя модуль общей деформации для случаев воздействия на штампы прямоугольной и круглой формы посредством сосредоточенной силы и момента. В соответствии с предложенной расчетной схемой (см. рис. 1.24) общие горизонтальные смещения опоры ∑Δг на высоте Н равны:

$$\sum \Delta_г = \Delta_г^{р} + \Delta_г^{м} \tag{1.30}$$

$$\Delta_г^{р} = \frac{P_г - \beta m \sigma_{кр} \frac{\pi d^2}{4} \alpha^2}{C_р \left[L + b(\alpha - 1) \right]} + \frac{P_г (H + Z_c) - \beta m \sigma_{кр} \frac{\pi d^2}{4} \left[(Z_c - b)(\alpha^2 - 1) + (L - Z_c) \right]}{C_р \left[\frac{2}{3} \xi (L - Z_c)^3 \xi_1 \alpha^3 d^3 \right]} \tag{1.31}$$

где

$$\beta = \frac{f_{тр}}{\sigma_{кр}}; \alpha = \frac{D}{d}; Z_c = \frac{b^2(\alpha - 1) + L^2}{2b(\alpha - 1) + 2L}; m = \frac{P_г}{P_{кр}}; \xi = \frac{C_M^{балка}}{C_P} = \frac{6\varpi в}{\pi L}; \xi = \frac{C_M^{круг}}{C_P} = \frac{32\varpi}{6\pi};$$

$C_р = \frac{E_0}{\varpi(1 - \mu_0^2)}$ - «отпорность» основания при вдавливании штампа, принимаемая равной $C_р = kd$, где k – коэффициент постели; $C_M^{балка} = \frac{6E_0 b}{\pi(1 - \mu_0^2)L}$ - «отпорность» при повороте прямоугольного фундамента $C_M^{круг} = \frac{32E_0}{6\pi(1 - \mu_0^2)}$ «отпорность» при повороте круглого фундамента. Устройство кольцевого уширения в верхней сдвигаемой зоне грунта в исследованиях показало значительное (в 4…8 раз) уменьшение перемещений горизонтально нагруженной сваи по сравнению с аналогичной по размерам сваей без кольцевого лежня.

Группы свай с уширениями

Значительные статические нагрузки передаются на кусты или группы свай, соединённые плитой. Значительный вклад в изучение вопросов взаимодействия свай с грунтом в группе свай внесли следующие отечественные ученые Аббасов П. А., Абелев Ю. М. [2], Барвашов В. А. [11], Бартоломей А. А. [12-14], Бахолдин Б. В. [16, 17], Беленький С. Б. [21], Березанцев В. Г. [22, 23], Голубков В. Н. [40], Григорян А. А. [55-58], Далматов Б. И. [59 – 61, 348], Девальтовский Е. Э. [63, 242], Дорошкевич Н. М. [348], Егоров К. Е., Сорочан Е.А. [224, 348],

Скибин Г. М. [217, 218], Пилягин А.В. [194, 195], Знаменский В. В. [73 - 75], Зарецкий Ю. К., Фадеев А. Б. [241, 242], Федоровский В. Г. [243 - 246], Развадовский Д. Е., Hooper J.A. [301, 302], Kedzi A. [305], Poulos H. G. [334 - 338], Sheil B. B. [345], Whitaker T. [363, 364] и др. Проведенные в период с 80-х по 90-е годы опытные работы выявили значительные различия в работе свай, расположенных в свайных кустах, по сравнению с отдельными сваями.

Исследования, посвященные взаимодействию забивных свай, установленных группами, проводились как российскими, так и зарубежными исследователями [40, 51-53, 74, 75, 203, 261, 262, 295, 297, 298, 300, 303, 305, 318, 320, 323, 360]. Они были сосредоточены на анализе уплотнения грунта в процессе погружения свай в составе группы и при их последующей эксплуатации, а также на определении напряженно-деформированного состояния грунта между сваями и в их основании. Кроме того, изучалось влияние геометрических характеристик фундамента (длины и расстояния между сваями) на несущую способность свай и степень участия ростверка в распределении нагрузки.

Определение осадки свайного куста согласно СП 24.13330.2021 возможно только в пределах определенных условий – для небольших групп с числом свай не более 25 (n≤25) и для крупных свайных полей. При расчете осадок малой группы свай учитывают их взаимное влияние. Расчет осадки *i*-й сваи в группе из n свай (S_i) при известном распределении нагрузок между сваями производится по формуле [6]:

$$S_i = S(N_i) + \sum_{j \neq 1} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, \tag{1.32}$$

где $S(N)$ - осадка одиночной сваи;

δ_{ij} - коэффициенты, рассчитываемые в зависимости от расстояния между *i*-й и *j*-й сваями; N_j - нагрузка на *j*-ю сваю. слой грунта с модулем сдвига G_1, Мпа; l - длина сваи, м.

Осадка одиночной сваи без уширения определяется по формуле:

$$S(N_i) = \beta \frac{N}{G_1 l}, \tag{1.33}$$

где N - вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, N = 0,967 МН; β - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - \beta'/\alpha'}{\chi}, \tag{1.34}$$

Здесь β' = $0{,}17 ln(k_v G_1 l / G_2 d)$ - коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае;

α' = 0,17$ln(k_{v1}l/d)$ - тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками G_1 и ν_1; = EA/G_1l^2 - относительная жесткость сваи; EA - жесткость ствола сваи на сжатие, МН;

λ_1 - параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле:

$$\lambda_1 = \frac{2{,}12\chi^{3/4}}{1+2{,}12\chi^{3/4}}, \tag{1.35}$$

где k_v, k_{v1} - коэффициенты, определяемые по формуле:

$$k_v = 2{,}82 - 3{,}78v + 2{,}18v^2 \tag{1.36}$$

соответственно при $v=(\nu_1 + \nu_2)/2$ и при $v = \nu_1$.

Характеристики G_1 и ν_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и ν_2 - в пределах 0,5l, т.е. на глубинах от l до 1,5l от верха свай. Чтобы найти осадку всего свайного куста, необходимо найти коэффициенты δ_{ij}, учитывающие взаимное влияние свай:

$$\delta = 0{,}17 \cdot \ln\frac{k_v G_1 l}{2G_2 a}, \text{ если } \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} > 1 \text{ и } \delta = 0, \text{ если } \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} \le 1 \tag{1.37}$$

Для свай номер 2, 3 и 5 значение будет одинаково, так как они находятся на одинаковом расстоянии от сваи 1 (рис. 6.1):

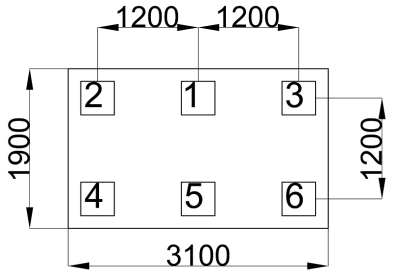


Рисунок 1.27 - Нумерация свай в кусте из 6-ти штук

Характерный график работы сваи в таком основании представлен на рис. 1.28 (кривая I).

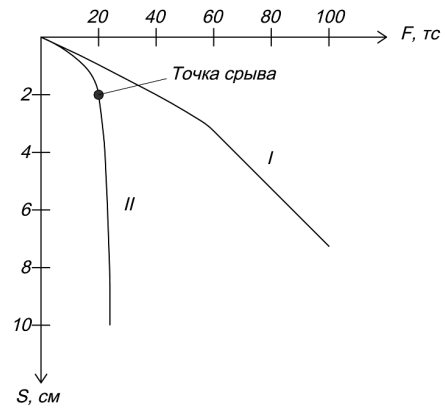


Рисунок 1.28 - Характерные графики работы свай

В слабых грунтовых основаниях несущая способность сваи определяется работой ее боковой поверхности (кривая II). Точка перелома на графике четко определяет предельную нагрузку на сваю.

В большинстве случаев работа свай характеризуется графиками, располагающимися между кривыми первого и второго типов.

По кривым типа I практически невозможно найти предельные величины сопротивления свай. А вопрос об определении их несущей способности носит чисто теоретический характер, так как эксплуатационная пригодность ограничена деформациями, которые наступают задолго до приложения предельных нагрузок.

Существующие правила проектирования не учитывают свайно-плитные фундаменты с уширениями, не выделяя их в самостоятельную категорию; их расчет и проектирование ведутся по методикам, применяемым для свайных ленточных или кустовых фундаментов без уширений. При этом, при расчете, взаимодействие свай с грунтом принимается по принципу работы одиночной сваи, а влияние плиты на грунт и на сами сваи не учитывается. Следовательно, текущая нормативная расчетная модель нельзя признать полностью обоснованной с теоретической точки зрения.

В своих исследованиях [46, 51 - 53] Н.З. Готман определила и доказала два основных фактора, влияющих на поведение одиночной сваи в составе свайного поля:

- изменение исходного состояния грунта в пространстве между сваями, обусловленная их заглублением и уплотнением грунта, что сопровождается увеличением давления в порах, разрушением и формированием новых связей в структуре грунта, в конечном итоге приводя к увеличению его несущей способности;

- взаимное воздействие свай через грунт, возникающее из-за перекрытия уплотненных и напряженных зон, что формирует сложное распределение напряжений и деформаций в основании.

«Результатом взаимодействия всегда будет снижение сопротивляемости основания, а следовательно, и деформативности свайного куста по сравнению с таким же количеством одиночных свай. При увеличении расстояния между сваями их сопротивление по грунту растет и соответственно увеличивается коэффициент поэтому поиск оптимального шага свай в поле может выполняться в диапазоне 4d - 6d (d - поперечный размер сваи) [52].»

При этом в разработанной методике определения предельного сопротивления основания сваи в составе группы свай схема развития дополнительных напряжений в грунте в межсвайном пространстве при нагружении группы свай представлена в виде цилиндрического объёма (ячейки), моделирующего поведение сваи в свайном поле (см. рис. 1.29).

Для расчета несущей способности ростверка свайного поля рекомендуется использовать методику, основанную на результатах статического испытания отдельной сваи. При этом

необходимо учитывать влияние взаимодействия между сваями в массиве свай, передаваемое через грунт.

$$F_{dr.c} = \frac{F_{ducn.} F'_{dr.c}}{F'_{do.c}} \quad (1.38)$$

где $F_{dr.c}$ - предельное сопротивление основания (несущая способность) сваи в составе группы свай; $F_{ducn.}$ - предельное сопротивление основания одиночной сваи, определяемое по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; $F'_{dr.c}$ и $F'_{do.c}$ - предельное сопротивление основания одиночной сваи в составе группы свай и одиночной сваи, определяемые по методике. изложенной в работе [51].

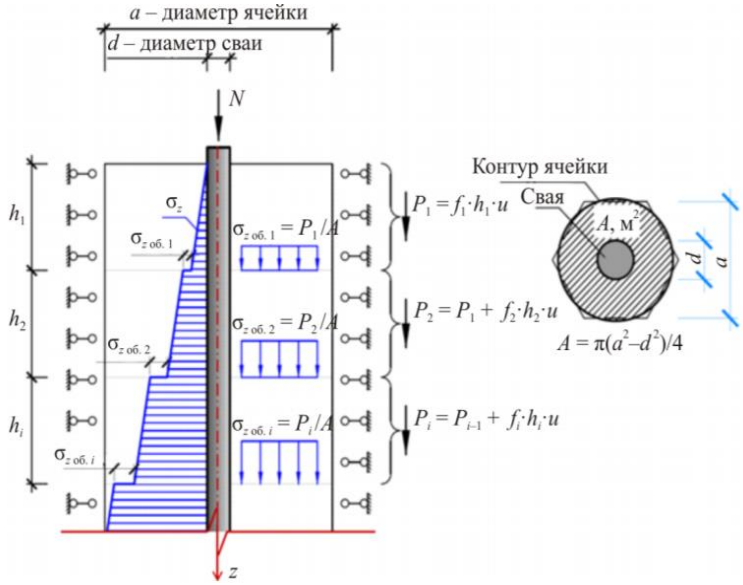


Рисунок 1.29 - Схема развития дополнительных напряжений в грунте в межсвайном пространстве при нагружении группы свай по Готман Н.З. [52]: P_1 – нагрузка, передаваемая боковой поверхностью сваи на грунт на участке h_1, т; P_2, P_i – нагрузка, передаваемая боковой поверхностью сваи на грунт на участках h_2, h_i с учётом дополнительных напряжений $\sigma_{z\ об.1}$ и $\sigma_{z\ об.i-1}$, т; f_1, f_2, f_3 – среднее значение сопротивления сваи по боковой поверхности на участках h_1, h_2, и h_i соответственно, т/м^2; u – периметр поперечного сечения сваи, м; A – площадь грунта в поперечном сечении «ячейки», м^2; $\sigma_{z\ об}$ – дополнительные вертикальные напряжения, возникающие в результате взаимодействия свай через грунтовую среду, т/м^2.

В соответствии с разработанной Н.З. Готманом методикой, сопротивление группой свай в условиях поля P_2 определяется как зависимость от сопротивления отдельной сваи Р1. Величина P_1, в свою очередь, устанавливается на основе результатов статического испытания сваи и зондирования грунта – это сопротивление сваи, достигнутое при полном развитии сил трения по её боковой поверхности. Коэффициент, учитывающий влияние взаимодействия между сваями в поле, вычисляется посредством сопоставления результатов расчетов и анализа кривых зависимости «нагрузка-осадка» для одиночной сваи и сваи в группе. Он представляет собой отношение несущей способности сваи в поле к несущей способности одиночной сваи при

одинаковой осадке *S*, которая соответствует предельно допустимой осадке здания. Дополнительно, *S* – это осадка, характеризующая участок «упругих деформаций» на кривой «нагрузка-осадка» одиночной сваи. Расчет коэффициента осуществляется с использованием осесимметричной модели решения упругопластической задачи, учитывающей параметры поля (расстояние между сваями и их длину) и допустимую предельную осадку здания.

Значения P_j (для одиночной сваи) устанавливались по графику "нагрузка-осадка" при осадке S_j, соответствующей началу развития пластических деформаций под нижним концом сваи. Эта точка на кривой «нагрузка-осадка» знаменует переход от упругой деформации основания к упругопластической, и является концом линейного участка графика, после которого зависимость "нагрузка-осадка" становится нелинейной. Значения Рг (для сваи в поле) определялись по графику "нагрузка-осадка" при осадке S2, равной предельной допустимой осадке здания (12 см). Применяемый метод позволяет анализировать напряженно-деформированное состояние как одиночной сваи, так и свайного поля в целом, используя единую модель грунта, без необходимости введения эмпирических допущений.

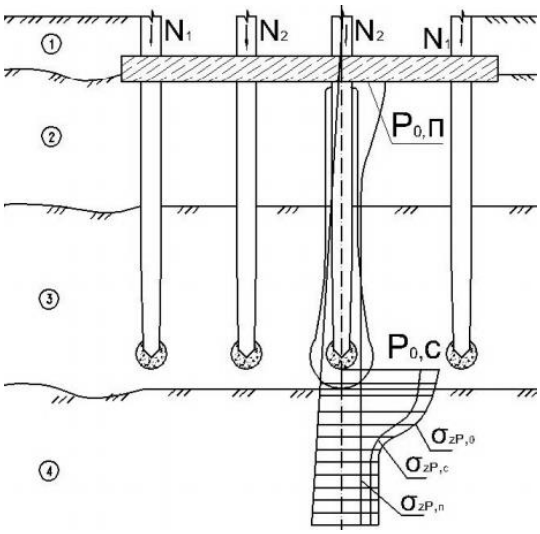


Рисунок 1.30 - Расчётная схема по В.С. Глухову [36-38]

Однако, до настоящего времени он не использовался для оценки несущей способности свай, имеющих уширения.

В работах В.С. Глухова [36-38] отмечается перспективным направлением применение свай в пробитых скважинах с уширением (СПСУ). При расчете основания по второй группе предельных состояний учитывались дополнительные вертикальные напряжения σ_{zp} от давления $P_{\text{о.п.}}$ под подошвой ростверка давления под подошвой уширения $P_{\text{ос}}$ (рис. 1.30). В результате расчета увеличение осадки фундаментов здания за счет учета работы ростверков в данном случае не превышало 8%. В каждом конкретном случае влияние плиты ростверка на осадку группы свай с концевыми уширениями следует оценивать в зависимости от нагрузок, геометрических параметров плитно-свайного фундамента и характеристик грунтового основания. По результатам многочисленных экспериментов на внецентренно нагруженных группах свай определяющими факторами, влияющими на НДС по мимо длины, размеров поперечного сечения свай, их числа в группе, расположения в плане и деформационных характеристик грунтовых пород, являются также осевые расстояния между сваями и величина эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки.

Показатель относительной пространственной гибкости внецентренно нагруженных групп свай в грунте (по Буслову А.С.) зависит от жёсткости свайной группы на изгиб, модуля деформаций, длины сваи и коэффициента Пуассона и определяется по формуле:

$$F = 0,635I\left[E/\left(1-\nu^2\right)\left(E_б I\right)_г^{1/4} \right] \quad (1.39)$$

Рекомендована следующая классификация групп свай по показателю F:

F < 0,5 – жёсткая группа (поворачивается в грунте без изгиба); 0,5 ≤ F ≤ 1,0 – группа средней жёсткости (поворачивается в грунте с изгибом); 1 < F - гибкая группа (изгибается в грунте без горизонтального смещения нижних концов свай).

Согласно подходу, предложенному В. В. Знаменским в его работах [73–75], при расчете свайных полей на воздействие в горизонтальной плоскости, ключевым фактором, влияющим на точность и достоверность результатов, является корректное преобразование данных о сопротивлении отдельной сваи, воспринимающей горизонтальную силу со свободной головкой, в характеристики группы свай, подверженной аналогичной нагрузке [74, 75]. Основная трудность этого преобразования обусловлена тем, что средняя несущая способность сваи в составе группы, нагруженной горизонтально, значительно отличается от сопротивления отдельной сваи. Эта разница учитывается с помощью коэффициента кустового эффекта, значение которого определяется по следующей формуле::

$$K_{кэ} = \frac{P_{гг}}{nP_{го}} \quad (1.40)$$

где $P_{гг}$ - сопротивление горизонтально нагруженной группы, соответствующее определённому горизонтальному перемещению ростверка на уровне поверхности грунта; $P_{го}$ - сопротивление горизонтальной нагрузке одиночной сваи со свободной головой при том же горизонтальном перемещении; n – число свай в группе. В разработанной методике Знаменский В. В. предлагает коэффициент кустового эффекта определять произведением двух коэффициентов – коэффициента защемления $K_з$, учитывающего заделку головы сваи в ростверк и коэффициента взаимовлияния свай - $K_{вв}$, учитывающего взаимовлияние свай при их совместной работе в фундаменте:

$$K_{кэ} = K_з K_{вв} \quad (1.41)$$

Из анализа нормативной документации, а также выполненного литературного обзора, следует, что в настоящее время недостаточно данных о методике конструирования и расчёта фундаментов из группы свай с концевыми и поверхностными уширениями, позволяющая

определять параметры фундамента, обеспечивающие эффективное взаимодействие трех компонентов: свай с поверхностными и (или) концевыми уширениями, ростверка и грунта.

1.2.3 Методы проектирования одиночных и групп свай на динамические воздействия

Природа воздействия колебаний на свайные фундаменты в волновой теории проектирования

Из всех типов воздействий на конструкции свайных фундаментов наибольшее разрушающее действие оказывают динамические:

- *подвижные* постоянного или переменного значения в связи с движением транспорта, грузовых кранов и т.д. (рис. 1.31);

- *гармонические* от производственного оборудования и движения транспорта;

- *сейсмические* в результате землетрясения техногенного и природного характера.

В городской среде, особенно при плотной застройке, актуальны вопросы, связанные с нестабильностью грунта, вызванной подземными источниками вибраций – например, проходящими на небольшой глубине поездами метро и другими объектами, создающими техногенный шум. При строительстве тоннелей методом проходки тоннелепроходческим щитом возникает динамическая нагрузка, обусловленная работой оборудования внутри щита (см. рис. 1.31).

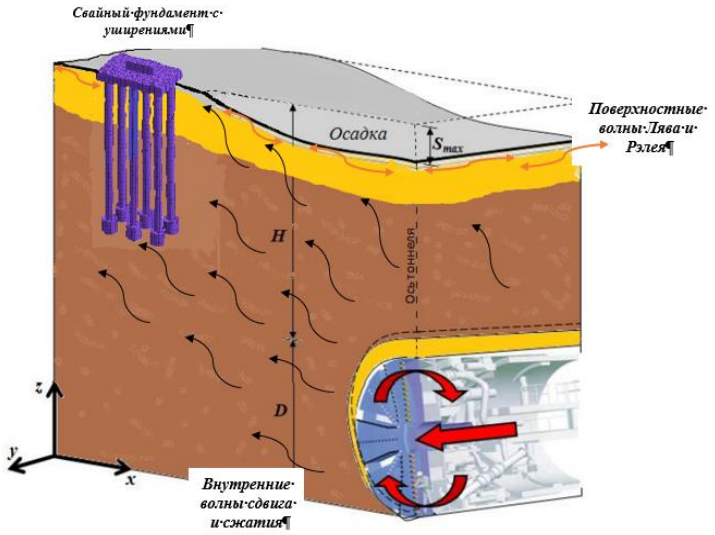


Рисунок 1.31 - Схема колебаний поверхности грунта, создаваемых подземными источниками вибраций – возведением тоннеля щитовым способом

Вибрации, генерируемые при извлечении грунта режущими инструментами, формировании грунтового массива перед щитом и закачке раствора за обделку, способны распространяться до поверхности и приводить к заметным деформациям.

Сейсмические воздействия в результате землятресения возбуждают волны в грандиознейших масштабах, причём поверхностные волны наблюдаются и после того, как они несколько раз обходят вокруг Земли. Их систематическое изучение имеет большое значение для безопасности населения, а также для научного исследования строения и эволюции Земли.

Сейсмостойкость геотехнических конструкций, таких как свайные фундаменты и подземные строения, – относительно молодая область научных изысканий. Обычно, при изучении сейсмической опасности, первым этапом является вычисление динамического воздействия, которое может вызвать землетрясение, чтобы оценить геологические условия и предотвратить возникновение локальных повреждений и разрушений зданий.

Энергия, выделяющаяся из центральной точки очага землетрясения - гипоцентра, передаётся в виде волн, которые разделяют на две группы: объёмные и поверхностные [174, 273, 283, 287, 290, 299]. Объёмные волны распространяются в породах во всех направлениях. Поверхностные - возникают только на поверхности земной коры. Есть два типа объёмных волн: продольные *P* - волны и поперечные *S*-волны. Продольные волны, известные как *P* -волны, передают энергию, вызывая сжатие и расширение грунта вдоль своей траектории. В отличие от них, поперечные волны распространяются медленнее, их скорость обычно не превышает 70% от скорости продольных волн [290 – 292, 306]. Важно отметить, что в водонасыщенных грунтах поперечные волны не могут существовать. Движение частиц грунта при распространении поперечных волн происходит в плоскости, перпендикулярной направлению их движения.

Перемещения частиц могут совершаться в горизонтальном или вертикальном направлении, поэтому признаку имеют в виду два типа поперечных волн: *SH*-волны и *SV*-волны [329, 339]. Поверхностные волны могут также быть разделены на две группы: волны Лява и волны Рэлея (рис. 1.32). При распространении волн Лява частицы грунта движутся в горизонтальном направлении, при распространении волн Рэлея частицы грунта перемещаются в вертикальной плоскости по эллиптической орбите.

Рисунок 1.32 - Схема распространения поверхностных волн [273]

Скорости объёмных и поверхностных волн различны и зависят от типа грунтов, в которых они распространяются. Самые быстрые волны – *P*-волны. Скорость поверхностных волн ниже, чем скорость распространения объёмных волн. На акселерограммах сейсмических колебаний грунта, сначала можно выделить *P*-волны, а затем *S*-волны и затем уже - поверхностные волны. Скорости распространения объёмных волн в грунтах определяются следующими выражениями [273]:

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho}\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}}; \qquad C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho}\frac{1}{2(1+\nu)}} \tag{1.42}$$

где : C_p - скорость распространения продольных волн; C_s - скорость распространения поперечных волн;

- коэффициент Ламе грунта;

$$\lambda = \frac{\upsilon E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{1.43}$$

E - модуль упругости, кН/м^2; ρ - плотность грунта, кг/м^3.

Одним из основных аспектов сейсмологии является поиск подходящих “моделей” распространения волн в зернистых и пористых средах, наиболее общие свойства таких сред с точки зрения свойств их составных частей. Природа распростаняющихся плоских волн в исследованиях рассматривается в однородном, изотропном, упругом твёрдом теле в прямоугольных координатах *x, y, z* смещением *u* точки объема среды, как показано на рис. 1.31, *а* в виде куба ребер. Элементарный куб принимает участие в движении и подвергается перемещению в целом, вращению и изменению формы или деформации, из положения покоя её смещение имеет компоненты в трех координатных направлениях u_x, u_y и u_z. На рис. 1.31, *в* предполагается, что движение полностью происходит в направлении оси *x*, а u_x является функцией только от *x*. Поскольку движение не зависит от *z*, необходимо представить только переднюю грань элементарного куба. Когда левый край перемещается на расстояние u_z, правый край перемещается на $(u_x + \frac{\partial u_x}{\partial x}\Delta x)$. Величина изменения $\frac{\partial u_x}{\partial x}$ - является обычной деформацией расширения, обозначаемая ε_{xx}. Аналогично определяются расширения ε_{yy} и ε_{zz}.

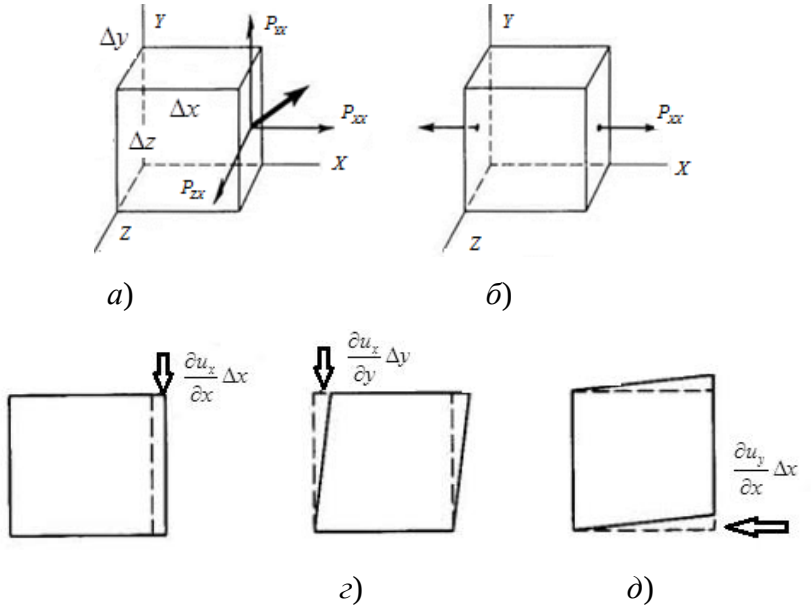


Рисунок 1.33 - Типы деформаций в теории плоских волн: а – недеформированное состояние; б, в – простое растяжение; г – д – простой сдвиг

На рис. 1.33, *г* u_x снова принимается за единственную составляющую движения, но на этот раз это функция только от *y*. Степень изменения квадратной грани на ромбовидную определяется углом между левым краем и линией, перпендикулярной нижнему краю. Поскольку этот угол очень мал, он определяется отношением горизонтального смещения $\frac{\partial u_x}{\partial y}\Delta y$ на вертикальное расстояние Δy, или $\frac{\partial u_x}{\partial y}$. Движение, изображенное на рис. 1.33, *г*, напоминает скольжение слоев, которые начинались параллельно плоскости x_z и оставались параллельными во время движения. Этот вид перемещения называется простым сдвигом. Та же окончательная форма могла быть достигнута другим способом, если бы куб вращался по часовой стрелке на угол $\left[\left(\partial u_x / \partial y\right)/2\right]$, а затем симметрично исказил его, путём растяжения одной диагонали и сжатия другой. На рис. 1.33, *д* показан еще один пример простого сдвига, в котором движение полностью вертикальное. Угол, который измеряет отклонение от квадрата, равен $\partial u_y / \partial x$, а вращение происходит против часовой стрелки на угол $[\left(\partial u_y / \partial x\right)/2]$. Независимо от наличия вращения мерой сдвиговой деформации служит сумма двух частных производных $\partial u_x / \partial y + \partial u_y / \partial x$, которая обозначается символом e_{xy}. e_{yz} и e_{zx} по аналогии представляют собой деформации сдвига в двух других областях.

Шесть компонент деформаций в терминах смещений имеют вид:

$$e_{xx}=\frac{\partial u_x}{\partial x};e_{yy}=\frac{\partial u_y}{\partial y};e_{zz}=\frac{\partial u_z}{\partial z}$$
$$e_{xy}=\frac{\partial u_x}{\partial y}+\frac{\partial u_y}{\partial x};e_{yz}=\frac{\partial u_y}{\partial z}+\frac{\partial u_z}{\partial y};e_{zx}=\frac{\partial u_z}{\partial x}+\frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (1.44)$$

При этом напряжения обозначаются - ρ_{xx}, ρ_{xy} и т.д., первый индекс обозначает направление силы, а второй – плоскость к которой она приложена (см. рис. 1.34). При этом связь между деформациями и напряжениями в теории плоских волн выражается для изотропного тела через коэффициенты Ляме λ и μ:

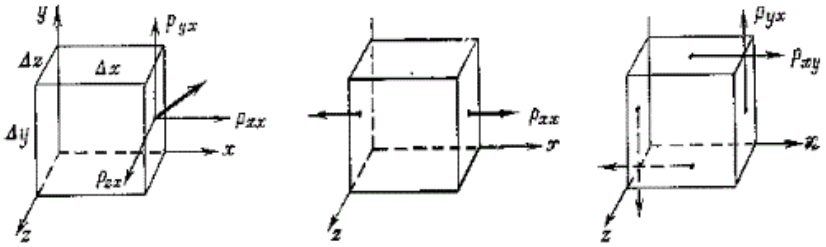


Рисунок 1.34 Типы напряжений

$$\rho_{xx}=(\lambda+2\mu)\varepsilon_{xx}+\lambda\varepsilon_{yy}+\lambda\varepsilon_{zz}$$
$$\rho_{yy}=\lambda\varepsilon_{xx}+(\lambda+2\mu)\varepsilon_{yy}+\lambda\varepsilon_{zz}$$
$$\rho_{zz}=\lambda\varepsilon_{xx}+\lambda\varepsilon_{yy}+(\lambda+2\mu)\varepsilon_{zz} \quad (1.45)$$
$$\rho_{xy}=\mu\varepsilon_{xy};\rho_{yz}=\mu\varepsilon_{yz};\rho_{zx}=\mu\varepsilon_{zx}$$

Сейсмические воздействия на свайные фундаменты и подземные здания и сооружения подразделяют на две категории: колебание грунта и разрушение его массива, окружающего фундаменты и подземные здания и сооружения такие, как разжижение и излом. При чем излом свай в основном происходит из-за смещения разжиженного грунта и его массивного передвижения (сдвига), например по склону. Для длинных свай, например под опоры мостов или высотных зданий, их излом происходит и в результате смещения поверхностных разломов грунтовых массивов, но такой тип деформации очень редок, а если и встречается при землетрясениях, то может быть рассмотрен, как частный случай решения задачи.

Смещения поверхностных разломов грунтовых массивов могут вызвать серьезные локальные повреждения, но по сравнению с повреждениями, вызванными сильными сотрясениями земли, этот тип повреждений, хотя и значительный, но довольно редок. Работы [180, 200 - 202, 213, 260] предоставляют всесторонний обзор сейсмогенных разломов, подверженных риску во всем мире. Даже при очень сильных землетрясениях площадь,

подверженная прямому смещению поверхностных разломов, намного меньше, чем площадь, подверженная сильным сотрясениям грунта.

Анализ проектирования и исследования показывает - в грунтовых массивах со слабосвязанными между собой частицами движение фундамента отличается от движения в свободном грунтовом массиве из-за сцепления между частицами грунта и подземной части здания (сооружения) во время землетрясения. Это взаимодействие является результатом рассеивания волн от фундамента и излучения энергии от конструкции из-за структурных колебаний. Из-за этих эффектов состояние деформации (смещения частиц, скорости и ускорения) в несущем грунте отличается от состояния в свободном массиве. В результате динамический отклик конструкции, опирающейся на слабый грунт, может существенно отличаться по амплитуде и частоте от отклика идентичного, если фундамент или конструкция опирается на жесткий грунт.

Совместно рассматриваемая система «грунт-подземная часть здания» (рис. 1.35) демонстрирует пиковый структурный отклик на более низкой частоте, чем аналогичная конструкция с жесткой опорой.

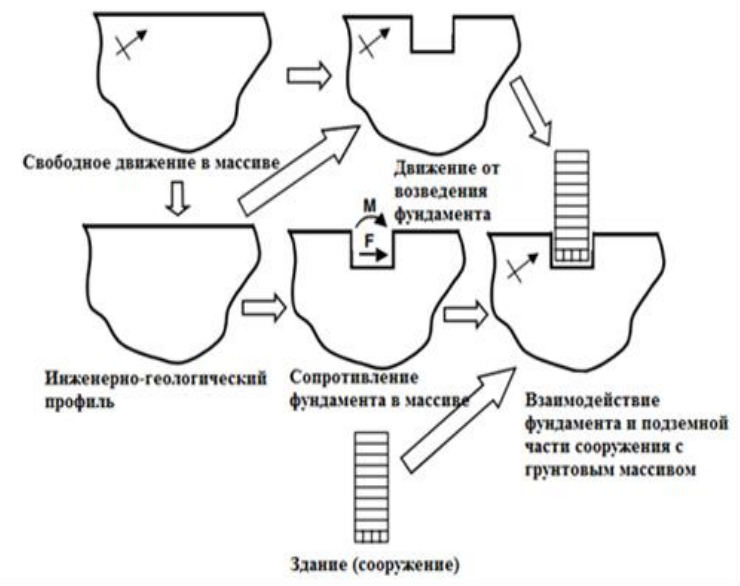


Рисунок 1.35 - Взаимодействие грунтового массива с фундаментом и подземной частью здания

Кроме того, на амплитуду структурного отклика влияет дополнительная диссипация энергии, вызванная демпфированием грунта и фундамента [131, 271, 272].

Необходимо также выделить аналитический подход, созданный профессором Е.Н. Курбацким в РУТ (МИИТ). Этот метод предназначен для определения интенсивности колебаний земной поверхности, вызванных источниками, находящимися внутри грунта, и опирается на принцип взаимности (иллюстрировано на рис. 1.36).

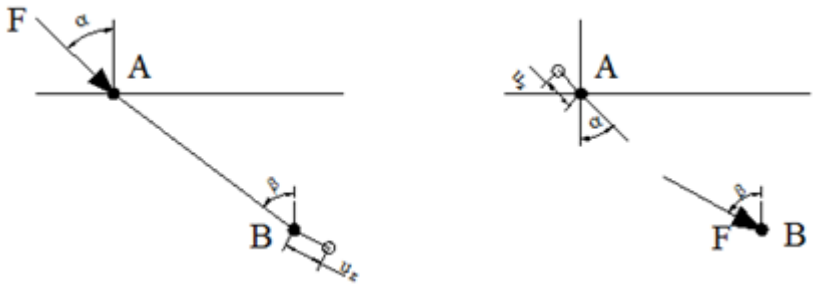


Рисунок 1.36 - Метод определения интенсивности колебаний земной поверхности, вызванных источниками, находящимися под ней, разработан на базе принципа взаимности

Теорема взаимности для динамических задач теории упругости принимается в следующей формулировке: «*если сила F(t), приложенная в направлении α в некоторой точке A упругого, анизотропного, неоднородного пространства, вызывает в другой точке B в направлении β перемещение, равное u(t), тогда эта же сила F(t), приложенная в точке B в направлении β, вызовет в точке A в направлении α перемещение, равное u(t)*». В исследованиях, представленных в [155, 158, 230], Курбацкий Е.Н. и Титов Е.Ю. использовали подход, основанный на формуле Лява [240], для анализа динамики тоннельной обделки под воздействием переменной сосредоточенной нагрузки. При разработке методики они опирались на это решение, которое описывает распространение волн в бесконечной среде, вызванное приложением силы в точке начала координат:

$$u_x = \frac{F}{4\pi\rho}\left\{\frac{\partial^2 r^{-1}}{\partial x^2}\int_{r/\alpha}^{r/\beta} t' f(t-t')dt' + \frac{1}{r}\left(\frac{\partial r}{\partial x}\right)^2\left[\frac{1}{\alpha^2} f\left(t-\frac{r}{\alpha}\right) - \frac{1}{\beta^2} f\left(t-\frac{r}{\beta}\right)\right] + \frac{1}{r\beta^2} f\left(t-\frac{r}{\beta}\right)\right\} \text{-1.46}$$

$$u_y = \frac{F}{4\pi\rho}\left\{\frac{\partial^2 r^{-1}}{\partial y^2}\int_{r/\alpha}^{r/\beta} t' f(t-t')dt' + \frac{1}{r}\frac{\partial r}{\partial x}\frac{\partial r}{\partial y}\left[\frac{1}{\alpha^2} f\left(t-\frac{r}{\alpha}\right) - \frac{1}{\beta^2} f\left(t-\frac{r}{\beta}\right)\right]\right\}, \qquad (1.47)$$

$$u_z = \frac{F}{4\pi\rho}\left\{\frac{\partial^2 r^{-1}}{\partial z^2}\int_{r/\alpha}^{r/\beta} t' f(t-t')dt' + \frac{1}{r}\frac{\partial r}{\partial x}\frac{\partial r}{\partial z}\left[\frac{1}{\alpha^2} f\left(t-\frac{r}{\alpha}\right) - \frac{1}{\beta^2} f\left(t-\frac{r}{\beta}\right)\right]\right\}, \qquad (1.48)$$

где F - амплитудное (максимальное) значение силы; $f(t)$ - функция, определяющая форму силы; $\alpha = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}}$ – скорость продольных волн в грунте; $\beta = \sqrt{\frac{\beta}{\rho}}$ – скорость поперечных волн в грунте; λ, μ - параметры Ляме для грунта; ρ - плотность грунта.

В сферических координатах, при условии пренебрежения компонентами, затухающими быстрее, чем, можно получить упрощенное описание волновых процессов. Это допустимо, когда рассматриваемая точка приложения силы находится на достаточном удалении от тоннеля.

В таком случае, продольная волна (P-волна) характеризуется уравнением (1.49), а поперечная волна (S-волна) – уравнением (1.51).

$$u_r = \frac{F\cos\phi}{4\pi\rho\alpha^2 r} f\left(t - \frac{r}{\alpha}\right), \tag{1.49}$$

$$u_\theta = 0, \tag{1.50}$$

$$u_\phi = -\frac{F\sin\phi}{4\pi\rho\beta^2 r} f\left(t - \frac{r}{\beta}\right). \tag{1.51}$$

Для вычисления скоростей частиц и напряжений в грунте, возникающих при распространении продольной волны вдоль тоннельной конструкции, использовалась следующая формула:

$$V_r = \frac{F}{4\pi\rho\alpha^2 r} \dot{f}\left(t - \frac{r}{\alpha}\right), \tag{1.52}$$

$$p_r = \rho\alpha V_r. \tag{1.53}$$

Нормальные напряжения в двух взаимно перпендикулярных направлениях, ортогональных к направлению распространения продольной волны, определяли выражениями:

$$p_{r1} = p_r \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \text{ и } p_{r2} = p_r \frac{\nu_s}{1-\nu_s}. \tag{1.54}$$

Деформации неподкреплённой выработки:

$$u = \frac{pa(1-\nu_2)}{2\mu_2}(1+2\cos 2\phi). \tag{1.55}$$

Вместо сложного описания взаимодействия грунта и тоннельной обделки, для упрощения расчетов был использован единый коэффициент, определяющий степень участия обделки в распределении напряжений и зависящий от её толщины:

$$k = \frac{2(1-\nu_1)}{\left\{\frac{\mu_1}{\mu_2}\left[1-\left(\frac{a}{b}\right)^2\right]+\left[(1-2\nu_1)+\left(\frac{a}{b}\right)^2\right]\right\}}, \tag{1.56}$$

где a и b – внутренний и внешний радиус тоннельной обделки,

ν_1, ν_2 и μ_1, μ_2 - коэффициенты Пуассона и модулей сдвига для материала обделки и грунтового массива. Для тонкостенных цилиндров, к которым можно отнести большинство обделок, формула коэффициента передачи напряжений упрощена. Обозначив толщину обделки $h = b - a$ и полагая $a \cong b$:

$$k = \frac{\mu_2}{\frac{h\mu_1}{b(1-\nu_1)} + \mu_2} = \frac{\mu_2}{\frac{hE}{2b} + \mu_2}, \tag{1.57}$$

где h – толщина тоннельной обделки,

E – модуль упругости материала обделки при плоской деформации.

Влияние давления грунта на ограждающую конструкцию в процессе распространения напряжённого состояния описывалось формулой:

$$p = kp_r \tag{1.58}$$

Влияние трех взаимно перпендикулярных напряжений, возникающих при распространении продольной волны, на радиальные смещения внутреннего контура тоннельной обделки, с учетом коэффициента, характеризующего передачу напряжений и ряда допущений, может быть описано следующим уравнением. Для удобства обозначим отношение $\delta = \frac{\beta}{\alpha}$, для отношения поперечной скорости к продольной скорости, определяются выражением:

$$u_r = \frac{Fka}{8\pi\rho\beta^2\alpha r}\left[1 + \frac{8(1-\delta^2)\delta^2}{3-4\delta^2}\cos 2\phi\right]. \tag{1.59}$$

Одиночные сваи

Исследования показывают, что если предполагаемый расчет или боковое давление при сейсмических воздействиях для рассматриваемой структуры является слишком большим, то должны быть рассмотрены различные способы устойчивости фундамента или стабилизации структуры грунтового массива. Фундамент должен быть разработан такой конструкции, который будет способен противостоять ожидаемым сдвигам грунта, вызванными землетрясениями. К примеру, свайные фундаменты могут позволить зданию оставаться практически без изменений даже при существенных сдвигах. Другим вариантом является фундамент глубокого заложения, который передает структурные нагрузки на определенный несущий элемент с целью обойти сжимаемый слой грунта. Третий вариант заключается в построении «плавающего» фундамента, который является особой разновидностью фундаментов глубокого заложения, в котором вес конструкции балансируется выходом грунта и конструкцией заглубленной части. «Плавающий» фундамент может помочь уменьшить количество качающих сдвигов, вызванных землетрясением, к таким конструкциям можно отнести сваи с уширениями.

Разжижение грунта во время землетрясения – это процесс, который приводит к потере прочности или жёсткости грунтового массива. Эффекты разжижения грунта в работе свай

проявляются следующим образом: увеличивается давление на свайный фундамент, что может привести к их разрушению; сваи могут всплывать или наоборот погружаться в грунт; сваи могут смещаться в поперечных направлениях, если они расположены в разжижаемых грунтах, которые могут перемещаться в пространстве.

В разжижаемых грунтах свайные фундаменты могут всплывать, так как собственный вес разжиженного грунта больше веса фундамента, а так же разжижение вызывает большие осадки и перемещения оснований. Для оценки степени разжижения грунтов существует несколько методов. В работах CUI Chun-yi, ZHANG Shi-ping, YANG Gang, LI Xiao-fei [279] разработано осесимметричное аналитическое решение для исследования вертикальной гармонической по времени вибрации «плавающей» сваи в насыщенном вязкоупругом слое грунта, перекрывающем коренную грунтовую породу (рис. 1.37).

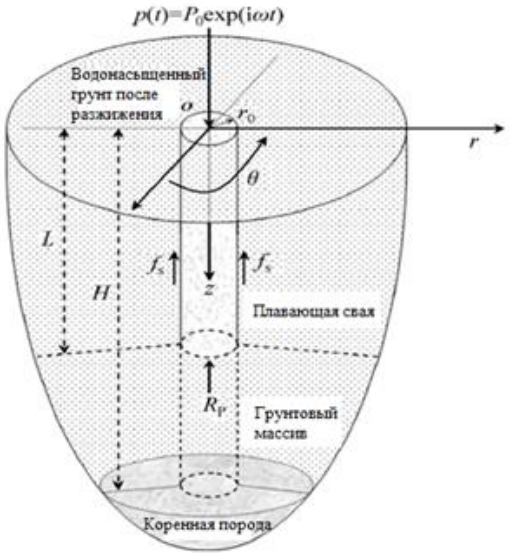


Рисунок 1.37 - «Плавающая» свая в насыщенном вязкоупругом слое почвы , перекрывающем коренную грунтовую породу

Грунт описывается моделью пористой среды, а свая - теорией колебаний балки. Используя теорию разделения дифференциальных и переменных для решения динамических уравнений, получены фундаментальные решения для определеия отклика реакций грунта по боковой поверхности и под нижним концом. Динамическое сопротивление оголовка сваи затем вычисляется путем решения уравнения вибрации сваи в соответствии с условием совместимости между сваей и грунтом. Как показано на рис. 1.37 разжиженный грунт в окологрунтовом цилиндрическом пространстве с радиусом r_0 вокруг сваи длиной L, которая подвергается гармонической возбуждающей силой $p(t) = P_0 \exp(i\omega t), (i = \sqrt{-1})$ с частотой ω в его верхней части (z=0), погружается в насыщенный вязкоупругий слой грунта с перекрывающими его коренной грунтовой породой толщиной H. Модуль упругости сваи равен E_p, а также плотность равна ρ_p. Объемные доли поровой жидкости и почвенные гранулы насыщенного вязкоупругого слоя почвы составляют n L и n S , соответственно, и n S+n L=1. Модуль сдвига грунта равен G, коэффициент вязкого демпфирования *равен η.*, а коэффициент смещения равен ν. Макроскопические плотности гранул грунтовой породы и поровой жидкости равны P^S и P^l соответственно. Кроме того, предполагается, что вибрации системы «свая – разжиженный

грунт» бесконечно малы, а свая и грунт плотно соединены на их границах во время вибрации, а именно, смещения и напряжения являются непрерывными на границах раздела между сваей и грунтом. А f_s и R_p на рис. 1.37 обозначают реакции грунта сбоку и снизу сваи соответственно.

Предложенная модель валидируется путем сравнения частных случаев представленной модели с существующими результатами. Система «свая – разжиженный грунт» при установившейся вибрации в принятой методике удовлетворяет безразмерным граничным условиям и условиям непрерывности, а именно:

- перемещения и напряжения должны быть равны нулю на бесконечности:

$$\overline{W_S}(\infty,\bar{z})=0,\overline{U_S}(\infty,\bar{z})=0,\overline{\tau_{rz}}(\infty,\bar{z})=0 \quad (1.60);$$

- если верхняя поверхность почвы не имеет тяги и проницаема, то для этого требуется:

$$\overline{\sigma_z}(\bar{z},0)=0,\overline{P}(\bar{r},0)=0,\overline{P}(\infty,0)=0 \quad (1.61);$$

- предполагают, что нижняя часть слоя грунта жесткая и непроницаемая, и тогда для этого требуется:

$$\overline{W_S}(\bar{r},\frac{H}{r_0})=0 \quad (1.62);$$

- граница раздела свая/грунт непроницаема, а именно:

$$\overline{U_S}(1,\bar{z})=0 \quad (1.63);$$

- поскольку свая и грунт плотно соединены на их стыках во время вибрации, перемещения и напряжения являются непрерывными на стыках между сваей и грунтом.

$$\text{Тогда}\quad \overline{W_S}(1,\bar{z})=\overline{W_p}(\bar{z}) \quad (1.64).$$

Приведены численные примеры анализа вибрационных характеристик сваи.

Пересечение фундаментов глубокого заложения, например фундаментов коробчатого типа на сваях или свайно-плитных для высотных зданиях, фундаментов опор мостов, в зоне разжижения грунта при сильных землетрясениях относится к случаю возникновения опасности деформаций сдвига и повреждения длинных свай. Смещения при таких деформациях могут варьироваться от нескольких сантиметров до размеров, превышающих один и два метра. Длинная свая в этом случае рассматривается как балка постоянной жёсткости в упругой среде, характеризуемая коэффициентом упругого отпора (рис 1.38).

Для надежного определения характеристик свайных фундаментов, особенно при воздействии динамических нагрузок, таких как сейсмические колебания, эффективно применяется подход, базирующийся на теории упругости и строительной механике. Этот метод использует свойства преобразования Фурье конечных функций, разработанные профессором, доктором технических наук Е.Н. Курбацким («Метод решения задач теории упругости и

строительной механики, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций» [127-129]). Основанный на свойствах преобразования Фурье, данный метод особенно полезен при решении сложных геотехнических задач, сводящихся к дифференциальным уравнениям с переменными параметрами для различных неоднородных сред и конструкций. В его основе лежит теорема Винера-Пэли-Шварца, утверждающая: «Преобразования Фурье конечных функций являются целыми, то есть могут быть представлены сходящимися степенными рядами». Определение изменения упругих свойств грунтового основания по длине подземного конца сваи выполняют с помощью уравнений равновесия сваи в матричном виде модели Винклера. Дифференциальное уравнение изгиба сваи, поделённой на три участка (см. рис. 1.38) на упругом основании в обобщённых функциях [125] будет иметь вид:

для I-го участка:

$$EI\frac{d^4U_1}{dx^4}+k_1U_1=Q_1(0)\delta(x)+M_1(0)\delta'(x)+EIu_1'(0)\delta''(x)+EIu_1(0)\delta'''(x)$$
$$-Q_1(L_1)\delta(x-L_1)-M_1(L_1)\delta'(x-L_1)-EIu_1'(L_1)\delta''(x-L_1) \qquad (1.65)$$
$$-EIu_1(L_1)\delta'''(x-L_1)$$

для II-го участка:

$$EI\frac{d^4U_2}{dx^4}+k_1U_2=Q_2(0)\delta(x)+M_2(0)\delta'(x)+EIu_2'(0)\delta''(x)+EIu_2(0)\delta'''(x)$$
$$-Q_2(L_2)\delta(x-L_2)-M_2(L_2)\delta'(x-L_2)-EIu_2'(L_2)\delta''(x-L_2) \qquad (1.66)$$
$$-EIu_2(L_2)\delta'''(x-L_2)$$

для III-го участка:

$$EI\frac{d^4U_3}{dx^4}+k_2U_3=Q_3(0)\delta(x_2)+M_3(0)\delta'(x)+EIu_3'(0)\delta''(x)+EIu_3(0)\delta'''(x)$$
$$-EIu_3'(L_3)\delta''(x-L_3)-EIu_3(L_3)\delta'''(x-L_3) \qquad (1.67)$$

Где: $U_i(x)=u_i(x)[H(x)-H(x-L_i)]$,

$H(x)$ - функция Хевисайда (функция единичного скачка),

L_i - координата конца части *i* сваи,

$\delta(x)$ - функция Дирака,

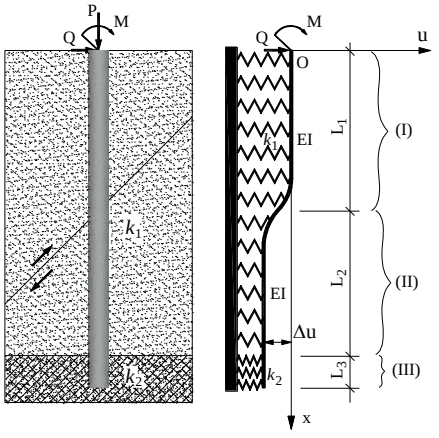


Рисунок 1.38 - Расчётная схема в зоне излома сваи

Если невозможно избежать излома сваи, существует возможность уменьшить сейсмическое воздействие, увеличив сечение выработки и заполнив получившийся зазор упругим и деформативным материалом в виде уширения у сваи.

Динамическое взаимодействие свай в вязких демпфирующих слоистых грунтах описывают подробно Иньхуэй Ванг, Куйхуа Ван, Zhixiang Zha1, и Renbo Que в своих работах [365], моделируя окружающий грунт как трехмерный осесимметричный континуум и учитывая его волновой эффект, исследуется динамическое продольное взаимодействие «грунт-свая» в вязких слоистых грунтах (рис. 1.39).

Система «грунт-свая» дискретизируется в общей сложности на n слоев, пронумерованных по всеё длине сваи. Предполагается, что свойства сваи и слоя грунта однородны внутри каждого слоя соответственно, но могут варьироваться от слоя к слою. В *k*-м слое грунта-сваи массовая плотность , модуль сжатия, толщина, коэффициент Пуассона, скорость продольной волны , скорость поперечной волны грунта обозначаются соответственно ρ_{sk}, E_{sk}, h_k, ϑ_{sk}, VL_k и VS_k. Постоянными *Lame* являются λ_k и μ_k и соответствующие коэффициенты вязкости λ'_k и μ'_k

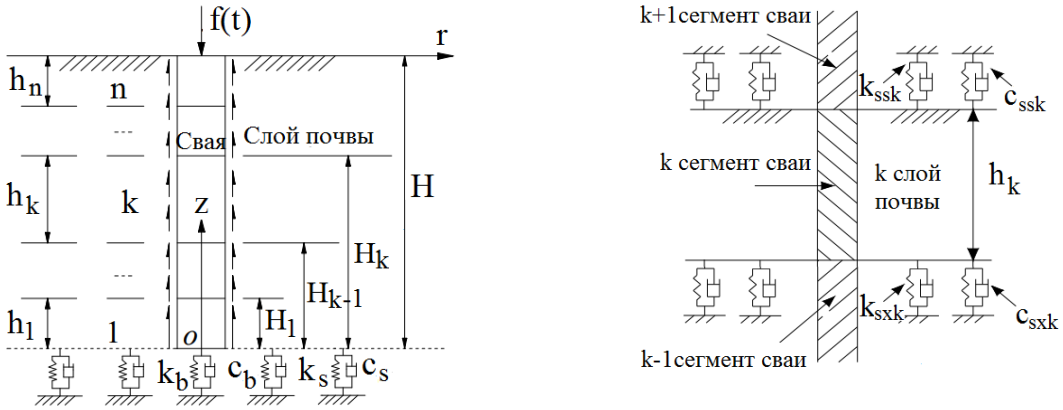


Рисунок 1.39 - Расчётная схема динамического взаимодействия свай в вязких демпфирующих слоистых грунтах [365]

Предполагается, что свая - вертикальная, упругая и однородного сечения, а грунт слоистый и вязкоупругий. Теоретически исследована продольная вибрация сваи в вязких демпфирующих слоистых грунтах, подвергающихся произвольной нагрузке. С помощью теоремы свертки и обратного преобразования Фурье получено полуаналитическое решение скоростного отклика во временной области, претерпевающего полуцикловую синусоидальную импульсную силу. Динамическое уравнение сваи выражено следующим образом:

$$ESu_1 \frac{\partial^2 \omega_\kappa(z,t)}{\partial z^2} + R_k(z,t) = m \frac{\partial^2 \omega_k(z,t)}{\partial t^2} \qquad (1.68)$$

где m и $\omega_{\kappa}(z,t)$ - масса единицы длины и вертикальное смещение соответственно.

Когда возбуждение, действующее на сваю, представляет собой полусинусоидальный импульс типа $f(t)=Q_{\max}\sin(\frac{\pi}{T}t)\,\mathrm{f},\quad t\in(0,T)$, где T обозначает ширину импульса, то полуаналитический скоростной отклик сваи выражен следующим образом:

$$g_n(t)=Q_{\max}IFT(H_{vn}\frac{\pi T}{\pi^2-T^2\omega^2}(1+e^{i\omega T})0=\frac{Q}{\rho_p SVP}g'_n(t) \tag{1.69}$$

$$g'_n(t)\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}H_{\nu\ln}\frac{\pi T'}{\pi^2-T'^2\omega^{-2}}(1+e^{i\varpi T'})e^{i\varpi t'}d\varpi \tag{1.70}$$

где $T_c=\sum_{i=1}^{n}\frac{h_k}{VP}$ - время распространения упругой продольной волны, распространяющейся по

всему телу сваи. $t'=\frac{t}{T_c}$, $T'=\frac{t}{T_c}$ T = T Tc и = Tc обозначают безразмерное время, безразмерную ширину импульса и безразмерную круговую частоту соответственно.

При проектировании свайных фундаментов в сейсмических районах расчет должен проводиться по I группе предельных состояний на особое сочетание нагрузок, в состав которых входят постоянные, 1-2 временные и особая (сейсмическая) нагрузки. При этом необходимо предусматривать:

1) определение несущей способности сваи по грунту на сжимающую (выдергивающую) нагрузку;

2) проверку устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковыми поверхностями сваи;

3) расчет свай на совместное действие расчетных усилий (продольной силы изгибающего момента и поперечной силы).

Аналитическое определение несущей способности сваи по грунту на сжимающую нагрузку при жестком сопряжении свай с ростверком производится с использованием стандартных формул для несейсмоопасных районов, но с учетом сложных процессов, возникающих на контакте между сваей и грунтом при воздействии сейсмического импульса. В момент землетрясения происходит горизонтальное раскачивание свай колеблющимся сооружением, горизонтальные динамические (сейсмические) силы, передаваясь от сооружения через ростверк на сваи, вызывают их знакопеременный изгиб. Вследствие образования промежутка между ростверком и грунтом, возникающего на определенном удалении от сваи,

боковое сопротивление грунта в этой зоне фактически отсутствует. Помимо этого, при воздействии сейсмических колебаний несущая способность сваи может снизиться. Это обусловлено как уменьшением силы трения на оставшейся части сваи, так и сокращением сопротивления грунта под ее нижним концом. Для учета этих факторов в нормах проектирования введено, что при определении несущей способности сваи по грунту с учетом сейсмической нагрузки, значения R и f_i следует умножать на понижающие коэффициенты условий работы грунта основания γ_{eq1} и γ_{eq2} соответственно, принимаемые в зависимости от характеристик окружающего сваю грунта и расчетной бальности площадки строительства.

Группы свай

Динамическая жесткость группы вертикальных свай в любом режиме вибрации не может быть вычислена просто сложением жесткости отдельных свай, так как на каждую сваю влияет не только ее собственная нагрузка, но и нагрузка и прогиб соседних свай. Точно так же сейсмическая реакция группы свай может отличаться по существу из отклика каждой отдельной сваи, взятой отдельно, из-за дополнительных деформаций передающихся от соседних свай. Это взаимодействие между сваями зависит от частоты в результате волн, которые излучаются от периферии к каждой сваи и распространяются на «удар» соседних свай.

R. Dobry and G. Gazetas в своих работах [293-295, 340] опубликовали аппробированное аналитическое решение по расчёту динамического сопротивления жесткости группы свай Метод вводит ряд физических приближений и учитывает, что цилиндрические волновые поля, которые имеют свое происхождение вдоль каждой сваи, распространяются радиально наружу, как это показано на рис. 1.40, *а*. и имеют однообразный характер распространения, как у цилиндрических волн в воде.

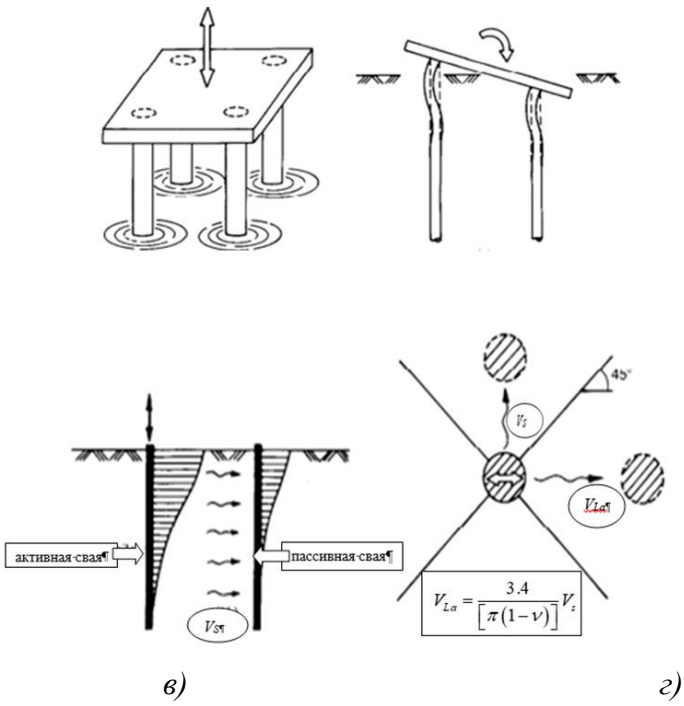
В исследовании работы группы плавающих цилиндрических свай, в однородном грунтовом слое или полупространстве, подвергаются произвольному гармоническому возбуждению наверху (рис. 1.40, *б*.).

Приложенные динамические силы передаются на каждую сваю через жёстко защемлённую плиту. Рассматриваются вертикальные, горизонтальные и качающиеся колебания системы. Грунтовое основание моделируется как линейный гистерезисный материал с модулем Юнга E_s, коэффициентом Пуассона υ, коэффициентом демпфирования материала β и скорости сдвига V_s..

Каждая свая представляет собой сплошной цилиндр длиной L и диаметром d, изготовленный из линейного упругого материала с модулем Юнга E_b. Результаты применимы также к полым цилиндрам, к буронабивным сваям или даже Н-сваям, путем соответствующего

выбора эффективного E_b. (Dobry, R. & Gazetas, G. [293-295]; Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. & Elson, W. K. [286, 287, 341]).

а) *б)*



в) *г)*

Рисунок 1.40 - Расчётные схемы с допущениями для расчёта групп свай по R. Dobry and G. Gazetas: (*а*) предположение для группы свай в грунте - цилиндрические волны в грунте движутся как цилиндрические волны в воде; (*б*) распределение амплитуд смещений для активной сваи и соседней пассивной предполагается одинаковой формы; (*в*) деформация головы в группе свай и реакция у их основания; (г) предполагаемые кажущиеся скорости волн, исходящие от колеблющейся в боковом направлении сваи и V_{La} аналоговая волна Лизмера со скоростью = $3.4\frac{V_s}{[\pi(1-\nu)]}$

Однако метод является довольно общим и может быть непосредственно применен к любому однородному профилю, для которого динамическое сопротивление отдельной сваи было предварительно рассчитано или измерено. Для каждого конкретного гармонического возбуждения частоты w, комплексное динамическое сопротивление K^G группы свай определяется как отношение полного возбуждения (вертикальная сила F^G; горизонтальная сила H^G или момент качения M^G) к соответствующему движению жесткой плиты (вертикальное смещение w^G; горизонтальное смещение u^G; или вращение θ^G). Например, для вертикального возбуждения:

$$K_z^G(\omega) = \overline{K}_z^G(\omega) + ia_0 C_z^G(\omega) = \frac{F^G}{\omega^G} \tag{1.71}$$

аналогично для K_s^G и K_{rx}^G, где $a_0 = \frac{\omega d}{V_s}$ - безразмерная частота в уравнении.

Во всех случаях $i = \sqrt{-1}$. Термины $\overline{K}_a^G$ *и* C_a^G $(где\ a = z,\ x,\ или\ rx)$ интерпретируются как эквивалентные коэффициенты «пружины» в работе группы свай; они обе являются функциями круговой частоты возбуждения $\omega = 2\pi f$, C_z^s, C_x^s, C_{rx}^s - это коэффициенты демпфирования для осевых (*z*), боковых (*x*) и касательных (*rx*) колебаний одной сваи, C_z^G, C_x^G, C_{rx}^G - коэффициенты демпфирования для осевых (z), боковых (x) и касательных (*rx*) колебаний группы свай с ростверком, $\overline{K}_z^s, \overline{K}_x^s, \overline{K}_{rx}^s$ - динамическая жесткость одной сваи, K_z^s, K_x^s, K_{rx}^s - статическая жесткость одной сваи, при этом $K_z^s = \overline{K}_z^s(\omega = 0)$ и т.д. Также K_z^s, K_x^s, K_{rx}^s - динамические комплексные коэффициенты сопротивления одной сваи, $\overline{K}_z^G, \overline{K}_x^G, \overline{K}_{rx}^G$ - динамическая жесткость группы свай, а K_z^G, K_x^G, K_{rx}^G - динамические комплексные сопротивления группы свай.

Пояснения подстрочных обозначений букв: z, x, rx - параметры отклика по вертикали (осевая), горизонтальная (боковая) и вращательные (качающиеся) колебания соответственно; п*ояснения надстрочных обозначений букв - S, G* - дифференциация между откликом одиночной сваи и группы свай. Отклик группы свай можно получить из факторов взаимодействия, полученных из изучения только двух свай за раз. По сути, в методике предполагается, что наличие остальных свай не заметно влияет на взаимодействие между двумя рассматриваемыми сваями и означает, что когда вычисление влияния сваи *p* (активной) на сваю *q* (пассивную) промежуточные сваи считаются «прозрачными» - предположение недалеко от реальности ввиду того, что длины волн (λ) представляют практический интерес при $\lambda \succ 6d$ - слишком велики для волн, распространяющихся в грунте, чтобы "видеть" цилиндрическую сваю. Однако, когда количество свай в группе очень большое и расстояние между сваями относительно короткое, взаимодействие между двумя дальними сваями в группе будет неизбежно уменьшается из-за "рассеивания" волны.

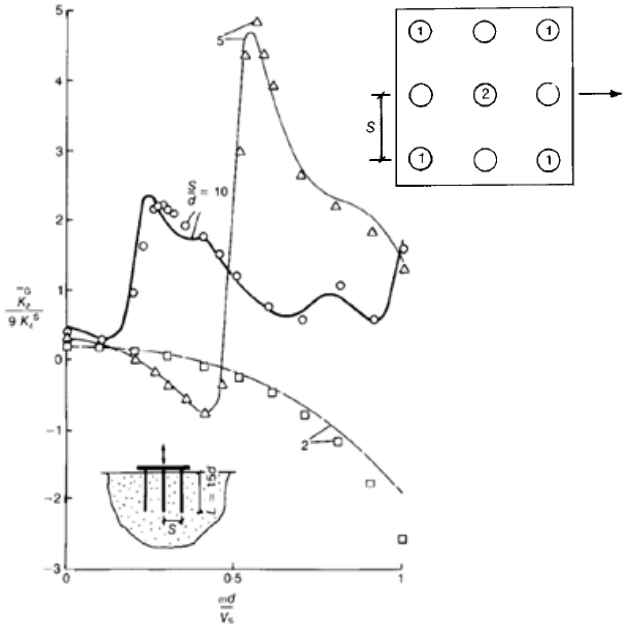


Рисунок 1.41 Вертикальная динамическая жесткость и групповые коэффициенты демпфирования в зависимости от частоты для группы из 9-ти свай с неподвижной головкой в однородном полупространстве и отношением L/d = 15

Осевая жесткость и гибкость сваи учитываются только благодаря их влиянию на сопротивление одной сваи. Кроме того, комплекснозначный динамический коэффициент сопротивления для одной сваи определяется как:

$K_z^G(\omega) = \overline{K}_z^G(\omega) + ia_0 C_z^G(\omega) = \dfrac{F^G}{\omega^G}$. Вертикальная динамическая жесткость и групповые коэффициенты демпфирования в зависимости от частоты для группы из 9-ти свай с неподвижной головкой в однородном полупространстве и отношением L/d = 15 по результатам аппробированной методики представлены на рис. 1.41.

Nicos Makris and George Gazetas в 1992 г. предложили упрощенную трехступенчатую методику для оценки динамического взаимодействия двух вертикальных свай, подвергнутых боковому горизонтальному воздействию и сейсмическому воздействию вертикально распространяющихся *S*-волн либо к боковой нагрузке свайной головки, либо к вертикально распространяющимся сейсмическим *S*-волнам [328].

Отправной точкой является определение профиля прогиба одиночной сваи с использованием любого из существующих методов. Физически мотивированные приближения затем вводятся для волнового поля, излучающего колеблющееся основание для группы свай, и для воздействия грунтового полупространства на соседнюю сваю. Методика применяется для гибких свай и однородного по всей глубине погружения сваи грунта. Схематическая иллюстрация разработанного трёх шагового метода расчета влияния сваи 1, деформирующейся при гармонической боковой нагрузке, на соседнюю сваю 2 представлена на рис. 1.42, а трёх шагового метода расчета влияния сваи 1, деформирующейся при возбуждении сейсмического типа, на соседнюю сваю 2 – на рис.1.43.

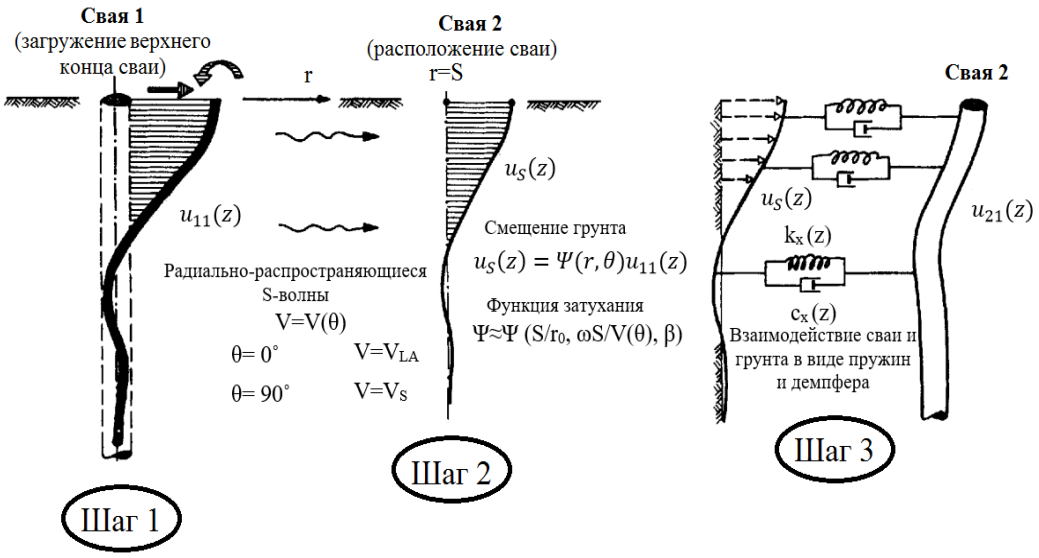


Рисунок 1.42 - Схематическая иллюстрация разработанного 3-шагового метода расчета влияния сваи 1, деформирующейся при гармонической боковой нагрузке, на соседнюю сваю 2

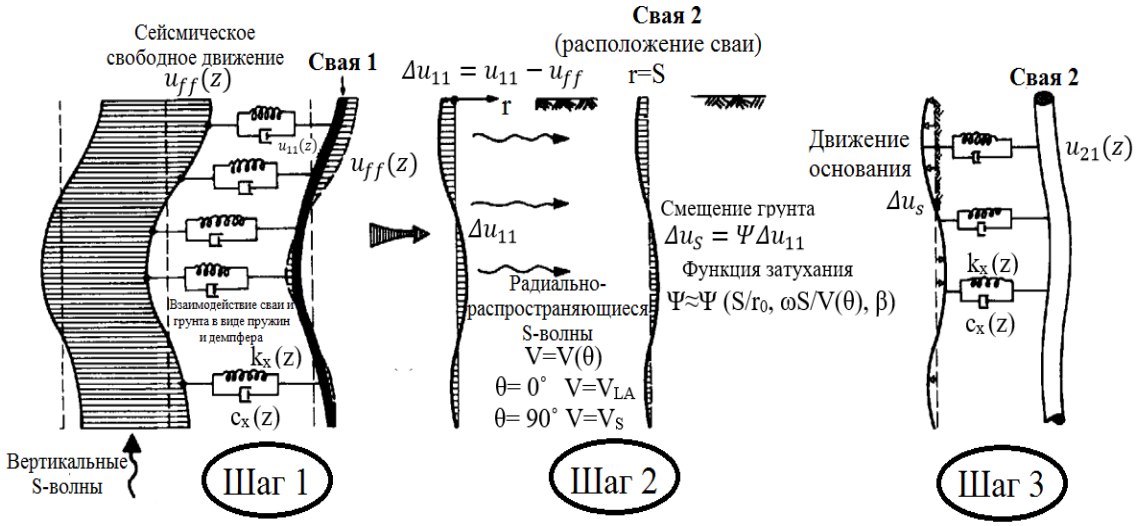


Рисунок 1.43 - Схематическая иллюстрация разработанного 3-шагового метода расчета влияния сваи 1, деформирующейся при возбуждении сейсмического типа, на соседнюю сваю 2

Анализ медодов проектирования групп свай у отечественных и зарубежных учёных показал отсутствие разработанных методов определения сейсмической жёсткости и устойчивости для групп свай с уширениями.

Проанализированные методики проектирования одиночных и групп свай на динамические воздействия не учитывают при определении напряжённо-деформированного состояния фундамента в массиве грунта наличия уширений.

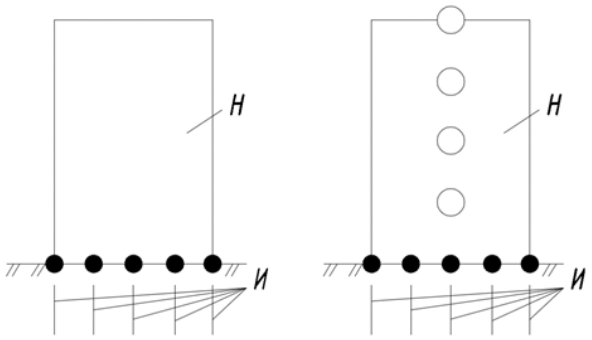
1.3 Пространственный анализ системы «здание - свайный фундамент с уширениями -основание»

Для анализа взаимодействия грунта, фундамента и надземной части сооружения необходимо решить комплексную систему уравнений, что может привести к неточностям, вызванным вычислительными ошибками или влиянием человеческого фактора. Для обеспечения достоверности расчетов применяются упрощенные, но понятные и доступные методы проектирования. Вопросам данной области посвящены исследования многочисленных ученых как в России, так и за рубежом: Амосов А. А. [8], Айзенберг Я. М. [4], Акопян А. Е., Бирбраер А.Н., Дашевский М.А., Дорман И. Я. [65], Егупов В. К. [67], Курбацкий Е. Н. [156], Левшин А.Л., Назаров Ю.П. [174], Пузыревский Н. Н. [196], Павлов А. Б. [182], Смирнов В. И., Ставницер Л.Р. [222 - 224], Тимошенко С. П., Шулятьев О. А. [266 - 268], Asakura T. [270], Borcherdt R. D., Dowding C. H. [282], Hashash Y.M.A., Hook J. J., Kontogianni V., Lanzano G., Matsunaga T., Matsuoka S. [270], Newmark N. M., Oya T., Owen G. N. [331], Penzien J., Power M.S., Rozen A. [282], Shiba Y. [270], Schmidt B., Scholl R. E. [331], St. John C. M., Tsukada K., Wang J., Yashiro K. [270], Zahrah T. F. и др.

Аналитические методы решения пространственных задач для грунтовых массивов и сложных конструкций фундаментов глубокого заложения в отечественной практике проектирования до появления специализированных программных продуктов численного моделирования в решении сложных геотехнических задач основывались на трудоёмких аппаратах математической теории упругости, пластичности, устойчивости. Что отражено в работах основоположников первых инженерных методов М. И. Горбунова-Посадова [43 - 45], Б. Н. Жемочкина [70], В. И. Кузнецова, В. А. Флорина, Б. Г. Галёркина, А. Н. Крылова, В. З. Власова, Л. П. Винокурова [29], А. И. Сапожникова [26 - 208], Шапошникова Н.Н. [257 - 259], Шапиро Д. М. [256], Филин, А. П. [248] и многих других. К таким методам относятся дискретный, интегральный, метод контурных и расчётных точек, метод фиктивных рамок и др.

Дискретный метод (по Винокурову Л. П. [29]) представляет собой решение контактных задач по определению напряжённо-деформированного состояния фундамента в массиве грунта, где искомая функция представляется в конечно-разностной форме для всех переменных, кроме одной, которая определятся аналитическим методом, т.е. дискретно. Представление искомой функции в дискретной форме для всех переменных, кроме одной связано с делением тела на

ряд элементов и установлении при этом тех линий, для которых функцию находят в аналитической форме.



а) б)

Рисунок 1.44 - Расчётная схема «сооружение-основание»

а – при статическом расчёте; б – при динамическом: Н - неизменяемая часть сооружения;

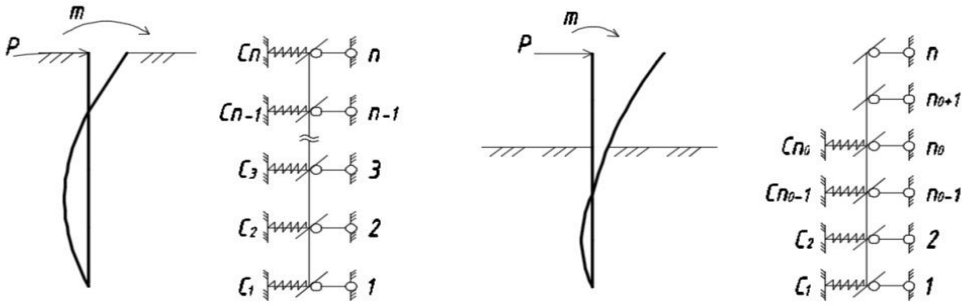
И – изменяемая часть сооружения: ○ - расчётные точки; ● - контурные точи

Одним из аналитических методов решения задач взаимодействия подземных конструкций, включая свайные фундаменты в грунтовом основании на статические и динамические воздействия является решение задач с помощью МКЭ путём использования метода контурных и расчётных точек (МКиРТа). Контурные точки в пространственном методе используются также для состыковки неизменяемой (Н) в процессе проектирования части конструкции с изменяемой (И), при этом в решении статической задачи вводятся только контурные точки (КТ), а динамической – контурные и расчётные точки (РТ) (рис. 1.44).

При этом расчётная схема сваи представляется как многопролётная неразрезная балка с шарнирными опорами-связями в расчётных узлах. Матрица коэффициентов жёсткости сваи является преобразованной из её исходной матрицы жёсткости, построенной при предположении, что свая является упругим армированным телом, в котором под нагрузкой открываются трещины, а в арматуре возникают пластические деформации [190].

Разбивка расчётной области системы «здание-основание» не отличается от метода расчёта связей и состоит в использовании фиктивных рамок. Расчётная схема сваи, загруженной, например, в плоскости симметрии, изображена на рис. 1.45.

Возможен учёт трёх состояний взаимодействия среды и сваи: трение между средой и сваей не преодолевается, отсутствует или проявляется. В первом случае точки контакта рамок и грунта испытывают единичные или нулевые перемещения, то есть перемещения известны и искомыми являются силы в этих точках. Во втором случае между сваей и грунтом наблюдается скольжение без трения, касательные силы равны нулю, а величины касательных смещений неизвестны. В третьем случае происходит сдвиг сваи по грунту, величина сил известна, а неизвестными являются касательные перемещения.



а) *б*)

Рисунок 1.45 - Расчётная схема сваи, загруженной в плоскости симметрии в методе контурных и расчётных точек

Метод фиктивных рамок по существу является средством перехода от МКЭ к обобщённому методу Б.Н. Жемочкина [70]. Если в методе Б.Н. Жемочкина в расчёт принимается только горизонтальная отпорность грунта, то в методе фиктивных рамок участвуют все шесть характеристик отпора грунта - сопротивление ортогональным поступательным смещениям рамок вдоль главных осей и вращения рамок вокруг этих осей. При использовании фиктивных рамок расчёт сваи удобно выполнять методом перемещений, поскольку в качестве характеристики отпора грунта принимается матрица жёсткости, а не матрица податливости, как это имеет место в методе Б.Н. Жемочкина.

При учёте пластической работы грунта нет необходимости корректировать матрицу жёсткости всей расчётной области. Необходимо примерно определить границу пластической области грунта, непосредственно примыкающей к свае, и окаймить её упругими связями, характеризующими отпорность упругой части основания. Выделение зоны пластической работы грунта позволяет осуществлять расчёт свай без введения в память ЭВМ матрицы части основания, которая работает упруго.

Групповые реакции грунта, примыкающего к рамкам, следует отнести к расстоянию между рамками. Такая операция может считаться правомочной, если коэффициент связности $R_c = \sum_{i=2}^{n} (n+1-i)\, C_{1i} = 0(0)$, имеет место в полупространстве без оцепления и трения. Методика определения податливости основания с учётом его пластических свойств на примере дискретной расчётной модели базируется на определении податливости штампа с размерами b x l, где b - ширина сваи; l - расстояние между упругими опорами и определяется по формуле:

$$y(P_1 x_i) = [((1-\mu^2(x_i)) / E_0(x_i)]\omega b P / (1 - P / P_{np}), \qquad (1.72)$$

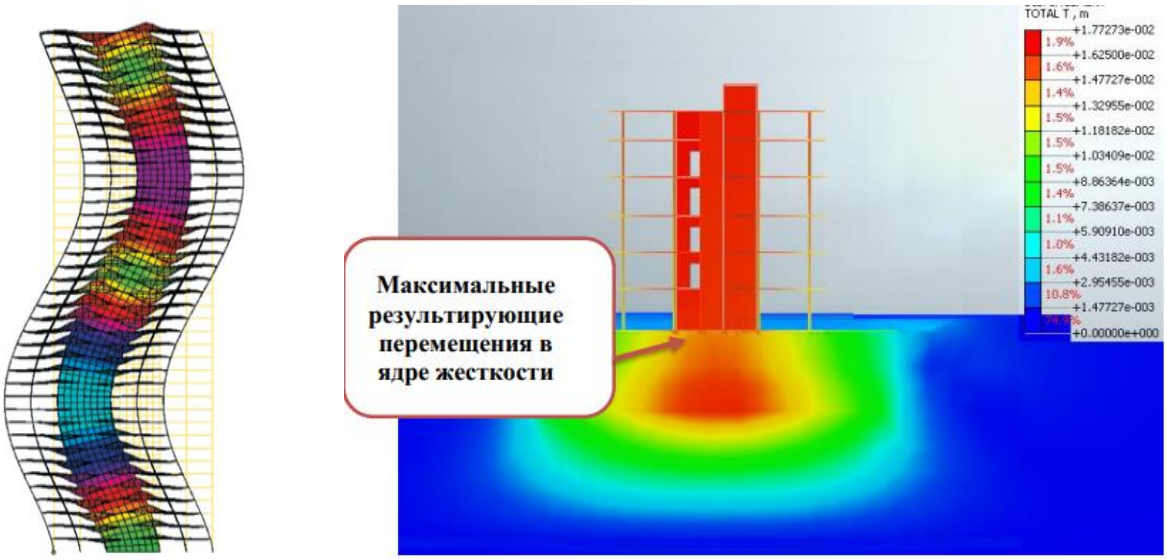
где P - напряжение в зоне контакта штампа и грунта, Па;

ω - безразмерный коэффициент, зависящий от состояния сторон штампа и характера изменения E и μ по глубине; предварительно может быть принят по данным работы [307];

x_i - расчётный уровень грунта, или координата штампа.

При использовании метода расчленения, конструкторы и проектировщики часто не учитывают ключевой момент: для определения критических нагрузок в различных точках здания в разные временные интервалы, необходимо отказаться от упрощенного квазистатического подхода. Анализ напряжений показывает, что максимальные значения обычно концентрируются в нижней части сооружения, особенно выше подошвы фундамента (это хорошо видно на диаграммах напряжений). Соответственно, деформации также наиболее выражены именно в этой зоне (как показано на рисунке 1.46).

Такая ситуация возникает из-за деформации конструкции под воздействием горизонтальных сил, которые спровоцировали колебания в высших гармониках. Помимо этого, диафрагмы рамно-связевых зданий, взаимодействуя с их каркасом, работают сообща не только в горизонтальной, но и в вертикальной плоскости. На основе конечно-элементных моделей (рис.1.46) учитывается деформация перекрытий не только в своей плоскости, но и вне её, а также продольная деформация колонн и их противофазные колебания между соседними этажами.



а) б)

Рисунок 1.46 - Изополя напряжённо-деформированного состояния пространственных систем, полученнные с помощью специализированных программных комлексов, основанных на методе конечных элементов: а - изополя напряжений здания при третьей форме колебания здания по его высоте [174]; б – изополя деформаций системы «здание-основание-свайный фундамент» [107]

Увеличение высотности современных зданий повышает вероятность локальных повреждений, несмотря на общее снижение сейсмической нагрузки, воздействующей на всю конструкцию. Отказ от спектрального анализа показал, что снижение жесткости здания и его отдельных элементов не всегда уменьшает общую нагрузку. Более того, перераспределение нагрузки может приводить к локальному увеличению напряжений в перегруженных участках, вызывая их разрушение и последующий прогрессивный обрушение всей конструкции.

Важным прорывом стало понимание необходимости и разработка метода учёта собственных и вынужденных колебаний зданий. При определенных соотношениях частот собственных и вынужденных колебаний нагрузка на здание в момент удара может увеличиться в два и более раза. Не менее значимым является подход к обеспечению высокой жесткости фундаментов, который позволяет избежать значительных просадок и кренов зданий. Это подтверждается результатами штамповых испытаний и графиками, представленными в кандидатской диссертации автора [96] (рис.1.47). В результате система «основание – фундамент» в расчетной модели здания функционирует линейно, а при интеграции в модель образует единую систему «основание – фундамент – здание».

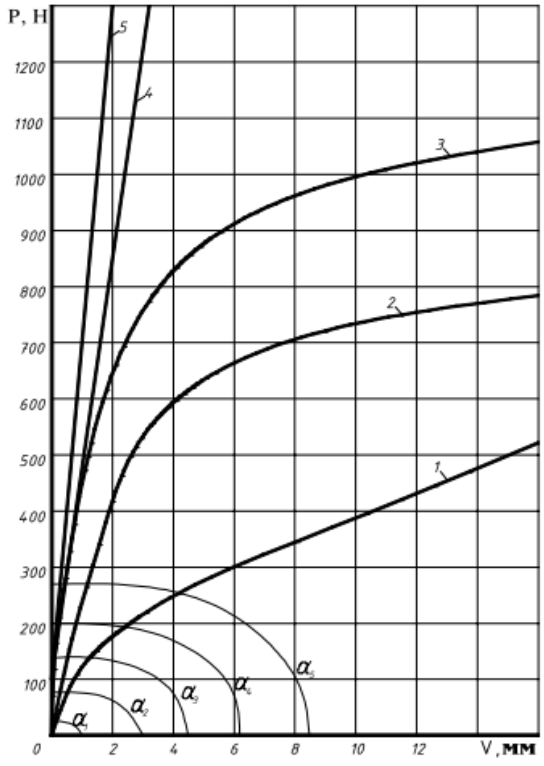


Рисунок 1.47 - График зависимости осадки штампа от действия вертикальной нагрузки при пяти видах уплотнения грунта: 1 – на естественном основании; 2 – на песке со щебнем, уплотненным некачественно; 3 – то же, но с интенсивно утрамбованным щебнем; 4 – то же, но с увеличением площади щебня в 1,5 раза; 5 – то же, но с увеличением площади щебня в 2 раза

Данная модель позволяет объединить в одном расчете деформации здания и воздействие сил на всю конструкцию. Поскольку основание, фундамент и само здание представлены в матрице жесткости как отдельные элементы, задача сводится к трехзвенной пространственной контактной задаче.

Благодаря привязке зданий к конкретному местоположению, возможно применение метода расчленения, заключающегося в отделении основания с фундаментом от основного

здания. В этом случае здание представляется в виде эквивалентной мембраны, расположенной на нижнем уровне, с использованием метода конечных элементов (МКЭ) и расчетного устройства с суперэлементами, учитывающими скольжение и расширение. Количество расчетных точек мембраны соответствует числу расчетных точек фундамента. Описанные подходы перекликаются с принципами синергетики, которые рассматривают все аспекты исследуемой системы в совокупности, в рамках единого динамического процесса.

Несмотря на высокую скорость и точность прочностных расчетов, обеспечиваемые современными вычислительными мощностями, разработка упрощенных методик расчета остается актуальной в большинстве диссертаций, посвященных расчетной прочности. Точность этих методик проверяется с помощью более сложных, точных подходов, которые, хотя и освоены и потенциально могут быть внедрены в проектную практику, часто используются лишь для контроля результатов. Однако, по ряду причин, применение приближенных методик оправдано: они позволяют выявлять ошибки, возникающие при использовании точных методов из-за технических сбоев или человеческого фактора.

Следует учитывать, что приближенные методы демонстрируют высокую точность при расчетах деформаций пространственных систем, включающих здание, свайный фундамент с уширениями и основание, в то время как при определении напряженного состояния они могут давать существенные отклонения.

Выводы по разделу 1:

1. Выполнен анализ отечественных и зарубежных результатов теоретических и экспериментальных исследований, конструктивно-технологических решений свайных фундаментов с уширениями и методов их расчёта на действие статических нагрузок.
2. Выявлено, что в теории формообразования строительных конструкций не разработаны принципы формообразования свайных фундаментов с уширениями с учётом особенностей грунтового основания, а также отсутствует целостная классификация конструкций свай с уширениями по форме ствола вверху, на стволе, на нижнем конце и с несколькими уширениями, отражающая их конструктивные решения и технологии устройства.
3. В литературе отмечается, что несущая способность свайных фундаментов с уширениями зависит от геометрии и вида уширения, в частности угла наклона граней и вертикальных и горизонтальных размеров, однако исследования о влиянии формообразования и

параметров геометрии уширения на напряжённо-деформированное состояние системы «грунт-свая-уширение» недостаточны для анализа и их учета.

4. Отсутствуют систематизированные экспериментальные данные об особенностях влияния конструктивно-технологических решений свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями на несущую способность и осадку фундаментов при статических и динамических воздействиях.

5. В результате анализа отечественного и зарубежного опыта внедрения готовых и набивных свай с поверхностными уширениями выявлено, что несущая способность их увеличивается в результате образования вокруг забивных уширений грунтовой рубашки более плотной структуры, благодаря чему при работе сваи под нагрузкой происходит заклинивание и трение грунта о грунт, что необходимо подтвердить экспериментально.

6. В научной и нормативной документации представлен лишь ограниченный набор расчетных схем внешних и внутренних силовых факторов для свай с уширениями, что не позволяет учитывать при проектировании многообразие особенностей конструктивно-технологических решений и динамические воздействия.

7. Не были представлены принципы генерации конечно-элементных сеток для расчёта сложносочленённых конструкций свай с уширениями в пространственной постановке, что не позволяло научно-обоснованно выполнять численные исследования работы готовых и набивных свай с концевыми и поверхностными уширениями с помощью специализированных программных комплексов геотехнического проектирования (MIDAS GTS NX, ABAQUS, и др.).

8. Отсутствует эффективная методика расчёта одиночных и групп свай и свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями на статические и динамические воздействия, позволяющая рассматривать особенности работы конструктивно-технологических решений.

9. Не разработаны рекомендации по выбору конструктивно-технологических решений свайных фундаментов с уширениями для конкретных геотехнических условий площадки строительства и методология расчёта по первой и второй группам предельного состояния свайных фундаментов с уширениями при статических и динамических воздействиях

2 ФОРМООБРАЗОВАНИЕ, НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ И ОПЫТНЫЕ ОБРАЗЦЫ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ

2.1 Основные положения концепции формообразования

Формообразование - это процесс формирования и эволюции конструктивных элементов [1]. Современное понимание теории формообразования уширений свай объединяет в себе архитектурные, инженерные и технологические аспекты, а также управление процессом создания формы и распределением напряжения и деформации под воздействием внешней и внутренней среды, включая нагрузки, превышающие расчетные [1, 6].

Существующие концепции теории формообразования строительных конструкций и их этапы циклического процесса создания наиболее изучены в работах Абовского Н.П. [3, 185], Палагушкина В. И. [151], Павлова А. Б. [182] и Фридкина В. М. [182, 249] и др. Различают принципы, циклы и этапы формообразования строительных конструкций. Как было отмечено в п.1.2, теория формообразования строительных конструкций в современной интерпретации представляет собой синтез архитектурных, конструкторских, технологических решений, управление процессом образования формы и напряженно-деформируемым состоянием, связь эксплуатационных качеств с различными воздействиями внешней и внутренней среды, включая запроектные и сейсмические воздействия [82, 192, 261, 264]. Результатом исследований известных конструкционных материалов в формообразовании является их усовершенствование и создание новых наиболее эффективных архитектурно-художественных, экономически целесообразных, безопасных систем, что актуально для современного проектирования и строительства.

Абовский Н.П. в своих работах [3] заложил в основу системного проекта формообразования строительных конструкций восемь основных принципов: принцип системности и целостности; пространственности и многосвязности; комплексной связи архитектурного и конструктивного замыслов с выбором материалов, технологий изготовления и транспортирования; экологичности; декомпозиции глобальных конструкций на типовые (повторяемые элементы); специфики работы в сложных условиях; сочетания сложных грунтовых условий и сейсмичности; энергетических аспектов, при этом разделяя «пассивное» и «активное» формообразование. Объектами исследований у Абовского Н.П. в теории выступали различные конструктивные системы: фундаментные платформы, пространственные покрытия, конструкции стен, полносборные здания замкнутого типа для сибирских условий.

Конструкции свайных фундаментов в исследованиях не рассматривались, поскольку создание их предполагает искусственное упрочнение грунтов на большую глубину или применение свайных оснований, требующих привлечения тяжелой техники, выполнения большого объема земляных работ, нарушения естественно сложившейся экологической ситуации, включая гидрогеологический и тепловлажностный режим грунтов, а также возникновение трудно предсказуемых нежелательных последствий.

.

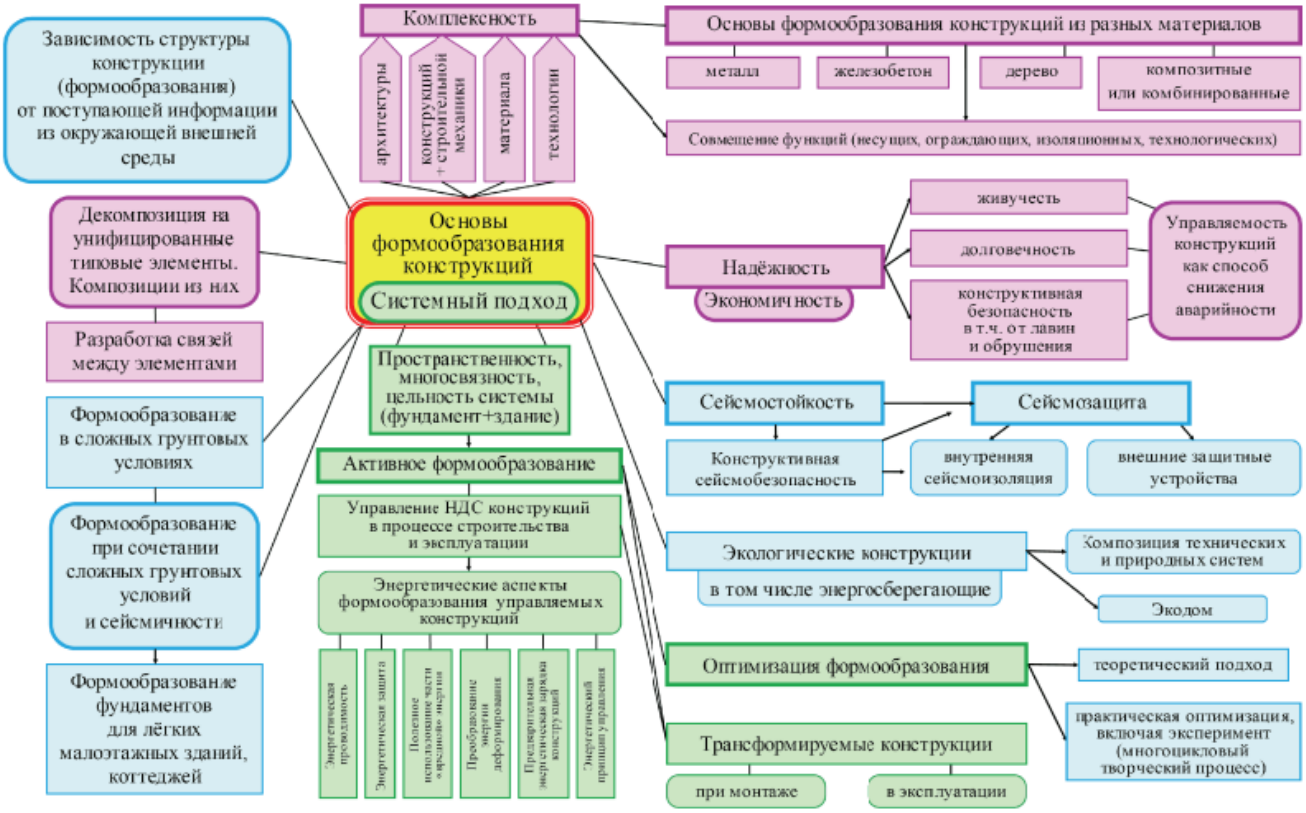


Рисунок 2.1 - Системный проект основ формообразования конструкций [3, 151]

Однако в условиях стесненных площадок городской застройки и сложных инженерно-геологических условий, для зданий, мостов и других сооружений значительных размеров и нагрузкой на основание до 100 тонн на погонный метр, применение свайных фундаментов, в том числе с уширениями, становится единственно возможным.

По Фридкину В. М. [249] основу формообразования строительных конструкций составляют следующие принципы: «безопасность», «самосохранение», «управляемость», «композиция конструкционных материалов», «структурирование», «энергоемкость», «объединение технологий», «экономичность», «конкурентоспособность», «технологичность», «совмещение функций», «эстетичность». Фридкин В. М. также рассматривает этапы формообразования: накопление предпосылок к изменению конструктивных форм, генерация

новых конструктивных форм, инновационное проектирование, обоснование инвестиций и инженерный проект, рабочее проектирование, подготовка к осуществлению проекта, изготовление элементов конструкций и их доставка на строительную площадку, строительство, эксплуатация до капитальных ремонтов, капитальные ремонты, реконструкция, прекращение эксплуатации. Объектами исследования автора являются большепролётные конструкции мостов.

В своей сути результатом поиска наиболее рациональных и обоснования закономерностей формообразования строительных конструкций являются два прикладных направления развития: совершенствование существующих или генерация новых, наиболее совершенных инженерно-технических систем. Строительство в сложных инженерно-геологических условиях обуславливает внедрение новых конструкций фундаментов глубокого заложения, значительных размеров в плане и нагрузкой на основание, к которым относятся и свайные с уширениями, включая готовые, набивные или комбинированного типа по технологии устройства. Научное направление, связанное с формообразованием свайных фундаментов в сложных условиях, не нашло должного развития по причине своей сложности и неопределенности.

Широкое внедрение свай с уширениями ограничивается отсутствием обоснованной системы выбора наиболее рациональных параметров конструктивно-технологических решений, обоснованных методик расчета несущей способности для статических и динамических нагрузок, а также совокупности современных методологических подходов к конструированию, формообразованию и оценке результатов работы таких фундаментов в различных областях строительства. Существенные изменения в конструкции, опирающиеся на новейшие достижения науки и техники, неизбежно требуют появления новых технологических способов и приемов, позволяющих практически реализовать все конструктивные нововведения. В свою очередь, достигнутые результаты в разработке принципиально новых технологических решений позволяют принимать инновационные конструктивные решения, отвечающие экономическим и целевым требованиям. При этом первичной является конструкция, а вторичной — соподчиненная технология.

Однако усложнение конструкции и расширение номенклатуры новых материалов неизбежно приводят к изменению технологических процессов, состава и структуры оборудования для изготовления деталей и сборки изделий, увеличивая объемы и сложность технологического оснащения.

Экспериментальные раскопки свай с уширениями в результате геотехнического мониторинга служат наглядным примером качества формообразования как самого тела

конструкции сваи, так и её уширения или усиливающих элементов, их прочностных и надежных характеристик в процессе технологии устройства, изготовления и эксплуатации.

2.2 Формообразование свай с уширениями по результатам экспериментальных раскопок и геотехнического мониторинга

В работах [10, 48, 57, 72, 88, 92, 95, 113, 114, 163, 133, 141, 151, 156, 159, 184, 195, 202, 212, 220] приведены результаты исследования формобразования и геометрических параметров уширений, изготовленных по различным технологиям на конце готовых и набивных свай, в которых раскопки проводились после процесса твердения материала и приобретения уширением структурно-устойчивой формы.

Природа формообразования концевых уширений сваи до конца не изучена, что зачастую приводит к широкому диапазону отличий и расхождений между принятой расчетной моделью и реальной работой сваи с уширениями. В действующих нормах, как было отмечено ранее, в расчётах принимается уширение лишь сферической формы, однако в реальности при различных способах их устройства они могут быть и других форм. Установлено, что уширения независимо от технологии изготовления имеют преимущественно развитие в вертикальном или горизонтальном направлении. При этом в поперечном сечении приобретают различную форму - усечённого конуса, эллипсоида, сферы, полусферы или цилиндра, что становится затруднительным при выборе расчётной схемы конструкции сваи при проектировании.

В 1947г. Луга А. А. в своих работах [163] приводил иллюстрации свай системы Або-Лоренца с диаметром сваи 320мм и уширения, называемого «грушевидным» $d_{уш}$= 1000мм, образованного в результате механического разбуривания полости в грунте и нагнетания бетонного раствора (рис. 2.2). Уточнение параметров «грушевидного» уширения на строительной площадке позволило выявить оптимальные диаметры «груши» с минимальными и максимальными параметрами в зависимости от диаметра ствола сваи, которые варьировались от 1,5 до 3,5$d_{св}$. В современной практике проектирования и строительства «грушевидный» конец сваи называют сферическим.

В работе Григорян А. А. [57] предложено для буронабивных свай с уширенной пятой в форме усечённого конуса при вертикальном нагружении принимать в расчётной схеме окологрунтовое пространство в виде шаровой поверхности вокруг зоны уплотнения грунта с радиусом, определяемым по формуле:

$$R = r + \frac{1}{a} Ln \frac{\rho_{\text{гр}} - \rho^0_{\text{гр}}}{\rho^1_{\text{гр}}}, \quad (2.1)$$

$$a = \frac{1}{r \cdot \rho^0_{\text{гр}}} \left(\rho_{\text{гр}} - \rho^0_{\text{гр}} + \sqrt{(\rho_{\text{гр}})^2 - \left(\rho^0_{\text{гр}}\right)^2} \right), \quad (2.2)$$

где r – радиус сваи, см.; a – коэффициент, определяется по формуле (2.2); $\rho^1_{\text{гр}}$ – разность плотностей до и после забивки сваи на границе зоны уплотнения грунта, $\rho^1_{\text{гр}} = 0{,}01$ г/см^3.

В работе по исследованию трубчатых микросвай с уширением в нижней части из втрамбованного жёсткого материала в твёрдом, полутвёрдом и мягкопластичном суглинке [10] для изучения параметров уширения были раскопаны 24 опытные микросваи, с различными объёмами щебня. В результате натурных замеров установлено, что форма уширений близка к форме эллипсоида вращения, а соотношение его полуосей находится в прямой зависимости от степени влажности грунта, объёма единичных порций щебня, втрамбованного в нижнюю часть скважины.

При этом уточнена формула определения радиуса эллипсоида:

$$r_{уш} = \sqrt[3]{\frac{3V_{щ.уш}}{4\pi\eta k_d}} \quad (2.3)$$

где $V_{щ.уш}$ - объём щебня в уширении, м^3; k_d - коэффициент уплотнения щебня; η - соотношение между полуосями эллипса уширения (вертикальной к горизонтальной). Забивка полых стальных микросвай с порциальным втрамбовыванием сухой цементно-песчаной смеси в водонасыщенных глинистых грунтах (рис.2.2) привело к образованию конусного уширения при условии незакреплённого ствола сваи, и возможности при трамбовании незначительного вертикального её перемещения. При жёстком закреплении получается уширение сферической формы, практически идеальных размеров [70].

Форма уширения под сваей в виде усечённого конуса наблюдалась и при устройстве буроинъекционных свай с применением электроразрядной технологии в различных грунтовых условиях; общий вид которых представлен на рис. 2.4 [169]. Однако, в грунтах естественной влажности формообразование уширений и область НДС развиваются по другим физическим параметрам и особый интерес представляет исследование автора работы [119], [120] об образовании концевых уширений при нагнетании через трубы-инъекторы, установленные в теле сваи или закреплённые по бокам, физико-химических твердеющих растворов в мелкозернистых песках, полутвёрдых суглинках и глинах нормальной влажности.

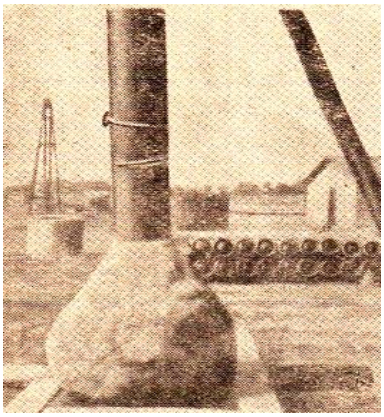


Рисунок 2.2 - Фото. сваи Лоренца диаметром сваи 320мм и диаметром сферического уширения 1000мм (Луга А. А. , 1947г. [163])

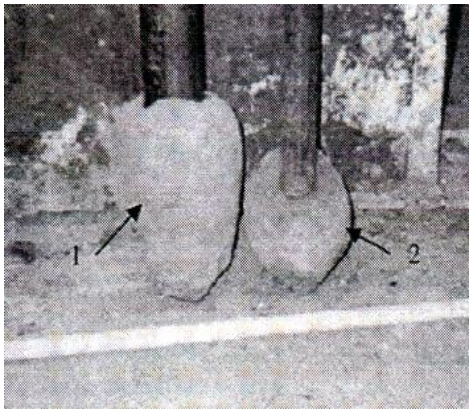


Рисунок 2.3 - Конструкции микросвай с вытрамбовыванными уширениями из сухой цементно-песчанной смеси (Малышкин А. П., Есипов А. В., 2002г. [70]): 1 – конусное уширение, 2 – сферическое уширение

Рисунок 2.4 - Иллюстрация буроиньекционной сваи с применением электроразрядной технологии (Джантимиров Х. А., Рытов С. А., 2009г.[203. 343])

Рисунок 2.5 - Свая в лотке с красящими изолиниями и концевым сферическим уширением, образованным нагнетанием силиката натрия (Купчикова Н. В., 2014г.[119])

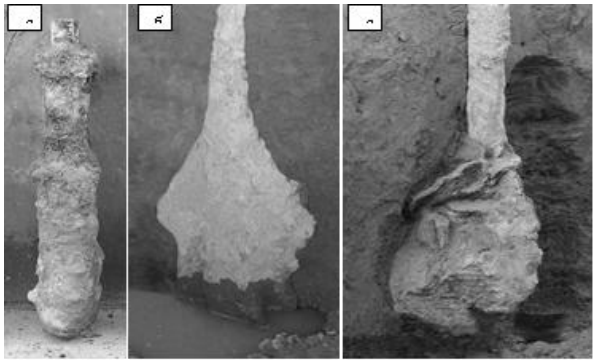


Рисунок 2.6 - Общий вид инъекционных свай с уширениями (А.И. Полищук, О.В. Герасимов, А. А. Петухов, Ю.Б. Андриенко, С.С. Нуйкин)[81, 221]

Рисунок 2.7 - Общий вид буронабивной сваи с уширением в форме полусферы, образованным разбуриванием грунта

расширителем [163]

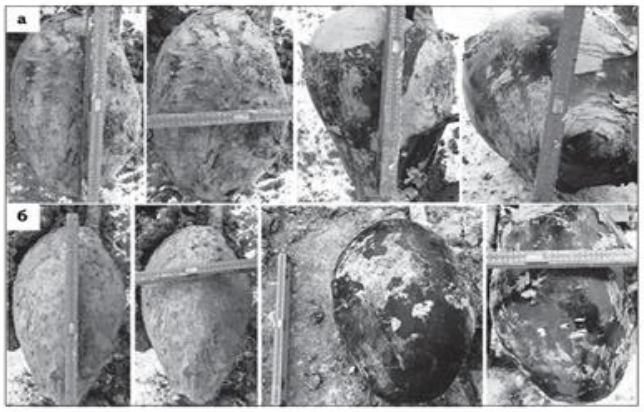


Рисунок 2.8 - Контролируемое по форме уширение на конце буроинъекционной сваи в форме вытянутого эллипсоида по вертикали (Пронозин Я. И., Самохвалов М. А., Бартоломей Л. А., Караулов А. М.) [197]

Рисунок 2.9 - Сваи Franki с уширением образованным впрессовыванием бетона цилиндром-поршнем в скважину (Черношей Н.В., Черношей К.Н., Стрельченко А.Н., Черношей Я.Н.)

Рисунок 2.10 - Уширение подошвы набивных свай

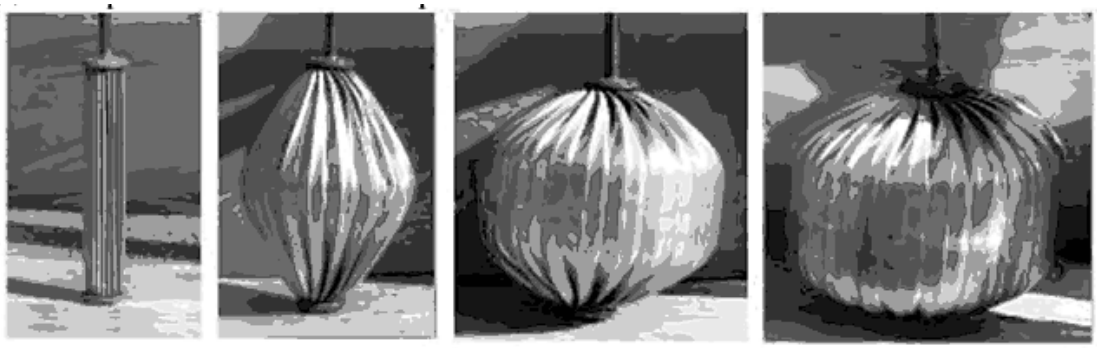


Рисунок 2.11 - Контролируемое уширение сваи системы Soilex [136]

Значительным результатом обладала методика исследования уплотнения грунта у основания сваи с использованием фиксаторов – красящих изолиний (см. рис. 2.5) с фотографированием видимых изменений, что позволило точно определить характер деформаций и природу формообразования уширения. Установлено: в результате инъецирования уширение развивалось в горизонтальном направлении и имело сферическую форму, но с криволинейным очертанием; зона изменения плотности грунта не превышала двух диаметров сваи от её граней по бокам и трёх – под нижним концом. Значения радиуса зоны уплотнения совпали с теоретическими. В работе [81] при совершенствовании способа устройства инъекционных свай из прокатных труб со съёмным наконечником, погружаемых вдавливанием и формировании уширения поэтапным нагнетанием мелкозернистой бетонной смеси в слабых глинистых грунтах, усиление происходило также горизонтально, но в форме усечённого конуса с резко криволинейным очертанием (см. рис. 2.6) и максимальным диаметром $d_{уш} = 1{,}75D_{св}$.

Форму полусферы, «лучеобразное» [136] или «перевёрнутой шляпы» имеют усиливающие элементы набивных и буронабивных свай (см. рис. 2.7), образованные разбуривателями-расширителями или пантографными типами.

Примером контролируемого формообразования уширения является свая «Soilex» (рис. 2.11 [136]), где нагнетание различных строительных материалов под нижний конец конструкции в раскрывающемся теле происходит через пакет из стального или пластикового листа, обеспечивающий высокое качество геометрии уширения с диаметром от 3-х до 10-ти раз больше диаметра ствола. Однако, недостатком является отсутствие требуемого сцепления материала уширения с грунтом по боковой поверхности и внизу. Комплексные исследования напряжённо-деформированного состояния новой конструкции буроинъекционной сваи с контролируемым концевым уширением, представленные Пронозиным Я. И., Самохваловым М. А., Бартоломеей Л. А., Карауловым А. М. [197], демонстрируют создание такого усиления путём инъекции раствора в мембрану-стакан на нижнем конце трубы (рис. 2.8).

Технология устройства концевых уширений различных форм, отработанная ООО «Дельта» (авторы: Черношей Н.В., Черношей К.Н., Стрельченко А.Н., Черношей Я.Н.), включает впрессовывание бетона специальным цилиндром-поршнем в нижний конец скважины, представленное на рис. 2.9. Менее качественное изготовление уширения характерно для свай с камуфлетной пятой: полость образуется при камуфлетном взрыве и описывается как «грушевидная» (рис. 2.12) форма, где радиус груши определяется по формуле Луга А.А.:

$$r_{уш} = 2{,}94 * 10^{-3} \sqrt[3]{\frac{W_э}{\chi}} \qquad (2.4)$$

Где: χ - эмпирический параметр, зависящий от степени связности и плотности грунта; $W_э$ - энергия, запасённая в конденсаторе, кДж.

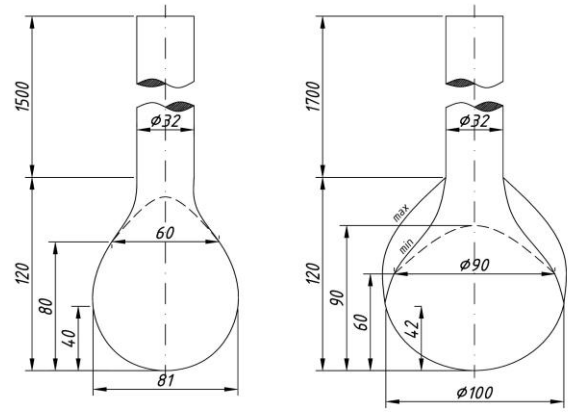


Рисунок 2.12 - Стандартные размеры «грушевидных» уширений (Луга А.А.)

Рисунок 2.13 - Ступенчатая готовая свая перед погружением 1964г. (Луга А.А.)

Рисунок 2.14 - Натурные эксперименты в Казахстане (2019г. Bekbasarov, I. I., Atenov, Y. I.) по погружению готовых свай с несколькими уширениями на стволе [18-20]

В настоящее время «грушевидное» уширение в расчётной схеме принимается как сферическое, и способ его изготовления имеет ряд недостатков, которые значительно снижают область применения свай с камуфлетной пятой. Невозможность использования в условиях плотной городской застройки и затраты на дополнительные организационные и технологические мероприятия, связанные со взрывными работами. Набивные сваи могут иметь цилиндрическую форму или обладать уширением опорной подошвы (уширение создается с помощью специальных буровых колонн с откидными лопастями или по камуфлетной технологии, при которой на дне скважины детонирует взрывчатое вещество).

Геотехнический мониторинг за ступенчатыми сваями с поверхностными уширениями (рис. 2.13) и готовыми сваями с многоместными уширениями на стволе (рис. 2.14) показал, что формообразование поверхностных и нескольких уширений на теле сваи - это наименее изученная область в геотехническом проектировании. Следует отметить, что, несмотря на наличие нескольких методов определения осадки свай с концевыми уширениями, проблема обоснованного построения расчётной модели сваи с уширением, расположенным на конце, на поверхности, на теле сваи и с многоместными уширениями, наиболее точно отражающая физику взаимодействия грунта и свай с уширениями, требует своего решения. Для построения расчётной модели необходимо обоснованно сформулировать ряд предпосылок, позволяющих с единых методологических позиций оценить силовое сопротивление осадке в грунте сваи с уширениями, оценить поведение всех компонентов и разработать теоретические зависимости, отображающие реальную их работу.

Анализ экспериментальных раскопок свай с уширениями показал, что первое развитие в истории широкого внедрения свайных фундаментов с уширениями шло по пути устройства уширений на конце сваи с помощью следующих технологий: разбуриванием, вдавливанием, раскатыванием грунта, физико-химическим инъецированием, буровзрывным способом, использованием разрядно-импульсной технологии, механического глубинного втрамбования, с помощью электро-гидравлического эффекта, втрамбовывание щебня, гравия и других методов. В результате раскопок выявлено, что устройство конструктивно-технологических решений свай с уширениями в ряде случаев не позволяло получить уширения целостной формы и оптимальное взаимодействие с грунтом из-за отсутствия концептуальных аспектов теории формообразования таких конструктивно-технологических решений [7, 10, 18, 35, 36, 37, 46, 60, 72, 89, 109, 134, 151, 169, 179, 287, 288, 311].

В результате анализа разработан системный подход к формообразованию конструктивных решений свайных фундаментов с уширениями для структурно-неустойчивых и слабыхгрунтов, увязанных с технологией производства, который включает пять основных принципов классической теории: «подбор строительных материалов и технологий для устройства уширений свай», «комплектность сочетания конструкции, материала и технологий», «обеспечение деформационных и прочностных характеристик», «оптимизация формообразования в сложных грунтовых условиях» и «энергоэффективность и экономичность» (рис. 2.15) [97, 100, 105, 198, 238]. На рис. 2.15 соединительными стрелками обозначено направление соответствия и выбора строительного материала для изготовления уширений, а условными «буквенными» обозначениями (К – концевое, П - поверхностное, СТ – на стволе и СНК – с несколькими уширениями) - соответствие выбора технологии их устройства в

зависимости от расположения относительно тела сваи. При этом само уширение, как и конструкция сваи, может быть как готового, набивного, так и комбинированного типа. В связи с чем, уширения готового типа подбираются как в сборном, так и в целостном состоянии относительно тела сваи, поэтому такие уширения устраивают из бетона или железобетона.

Уширения набивного или комбинированного типа могут изготавливаться в грунтовом массиве из следующих строительных материалов: композитные, комбинированные материалы, инъецируемые маловязкие и вязкие растворы, бетонная смесь, железобетон, щебень, гравий, любые зернистые материалы, грунты высокой прочности. Одна из задач данной работы - определение рационального и эффективного выбора места устройства, типа уширения и количества на теле сваи. Эта задача может быть решена в результате проведения экспериментов, аналитических расчётов и численного моделирования. Недостатки, выявленные в результате экспериментальных раскопок и геотехнического мониторинга, легли в основу разработки новых конструктивно-технологических решений свайных фундаментов с уширениями.

2.3 Новые конструктивно-технологические решения свайных фундаментов с уширениями для сложных грунтовых условий

Результатом исследования свай с уширениями на основе экспериментальных раскопок и геотехнического мониторинга по принятым принципам концепции формообразования, накопления предпосылок к изменению конструктивных форм, их генерации, инновационного проектирования и экспериментальных исследований автором стали новые, в том числе запатентованные, конструктивно-технологические решения фундаментов с уширениями (см. [95, 176, 186 - 189]). Представляем краткое описание следующих новых и запатентованных конструктивно-технологических решений свай с уширениями, которые нашли своё отражение в экспериментальном разделе (см. п. 2.) и далее в численном моделировании и аналитических исследованиях:

- конструкция сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и с совместными поверхностными и концевыми уширениями (см. [95]);

- конструкция буронабивной микросваи с концевым уширением, образованным втрамбовыванием щебня различной фракции;

- способ создания уширения на конце сваи термическим обжигом грунта (см. [187]);

- способ создания уширения на конце винтовой сваи (см. [188]);

- способ создания общего уширения для группы свай (см. [186]);

- способ создания сваи-шпоры с концевым уширением, как защитной ограждающей конструкции (см. [189]).

2.3.1 Конструкция сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и с совместными поверхностными и концевыми уширениями

Сваи призматической формы небольшой длины, взаимодействуя боковой поверхностью с окружающим грунтом, передают основанию лишь незначительную долю нагрузки: силы трения мобилизуются не полностью из-за низкого бытового давления в верхней части свай. Эффективным решением является конструкция такой сваи (сборной, призматической, железобетонной), погружаемой с последующим устройством клиньев длиной 1/3-1/4 от её длины (рис. 2.16, а) [96, 240]. После погружения вокруг четырёх сторон устанавливаются сборные клинья из того же материала. Вытеснение грунта объёмом клиньев приводит к его уплотнению и компенсации низкого бытового давления, выравнивая боковое давление на сваю по всей её длине. Объединение уширения под нижним концом с верхними клиньями значительно увеличивает жёсткость и несущую способность конструкции.

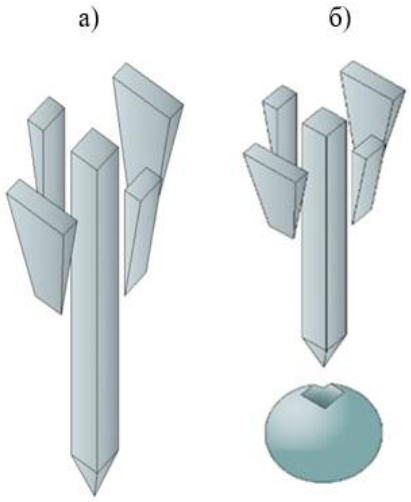


Рисунок 2.16 - Конструкции свай с уширениями: а – с поверхностными в виде сборных клиньев; б – с совместными поверхностными и концевыми уширениями

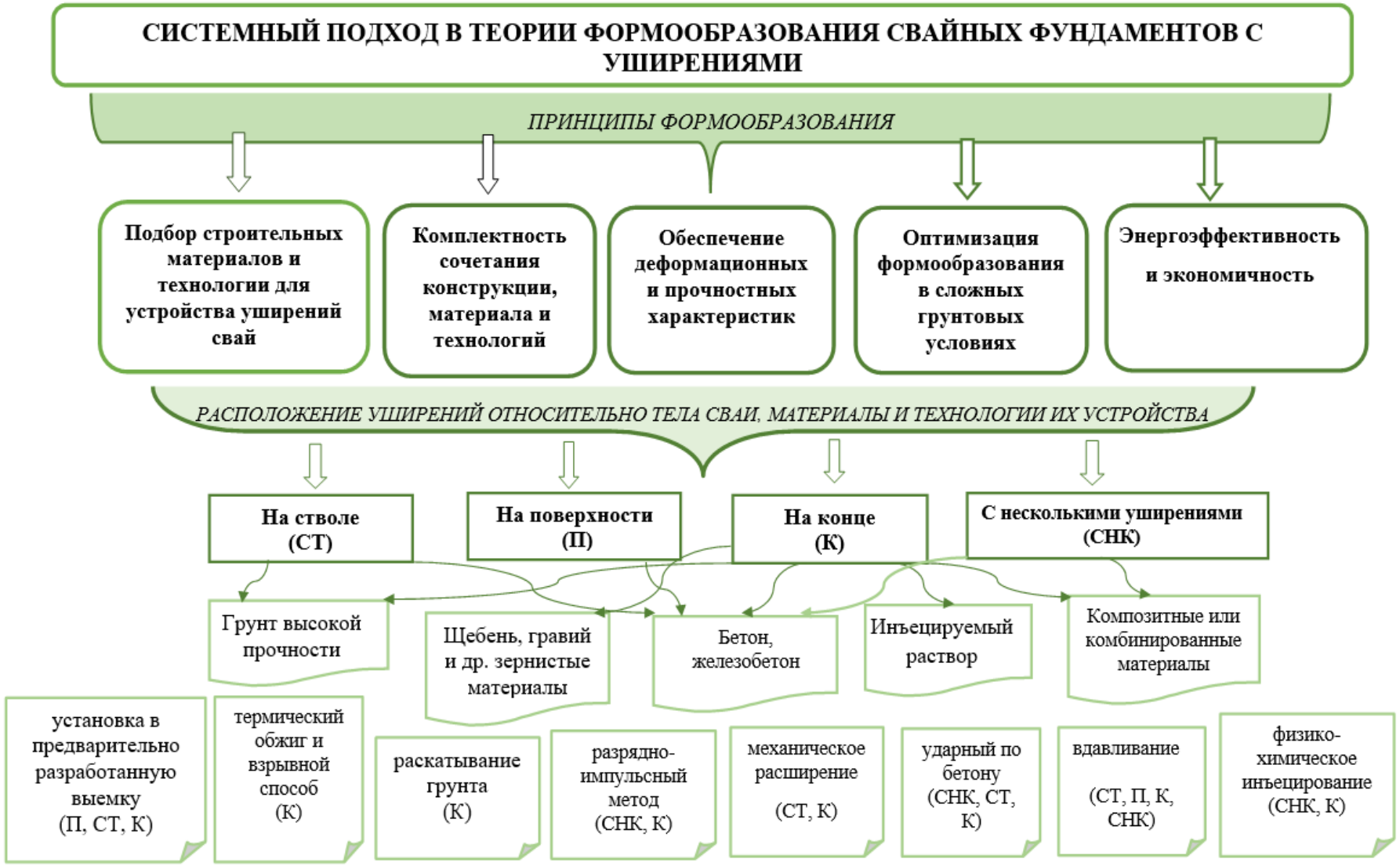


Рисунок 2.15 - Системный подход к формообразованию конструкций свайных фундаментов с уширениями для структурно-неустойчивых грунтов: К – концевое уширение, НСТ – на стволе, П – поверхностное уширение, СНУ – с несколькими уширениями

102

При необходимости усиления основания в структурно-неустойчивых грунтах, одновременно с погружением клиньев подаётся цементный раствор или силикат натрия (рис. 2.16, б), что повышает несущую способность сваи. Разработана для увеличения несущей способности конструкций сваи в структурно-неустойчивых, просадочных грунтах [96, 148, 149, 151, 240]. Это приводит к сокращению расстояния между макропорами, упрочнению поверхностного слоя и улучшению работы на горизонтальные усилия.

2.3.2 Конструкция буронабивной микросваи с концевым уширением, образованным втрамбовыванием щебня различной фракции

Комплекс мер по повышению несущей способности основания при использовании новой технологии включает применение щебня и щебеночно-песчаных смесей (ЩПС). По сравнению с цементным укреплением, такие основания обладают рядом преимуществ: отсутствием необходимости в смесительных установках; высокой технологичностью; длительным хранением на объекте или дороге; простотой уплотнения щебня; повышенной жёсткостью и пространственной однородностью слоя. Особенно важно – способность удерживать грунт в напряжённом состоянии, обеспечивая высокую жесткость фундамента. Испытания показывают высокую эффективность щебня как средства уплотнения грунта, простого и экономичного. Несмотря на обширные исследования трубобетонных свай с учётом теоретических расчётов напряжённо-деформированного состояния, поведение системы «грунт – свая - концевое уширение из щебня» недостаточно изучено. Натурные испытания позволят глубже понять взаимодействие основания и определить эффективность использования щебня для упрочнения грунта под нижним концом сваи. Конкурентные преимущества разработки:

- повышение несущей способности свайного фундамента в 4–6 раз;
- уменьшение осадок на 60%;
- снижение затрат на производство работ до 20–30% благодаря применению более коротких буронабивных свай и оболочек;
- повышение сейсмостойкости зданий/сооружений на 40–60%;
- расширение конструктивных возможностей при возведении высоток;
- исключение вибрационных и динамических воздействий на соседние здания;
- снижение ручного труда, уменьшение капитальных вложений [96, 101, 106].

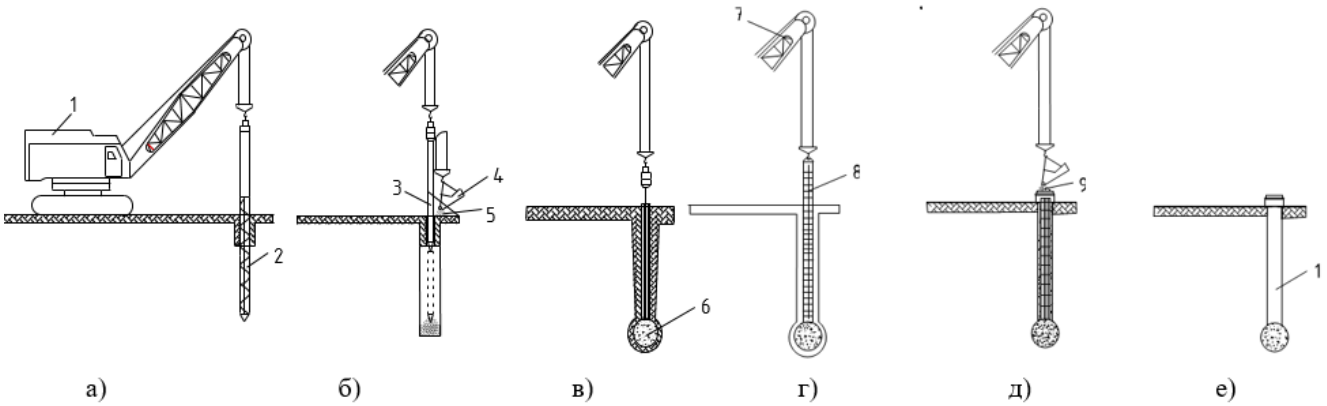


Рисунок 2.17. - Технология возведения буронабивной микросваи с устройством концевого уширения методом втрамбовывания щебня: а) бурение скважины с одновременным погружением обсадной трубы; б) трамбование щебня в нижнем конце обсадной трубы; в) готовое уширение; г) погружение арматурного каркаса в скважину; д) бетонирование с одновременным извлечением обсадной трубы; е) готовая буронабивная свая с уширением из щебня; 1 – гусеничный кран; 2 – шнек; 3 – трамбующая штанга (оболочка); 4 – бадья крана; 5 – щебень; 6 – щебёночное уширение; 7 – стрела крана; 8 – арматурный каркас; 9 – подача бетонной смеси

2.3.3 Способ создания уширения на конце сваи термическим обжигом грунта

Развивающим тему разработки эффективного формообразования конструктивно-технологического решения свай с уширениями может являться разработка [187], основанная на том, что под нижним концом сваи располагают бадделеитокорундовый огнеупорный наконечник, термический заряд с запалом и проводами, проходящими в теле сваи, установленными в процессе изготовления (рис. 2.18). После погружения сваи обычными методами осуществляется воспламенение заряда, что приводит к выделению большого количества тепла. В результате грунт расплавляется, и при кристаллизации образуется стекловидное твёрдое шарообразное тело, существенно повышающее несущую способность фундамента, что особенно важно при возведении высотных зданий, опор мостов, пилонов и большепролётных покрытий на структурно-неустойчивых глинистых основаниях. Грунты, термоукреплённые в процессе клинкерного обжига, приобретают кирпично-красную окраску и требуемые потребительские свойства.

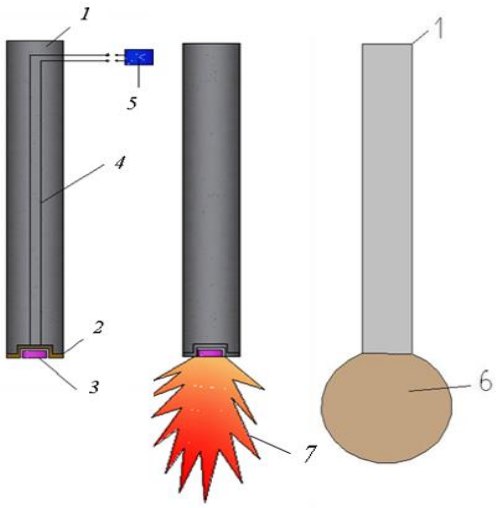


Рисунок 2.18 - Фундамент для слабых глинистых и структурно неустойчивых оснований включает сваю 1 и огнеупорную корундовую пластину 2, приваренную к стальному наконечнику, на конце которого расположен термический заряд 3 с запалом, соединённым проводами 4, установленными вместе с пусковым устройством 5 в процессе изготовления сваи. Образовавшееся твердое шарообразное тело обозначено 6, а зона спекания - 7

Изобретение относится к возведению свайных фундаментов зданий и сооружений, устраиваемых на слабых глинистых и структурно неустойчивых основаниях. Известен способ создания уширения на конце сваи [163], недостатками которого являются: создание тела сваи не в заводских условиях, а на стройплощадке бетонированием на месте, что приводит к усложнению технологического процесса, снижению производительности и увеличению затрат времени на возведение свайного фундамента. Необходимо, чтобы заряд образовывал не полость в грунте, которую затем необходимо заполнить бетоном, а монолит из окружающего грунта и тела сваи. Это исключает необходимость бетонирования и связанных с этим стадий технологического процесса и затрат времени. Решение данной проблемы достигается заменой механического воздействия на тепловое, когда окружающий сваю грунт под воздействием высокой температуры превращается в стекловидный материал высокой плотности шарообразного очертания, который и образует необходимое уширение. Способы термического воздействия на грунт, окружающий сваю, включают применение топливно-воздушных смесей, горячего воздуха и СВЧ-излучения. Общим недостатком этих способов является необходимость сохранения путей подвода теплоносителя или излучателя к месту образования уширения, то есть сохранения полой скважины или колонны, которую впоследствии необходимо заполнить. Необходимо разработать термическое воздействие, не требующее путей подвода теплоносителя или источника излучения. В качестве решения предлагается замена заряда взрывчатого вещества на термический заряд, при подрыве которого при температуре 2000-3500°С нижний участок сваи (бетон, арматура) и окружающий её грунт (глина-песок) переходят в расплав. При этом:

- вместо буронабивной сваи или полой колонны, заполняемых бетонным раствором на стройплощадке, можно использовать готовую сплошную забивную сваю, изготовленную в заводских условиях;

- способ образования уширения существенно упрощается (удаляются наиболее трудоёмкие и длительные стадии).

Цель изобретения: повышение производительности и сокращение затрат времени на возведение свайного фундамента. Поставленная цель достигается тем, что на конце сплошной сваи, предварительно закрепляется термический заряд, который дистанционно поджигается после погружения сваи в грунт. Предлагаемый способ образования уширения состоит из следующих стадий:

1. Изготовление заводским способом сплошной забивной сваи с термическим зарядом на конце и проводами запала в теле.

2. Заглубление сваи в грунт.

3. Подрыв термического заряда.

Исключение стадий, связанных с бетонированием скважины или колонны, а также заполнения камуфлетной полости, сокращает затраты времени и повышает производительность. Предлагаемый способ позволяет регулировать форму зоны расплава и спекания грунта. Для этого на конце сваи, в заводских условиях, вместе с термическим зарядом располагаются температурные экраны из тугоплавкого вещества, препятствующие распространению теплового излучения и расплава в определённом направлении. В заводских условиях, вместе с термическим зарядом, располагаются ампулы с легкоплавким веществом, понижающим среднюю температуру расплава. Попадая в расплав, эти вещества понижают общую температуру плавления, увеличивая объём расплавленных веществ. Предлагаемый способ позволяет утилизировать в строительстве боевые термические заряды с истекающим гарантийным сроком хранения. Способ образования уширения поясняется чертежом на рис. 2.19. В тело сваи (1) над расплавляемой её частью заделывается термический экран (2), например, стальная пластина с тонким слоем тугоплавкой керамики. На конце сваи закрепляется термический заряд (3), защищаемый от разрушения при заделывании сваи в грунт стальным наконечником (4).

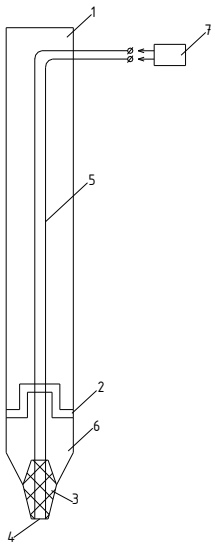


Рисунок 2.19 - Способ образования уширения за счёт термического заряда: 1 – призматическая свая; 2 – термический экран; 3 – термический заряд; 4 – защищаемый от разрушения стальной наконечник; 5 – провода; 6 – стальная ампула с силикатом кальция; 7 - пусковое устройство

Между стальным наконечником и термическим экраном располагается стальная ампула с силикатом кальция (6). При приведении в действие пускового устройства (7) по проводам (5), заделанным в тело сваи, электрический импульс передаётся на термический заряд (3), дистанционно поджигая его. Тепловой импульс плавит стальной наконечник (4), ампулу с силикатом кальция (6), нижнюю часть сваи до термического экрана (2) и грунт вокруг неё. Термический экран препятствует движению расплава вверх, он движется вниз и вбок, образуя после застывания уширение [124, 144, 147, 150, 187]. Минимальная глубина заложения зарядного вещества определяется исходя из оценки физико-механических характеристик спекаемого грунтового основания и оценки распространения зоны спекания по формуле:

$$H_{\min} = 6R_n \tag{2.6}$$

Плотность породы при этом в зоне спекания возрастает в среднем до 70%-90%. Нагрев частицы осуществляется сферически симметрично. Математическая формулировка задачи спекания грунта в горячем газовом потоке учитывает конвективный теплоперенос от нагревательного наконечника и заключается в том, что грунтовая частица, имеющая в начальный момент времени $\tau = 0$, радиус R_p, температуру T_p и нулевую скорость, помещается в точку X=0 высокотемпературного, неоднородного по скорости и температуре спекаемого потока, где начинает двигаться и нагреваться.

Распределение скорости и температуры нагрева грунтового основания могут быть заданы следующими выражениями

$$U_f = U_f(x); \qquad T_f = T_f(x) \tag{2.7}$$

При этом тепловое состояние частицы в текущий момент времени может быть найдено решением системы уравнений с соответствующими начальными и граничными условиями:

$$\frac{dU}{d\tau} = \frac{3\rho_f}{8R_p \cdot S_p} \cdot C_x \left|U_f - U_p\right| \left(U_f - U_p\right) \tag{2.8}$$

$$S_p \cdot C_P \frac{\partial T_p}{\partial \tau} = \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial}{\partial r} r^2 \lambda_p \left(T_p\right) \frac{\partial T_p}{\partial \tau} \tag{2.9}$$

$$\left.\frac{\partial T_p}{\partial \tau}\right|_{r=0} = 0; \lambda_p \left.\frac{\partial T_p}{\partial r}\right|_{r=R_p} = \alpha \left(T_f - T_p\right) \tag{2.10}$$

где Cх - коэффициент сопротивления сферы; индексы «f» и «p» относятся к газзовому термическому потоку и частице, обрабатываемого связного грунта соответственно; ρ, c, λ - характеристики плотности, теплоёмкости и теплопроводности; α - коэффициент теплоотдачи; S_p - площадь поперечного сечения спекаемой частицы грунта [254, 333].

2.3.4 Способ создания уширения на конце винтовой сваи

Изобретение относится к возведению свайных фундаментов зданий и сооружений, устраиваемых в грунтах завинчиванием. В винтовой свае функцию нижнего уширения выполняет металлическая лопасть. Известен способ увеличения несущей способности сваи путем увеличения диаметра её лопасти [21, 22]. Основные недостатки такого способа: резко возрастают усилия (завинчивающие), необходимые для завинчивания сваи при погружении в грунт и объем винтового канала, который образуется в прилегающем грунте по окончании процесса. Это нарушает сплошность уже уплотненного грунта, что способствует проникновению почвенной влаги к металлу сваи и ускоряет коррозию. Для снижения завинчивающих усилий на месте погружения свай предварительно пробуривается или пробивается скважина - лидер диаметром 0,4–0,7 от диаметра сваи и длиной 0,3–0,8 длины сваи. Дальнейшее увеличение такого диаметра приведет к уменьшению степени уплотнения грунта вокруг сваи и сцепления. Известен способ возведения свайного фундамента, при котором скважину – лидер предварительно заполняют закрепляющим раствором. При погружении образуется под пятой и вокруг ствола сваи закрепленная и уплотненная зона в форме полусферы снизу и усеченного конуса над ней. Однако, при этом также формируется винтовой канал, снижающий сплошность зоны и сцепление со стволом.

Необходимо создание способа увеличения уширения на конце сваи без образования винтового канала и разрушения структуры уплотненного грунта вокруг свай.

Известна конструкция буровинтовой сваи [134], где винтовые лопасти, расположенные со стороны нижнего торца, разрушаются вышележащими лопатками под углом, обратным наклону винтовой плоскости. Однако это приводит к увеличению завинчивающих усилий и полному разрушению уплотненной структуры грунта.

Цель изобретения: повышение несущей способности сваи с уширением, используя скважину - лидер, предварительно заполняемую закрепляющей жидкостью без увеличения диаметра лопасти, изменения конструкции сваи и нарушения сплошности уплотненного грунта.

Предлагаемый способ включает следующие стадии:

1. Заполнение скважины - лидера жидкостью в объеме необходимом для закрепления окружающего грунта и заполнения винтового канала.

2. Погружение сваи с сопутствующим увеличением давления жидкости в стволе скважины-лидер.

3. Инъецирование прилегающих слоев грунта закрепляющей жидкостью.

4. Заполнение винтового канала и его последующее отвердевание.

Предлагаемый способ позволяет использовать вещества, увеличивающие свой объем после затвердения.

Способ поясняется рисунком 2.18: перед погружением в грунт (5) винтовой сваи (1) с лопастью (2), в скважину - лидер (3) закачивается бетонная смесь на базе расширяющегося цемента (4). При завинчивании, свая и её лопасть играют роль поршня, увеличивающего давление смеси. Под воздействием этого давления смесь проникает в прилегающие слои грунта (7), обеспечивая их уплотнение и укрепление без образования винтового канала.

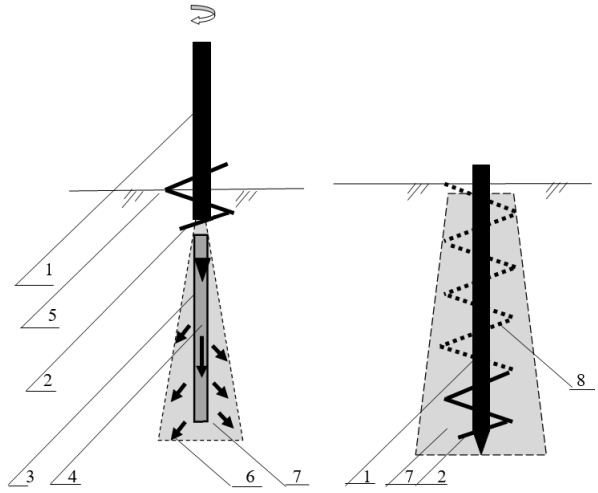


Рисунок 2.18 - Способ увеличения уширения на конце винтовой сваи: 1 - винтовая свая, 2 – металлические лопасти, 3 – лидер – скважина, 4 - закачиваемая бетонная смесь на базе расширяющегося цемента, 5 – окологрунтовое основание, 6 – проникновение бетонной смеси под давлением, 7 – образованное уширение в виде конусообразного цилиндра, расширяющегося книзу, 8 – винтовой канал

По окончании процесса погружения винтовой сваи (1) вся бетонная смесь переходит в прилегающие слои грунта, образовывая концевое уширение в виде конусообразного цилиндра, расширяющегося к низу (7), и винтовой канал (8) где бетонная смесь на базе расширяющегося цемента:

- застывая и расширяясь, спрессовывает частицы грунта, тело (1) и лопасть сваи (2) в единое уширение;

- заполняет винтовой канал (8), образовавшийся в толще грунта и, застывая, дополнительно уплотняет его стенки за счет своего расширения;

- изолирует металлические части сваи (1), включая лопасть (2) , от коррозионного воздействия грунтовой влаги [188].

2.3.5 Способ создания общего уширения для группы свай

Изобретение относится к возведению свайных фундаментов зданий и сооружений, устраиваемых методом подмыва на структурно-неустойчивых, просадочных грунтах.

Известен способ создания уширения на конце группы свай, погружаемых в грунт подмывом [106] включающий: погружение на определенном расстоянии друг от друга нескольких свай в грунт подмывом с подачей под давлением воды по трубке, расположенной в теле сваи или прикрепленной к ней сбоку; смыкание полостей образованных подмывом под концом каждой сваи в общую полость; подача по водоподающим трубкам цементного раствора вплоть до заполнения общей полости смесью раствора и грунта; удаление всех водоподающих трубок; застывание смеси до образования общего уширения.

При этом общее уширение, резко повышающее несущую способность фундамента, образуется только при достаточно близком расположении свай [218].

Недостатком данного способа является, небольшой объем образованной подмывом полости в грунте под нижним концом каждой сваи, в результате чего образование общего уширения требует большой плотности свай. Небольшие размеры полости под нижним концом каждой сваи определяются тем обстоятельством, что подаваемая для подмыва вода уходит из-под сваи практически вертикально по границе между боковой поверхностью заглубляемой сваи и прилегающим к ней грунтом. На стадии погружения сваи в грунт это разрушает сцепления боковой поверхности сваи с прилегающими слоями грунта и облегчает погружение.

Известен способ увеличения размера полости под общее уширение при котором между сваями погружается водоподающая трубка без сваи [163]. Такая трубка образует полость между сваями, которая увеличивает размер полости под общее уширение без увеличения количества свай. Недостатком этого способа является то, что как и в случае с погружаемой сваей движение воды не имеет горизонтальной составляющей. Для преодоления этого недостатка необходимо, чтобы конец водоподающей трубы, погружаемой в грунт без сваи, по достижении определенной глубины принимал горизонтальное положение. При бурении наклонно-направленных скважин для этого используются забойные двигатели, расположенные на конце бурильной колонны, которые приводят в действие буровой инструмент с отклоняемым направлением воздействия.

В нашем случае применение таких устройств усложнит технологическую схему получения общего уширения, что несовместимо с методом подмыва, отличительной чертой которого является технологическая простота. Конец погружаемой гибкой трубы должен отклоняться, но без использования кинематических механических схем [134]. Данное

противоречие решается путём использования приёма «замены вещества полем», когда водоподающая труба, погружаемая в грунт без свай, выполняется из гибкого материала, а с одной из её сторон закрепляется биметаллическая пластина. При погружении такой трубы в грунт методом подмыва, вначале по ней подаётся холодная вода, и труба идёт вниз строго вертикально. При достижении определённой глубины по трубе подаётся теплоноситель (например, смесь выхлопных газов и воды), биметаллическая пластина нагревается, и труба начинает изгибаться в определённую сторону, пока не станет двигаться горизонтально и не достигнет необходимой точки. После этого в неё подаётся холодная вода, труба охлаждается, постепенно выправляется и одновременно выводится из образовавшейся горизонтальной полости.

Вертикальная часть образовавшейся скважины при этом используется многократно. В неё несколько раз опускается гибкая труба с биметаллической пластиной, при этом азимут погружения биметаллической пластины постоянно меняется. Например, если от одного вертикального ствола необходимо сделать четыре горизонтальных канала-ответвления (по числу окружающих скважину свай), то каждый раз азимут погружения сдвигается на 90 градусов. То есть, каждое погружение ориентируется на прокладку горизонтального канала до определённой сваи. Такие каналы резко увеличивают размеры общей полости под сваями, которая, будучи зацементирована, на порядок увеличивает несущую способность фундамента без увеличения числа свай. К тому же получаемая подмывом общая полость имеет не сферическую, а звездчатую структуру, что препятствует обрушению её свода до цементирования. Цель изобретения: увеличение несущей способности свайного фундамента, образованного подмывом, без увеличения числа свай. Поставленная цель достигается тем, что на боковой стороне гибкой трубы, погружаемой подмывом в грунт между сваями, располагается биметаллическая пластина, изгибающая при нагреве погружаемую в грунт трубу в необходимом направлении. В качестве решения предлагается следующий способ создания уширения на конце группы свай, погружаемых в грунт подмывом:

1. Погружение свай в грунт подмывом с подачей под давлением воды по водоподающим трубкам;

2. Вертикальное погружение подмывом в грунт между сваями гибкой трубы с биметаллической пластиной, ориентированной на одну из окружающих свай, с подачей через гибкую трубу холодной воды под давлением;

3. Подача в гибкую трубу с биметаллической пластиной горячего теплоносителя для изменения формы трубы и движения её в горизонтальном направлении до заданной точки и образования размывом горизонтальной полости в грунте;

4. Повторение пунктов 2 и 3 до образования горизонтальных полостей, направленных к каждой свае, окружающей данную скважину с гибкой трубой;

5. Смыкание полостей, образованных подмывом, под концом каждой сваи и в горизонтальном направлении от центральной скважины к каждой свае в общую полость;

6. Подача по всем водоподающим трубкам цементного раствора вплоть до заполнения общей полости смесью раствора и грунта;

7. Удаление излишков раствора и грунта после заполнения полости. всех водоподающих трубок; застывание смеси до образования общего уширения.

Способ образования общего уширения поясняется на рисунке 2.19.

Группа сваи (1) погружается в грунт (2) методом подмыва. При этом вода подается по стальным трубкам (3) закрепленным на боковой поверхности сваи. В центре группы в грунт методом подмыва погружается гибкая стальная труба (4), в нижней части которой приварена биметаллическая пластина (5) из стали и алюминия. При подаче через гибкую трубу горячей смеси воды и выхлопных газов конец трубы изгибается, обеспечивая образование горизонтальной полости (6), которая смыкается с полостью под сваей (7). Подобным образом создаются и другие горизонтальные полости (8), соединяющие полости под сваями в общее уширение, в которое закачивается через водоподающие трубки цементный раствор.

Создание горизонтальных полостей между сваями резко увеличивает объём общего уширения и позволяет обойтись меньшим числом свай при его образовании, времени и повышает производительность. Предлагаемый способ позволяет регулировать форму общего уширения. С его помощью подмывом можно образовывать под свайным фундаментом общее уширение звездчатой формы, где число лучей в каждом графе будет зависеть от числа свай, окружающих гибкую трубу с биметаллической пластиной.

Установка для одновременного погружения четырёх свай и устройства концевых уширений разработана автором для устройства свайного основания из микросвай длиной 2-3,5 м, сечением 10х10 см с шагом 20-30 см, погружаемых подмывом водой, подаваемой по трубке, расположенной в теле сваи или прикреплённой к ней сбоку, подачей по этой же трубке цементного раствора для цементации грунта под нижним концом сваи или горючей жидкости (например, солярки) для термической обработки грунта. Модель данной установки выполнена для проведения дальнейших экспериментальных исследований (рис. 2.20) [218].

Для обеспечения технологической эффективности микросваи погружают группами из четырёх штук с помощью установки, включающей металлическую раму с пластиной толщиной 15-18 мм (1), уложенную на грунт и другую аналогичную пластину, меньшего размера в плане

(2), установленную на четырёх стойках (3) с подкосами (4) параллельно первой на высоте 30-50 см.

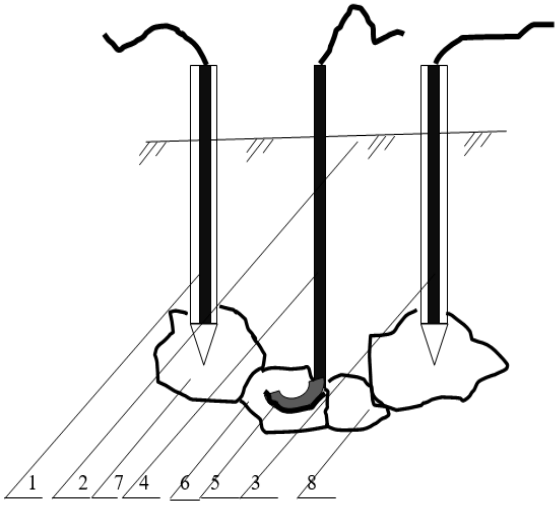


Рисунок 2.19 - Способ образования общего уширения под группой свай: 1 – группа свай, 2 – окологрунтовое основание, 3 – стальная труба на боковой поверхности сваи, 4 – центрированная гибкая стальная труба, 5 - биметаллическая пластина, 6 и 8 – горизонтальные пустотные полости, 7 – полость под сваей, образованная в результате размыва грунта

Обе пластины имеют четыре отверстия (5) под сваи и ещё одно – в центре для пропуска трубы (6), подающей воду, цементный раствор или горючую жидкость. При расстоянии между сваями более 2*d* (где *d*-диаметр сваи) трубкой снабжается каждая свая. После погружения сваи на проектную отметку, труба может быть погружена в грунт ниже конца сваи ещё на 25-30см для подачи воды на большую глубину и глубинного замачивания грунта, при сниженном её расходе и предотвращения дальнейшей осадки сваи, с последующей пропиткой грунта цементным раствором [116, 125, 143, 186, 255].

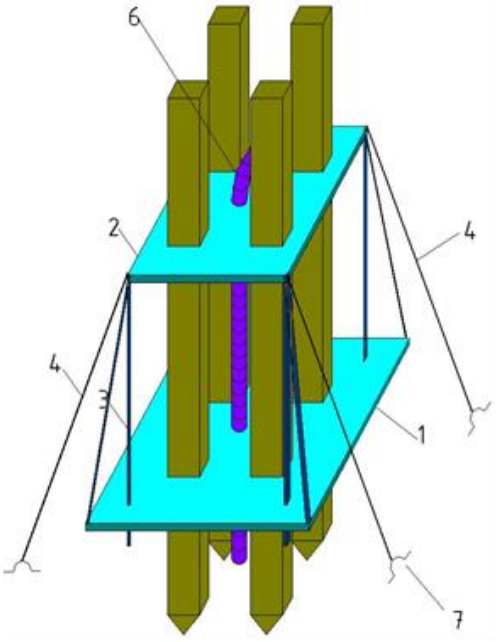


Рисунок 2.20 - Установка для одновременного погружения четырёх свай и устройства концевых уширений: 1 - металлическая рама с пластиной, укладываемой на грунт, 2 – верхняя пластина для устойчивости микросвай, 3 – стойки рамы, 4 – подкосы рамы, 5 – отверстия в раме для пропуска свай, 6 – труба для погружения и устройства уширения, 7 – анкерное крепление подкосов рамы к грунту

2.3.6 Способ создания сваи-шпоры с концевым уширением, как защитной ограждающей конструкции

Следующее изобретение относится к гидротехническому и транспортному строительству и может быть использовано для защиты речных прибрежных зон от процессов по их естественному переформированию и для выпрямления трассы береговых линий. Одним из сооружений возводимых для этой цели являются защитные сваи-шпоры – ограждающие конструкции [219], выстраиваемые с берега под определенным углом наклона по отношению к защищаемому берегу и включающие следующие участки: примыкающий к берегу «корень»; располагающуюся на глубине и испытывающую наибольшее разрушительной воздействие водного потока «голову» сваи; соединяющего их «тела».

Такая конструкция имеет следующие недостатки:

- во время ледохода и вскрытия реки сваи-шпоры играют роль перемычек сужающих русло реки и ухудшающими параметры ледопропускного фронта;

- при переменном уровне течения реки сваи-шпоры должны строится с расчетом на самый высокий уровень (избыточная высота);

- при переменной скорости течения реки сваи-шпоры должны строится с расчетом на самую высокую скорость водного потока (избыточная прочность) [219].

Третий недостаток - частично компенсируется строительством водопроницаемых шпор. Второй недостаток частично компенсируется использованием шпор затопляемых только при высоком уровне речных вод. Первый недостаток, частично компенсируется использованием постоянно заливаемых шпор. Во всех трех случаях частичность решения, обусловлена тем, что оно достигнуто за счет ухудшения целевой характеристики защитной конструкции - снижения скорости прибрежного речного потока. То есть, не решено основное противоречие:

- для выполнения защитной и выпрямительных функции сваи-шпоры, как конструкции несущие силовую нагрузку, должны быть неизменными по прочности, высоте и проницаемости;

- для приспособления к переменному гидрологическому состоянию реки шпоры должны быть переменными по тем же параметрам.

Преодолеть такое противоречие можно с помощью приема «динамизации» [189], когда защитной ограждающей конструкции делится на части, способные перемещаться относительно друг друга и при этом характеристики сваи-шпоры должны меняться так, чтобы быть оптимальными на каждом этапе работы.

Например, голова сваи-шпоры может быть выполнена в виде сваи переменной высоты, или верхним ступенчатым уширением. Это дает возможность во время ледохода спрятать сваю в толще вод подо льдом. Тело сваи-шпоры с лопастным уширением на конце может быть выполнено в виде гибкой гирлянды переменного сечения с возможностью перемещения ее по горизонтали, что даёт возможность перекрывать прибрежный поток при любом уровне воды [204]. Корень сваи - шпоры может быть выполнен в виде перемещаемого по берегу блока, а при понижении уровня воды и осушения дна этот блок может перемещаться вниз, кроме того, при этом в неизменном положении головы шпоры меняется угол её наклона по отношению к защищаемому берегу, что дает возможность в случае необходимости менять условия взаимодействия шпоры и набегающего потока. Оси свай-шпор с уширением располагают в плане не перпендикулярно потоку воды, а с некоторым поворотом вниз по течению. Обычно угол между контуром защищаемого берега и осью шпоры составляет 60-70°, при этом с увеличением скорости потока (половодье) подвижная берегоукрепляющая шпора может увеличить этот угол, с уменьшением (ледостав) - уменьшить.

Цель изобретения: сохранение эксплуатационных характеристик берегоукрепительной сваи-шпоры с уширением при изменении гидрологического режима реки.

Поставленная цель достигается тем, что конструкция сваи выполняется ограниченно подвижной по горизонтали и вертикали и включает: голову в виде сваи с переменной высотой уширения; тело сваи-шпоры в виде плавучей гирлянды переменного сечения с возможностью перемещения по горизонтали; корень сваи-шпоры, представленный подвижным блоком, способным к перемещению по горизонтали вдоль берега реки и по вертикали при обнажении дна реки в связи с её уровнем. Предлагаемая конструкция позволяет: во время ледохода спрятать голову сваи в толще воды под льдом; перекрывать телом сваи-шпоры прибрежный поток при любом уровне воды; изменять угол наклона сваи-шпоры с уширением по отношению к защищаемому берегу. Технология погружения конструкции подвижной берегоукрепляющей сваи - шпоры с уширением поясняется чертежами на рис. 2.21 (а-в). В половодье верхушка винтовой сваи (1) с фиксирующим блоком (2) и вертлюгом (3) находится над поверхностью воды. На отходящем от вертлюга тросе (4) крепятся поплавки (5) с винтовыми лопастями (6). Подъемная сила поплавков необходима для того, чтобы в верхнем положении лопасти всегда находились над поверхностью воды. Длина лопастей достаточна, чтобы при максимальном перекрытии водного потока не задевать дно (8), обеспечивая вращение поплавков и передачу движения на генератор (9) через трос, размещённый на перемещаемой платформе (10). Энергия движения воды направляется на выработку электрического тока. В летнее маловодье при пониженном уровне воды (7), как показано на рис. 2.21(б), вертлюг (3) закрепляется

фиксирующим устройством (2) на новом, более низком уровне сваи (1). Поплавки с лопастями подтягиваются ближе к свае, а перемещаемая платформа (9) с генератором (10) переносится на высохшее речное дно. В период ледостава (см. рис. 2.21(в)) вертлюг закрепляется на новом самом низком уровне сваи, верхняя часть которой отсоединяется или глубже ввинчивается в дно так, чтобы от уровня льда (11) свая отстояла более чем на 0,5 метра. Лопасти и поплавки закрепляются тросом наклонно для продолжения выработки электроэнергии.

В период ледостава при низких скоростях течения угол сваи по отношению к берегу может быть увеличен до более чем 120°; в половодье с быстрым течением — уменьшен менее 30°. В остальные периоды угол наклона устанавливается на уровне около 70°. Заявляемые способы погружения одиночных и групп свай, устройства уширений могут быть успешно реализованы в различных вариантах с использованием разнообразных материалов и технологических решений [102, 189].

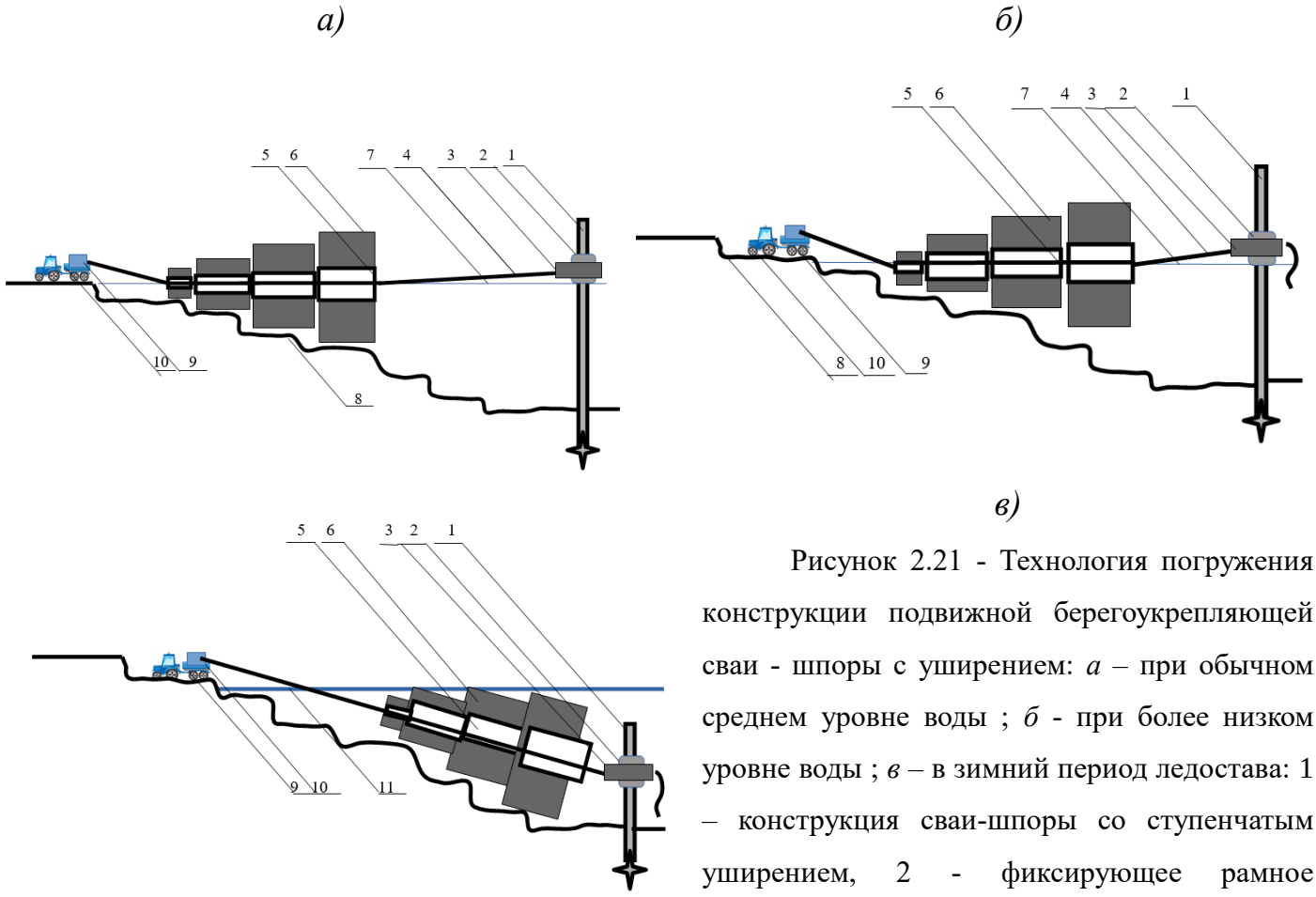


Рисунок 2.21 - Технология погружения конструкции подвижной берегоукрепляющей сваи - шпоры с уширением: *а* – при обычном среднем уровне воды ; *б* - при более низком уровне воды ; *в* – в зимний период ледостава: 1 – конструкция сваи-шпоры со ступенчатым уширением, 2 - фиксирующее рамное устройство на новом более низком уровне сваи, 3 – вертлюг, 4 – трос, 5 – поплавки, 6 -лопасти попловка, 7- лопасти в верхнем положении над поверхностью воды, 8 - высохшее речное дно 9 - перемещаемая платформа, 10 – генератор, 11 – уровень льда

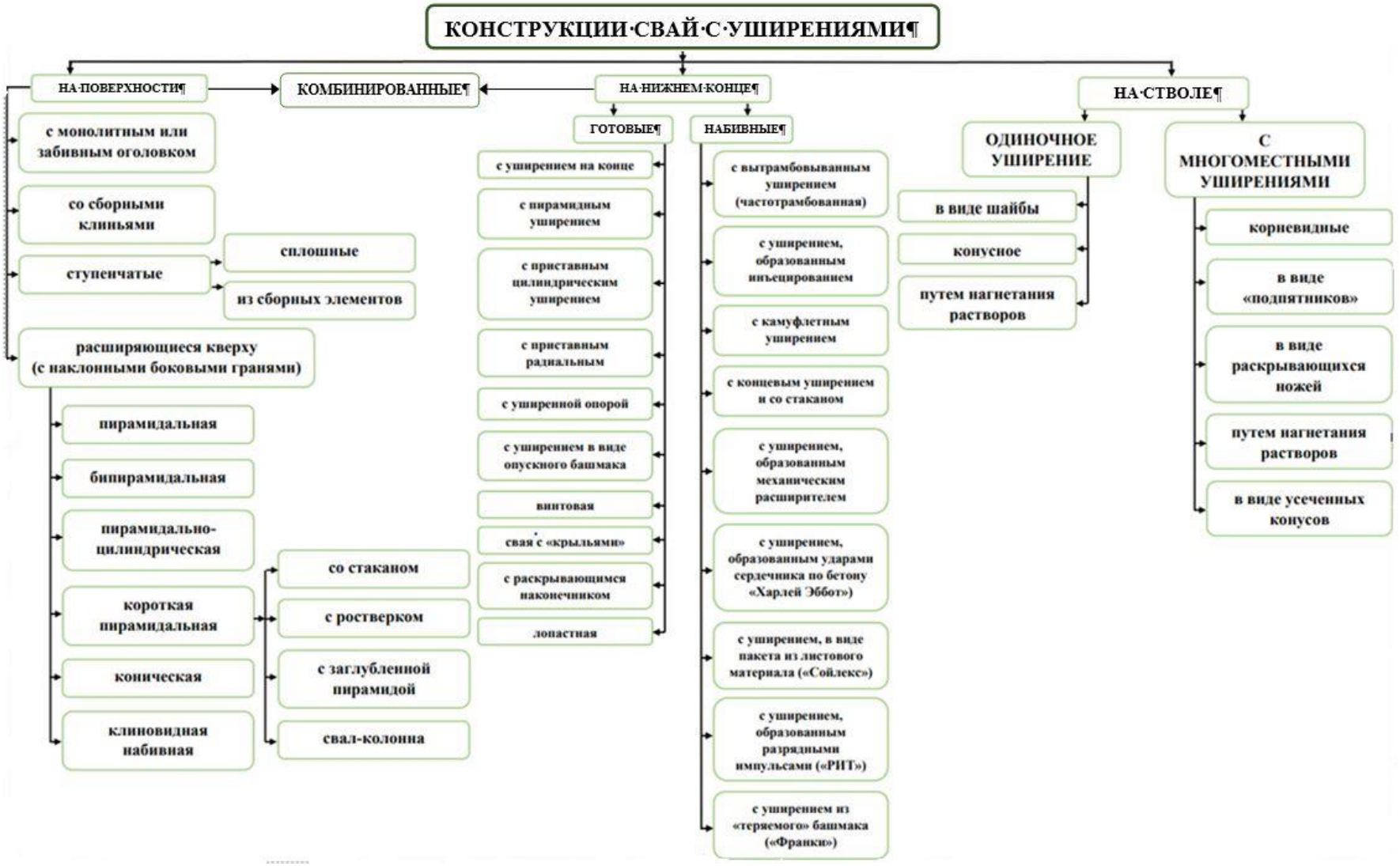


Рисунок 2.22 - Предлагаемая классификация конструкций свай с уширениями, отражающая их конструктивно-технологические решения

117

Исследования напряжённо-деформированного состояния заявляемых конструктивно-технологических решений одиночных и групп свай с уширениями и их внедрение в производство отображены в последующих разделах диссертационной работы.

2.4 Классификация свайных фундаментов с уширениями

В п.1.2 отмечено, что в классической теории фундаментостроения целостная классификация конструкций свай с уширениями по форме ствола вверху, на стволе, на нижнем конце и с несколькими уширениями, отражающая их конструктивные решения и технологии устройства отсутствует и не отображает всего их многообразия.

В результате вышеприведенного анализа и предложений, по мнению автора разработана наиболее полная классификация конструкций свай с уширениями (рис. 2.22).

Предлагаемая классификация конструкций свай с уширениями отражает современные технологии их устройства с разделением на готового и набивного типа и расположением уширений относительно тела сваи вверху, на стволе, на нижнем конце и с несколькими уширениями, отражающая их конструктивные решения [103, 137].

2.5 Конструктивно-технологические решения опытных образцов для лабораторных и натурных испытаний

Для исследования особенностей взаимодействия свай с уширениями и окружающим грунтом, выявления отличительных особенностей поведения таких свай от обычных при статических и динамических воздействиях из многообразия конструктивно – технологических решений были приняты в качестве опытных образцов сваи с концевыми и поверхностными уширениями, которые наиболее полно отражают особенности конструктивно-технологических решений таких фундаментов. Для проведения лабораторных экспериментальных исследований в работе были приняты следующие опытные конструкции обычных свайных фундаментов и с уширениями, а также и технологии их устройства:

- ***одиночные сваи:*** призматическая (рис. 2.23, *а*); призматическая с поверхностным уширением в виде сборных клиньев (рис. 2.23, *б*); призматическая с поверхностным ступенчатым уширением (рис. 2.23, *в*); призматическая с поверхностным уширением в виде оголовка (рис. 2.23, *г*); призматическая с концевым уширением, образованным путём нагнетания различных маловязких составов и термического обжига (рис. 2.23, *д*); призматическая одиночная с двумя концевыми уширениями, образованными путём нагнетания различных маловязких составов (рис. 2.23, *е*); призматическая с совместными поверхностными со сборными клиньями и концевыми уширениями в результате нагнетания маловязких растворов (рис. 2.23, *ж*); буронабивные одиночные с концевым уширением из втрамбованного щебня (рис. 2.23, *з*);

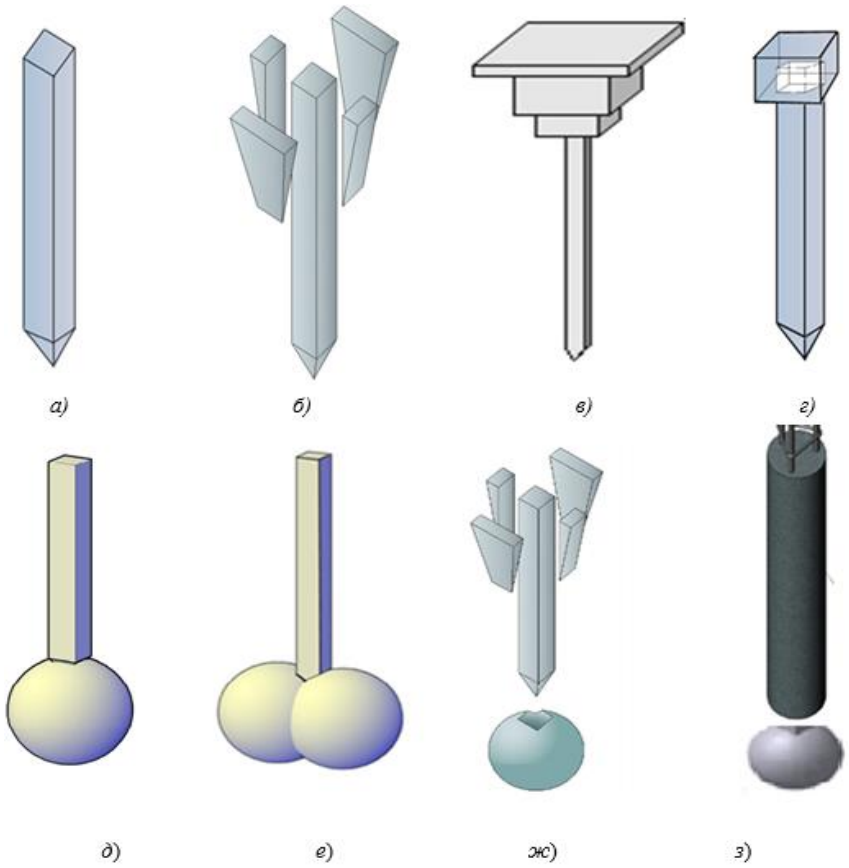


Рисунок 2.23 - Виды опытных одиночных свай с уширениями в лабораторных и натурных исследованиях: *а* – призматическая; *б* - призматическая с поверхностным уширением в виде сборных клиньев; *в* - призматическая с поверхностным ступенчатым уширением; *г* - призматическая с поверхностным уширением в виде оголовка; *д* - призматическая с концевым уширением путём инъецирования; *е* - призматическая с двумя концевыми уширениями путём инъецирования; *ж* - призматическая с совместными поверхностным уширением в виде сборных клиньев и концевым; *з* - буронабивная с концевым уширением из втрамбованного щебня.

- ***группы свай:*** ленточный ростверк с призматическими сваями (рис. 2.24, *а*); ленточный ростверк из свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев (рис. 2.24, *б*); ленточный ростверк из свай с концевыми уширениями путём инъецирования (рис. 2.24, *в*); ленточный ростверк из свай с поверхностными уширениями в виде ступеней (рис. 2.24, *г*); ленточный ростверк из свай с совместными поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и концевыми путём инъецирования (рис. 2.24, *д*); куст с призматическими сваями, обьединённый фундаментной плитой (рис. 2.25, *а*); куст из свай с концевыми уширениями путём инъецирования, обьединённый фундаментной плитой (рис. 2.25, *ж*); куст из свай с поверхностными ступенчатыми уширениями, обьединённый фундаментной плитой. (рис. 2.25, *з*).

В натурных экспериментах на строительной площадке возводили следующие опытные конструкции свайных фундаментов без уширений и с уширениями: призматическая одиночная (рис. 2.23, *а*); призматическая одиночная с поверхностным уширением в виде сборных вдавливаемых клиньев и в виде сборных клиньев, устанавливаемых в предварительно пробуренную выемку (рис. 2.23, *в*); призматическая одиночная с поверхностным уширением в виде оголовка (рис. 2.23, *г*); призматическая одиночная с концевым уширением, образованным путём нагнетания различных маловязких составов и термического обжига (рис. 2.23, *д*); трубобетонные и буронабивные одиночные с концевым уширением из втрамбованного щебня (рис. 2.23, *з*).

На рис. 2.23 - 2.25 представлены общие виды опытных одиночных конструкций свай с уширениями и их групп, эксперименты с которыми проводились автором в течении 20-ти лет.

В экспериментах с одиночными и группами свай поэтапно исследовались: оценка изменения осадки от вертикального нагружения; оценка перемещений от горизонтального нагружения; напряжения в зоне активной работы околгрунтового пространства; в целом напряжённо-деформированное состояние при статическом нагружении; влияние технологии погружения сваи и технологии устройства уширений на зону активного уплотнения грунтового пространства и изменение физико-механических свойств грунтов. Эксперименты проводились изначально на моделях для оценки круга рассматриваемых задач при допустимых затратах и получения наиболее достоверных результатов в определении характеристик в лабораторных условиях и наиболее полного их учёта позже в натурных испытаниях. Параметры опытных образцов, материал и технология устройства фундамента и ушерений, характеристики грунта в экспериментальных исследованиях приведены в табл. 2.2.

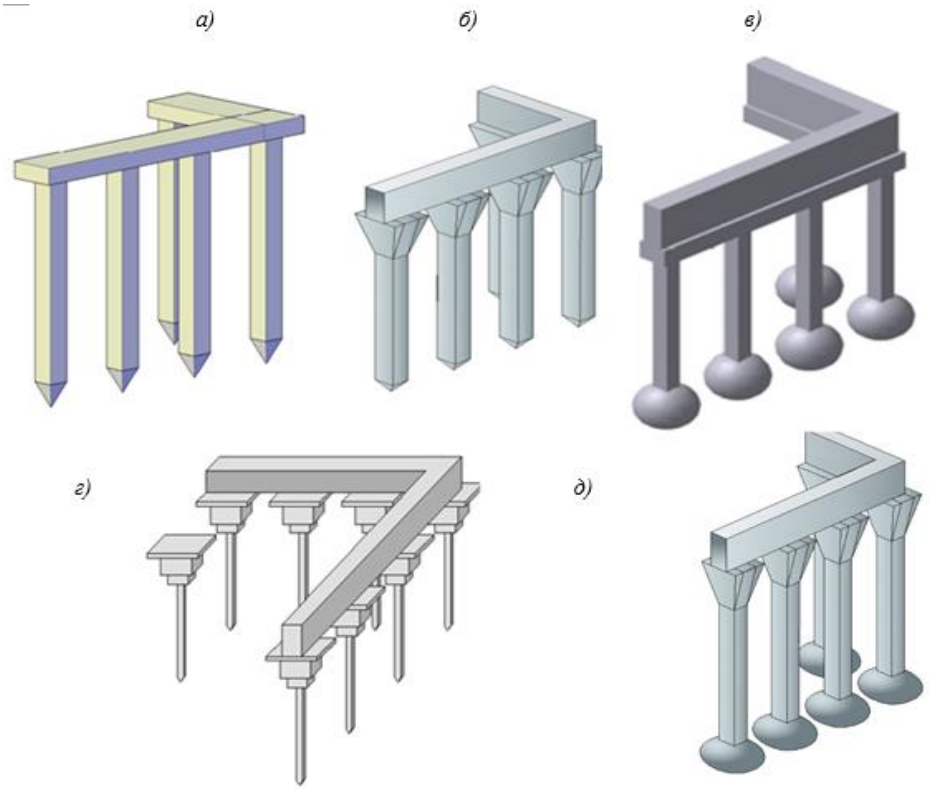


Рисунок 2.24 - Виды опытных групп свай с уширениями: *а* - ленточный ростверк с призматическими сваями; *б* - ленточный ростверк из свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев; *в* - ленточный ростверк из свай с концевыми уширениями путём инъецирования; *г* - ленточный ростверк из свай с поверхностными ступенчатыми уширениями; д - ленточный ростверк из свай с совместными поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и концевыми путём инъецирования

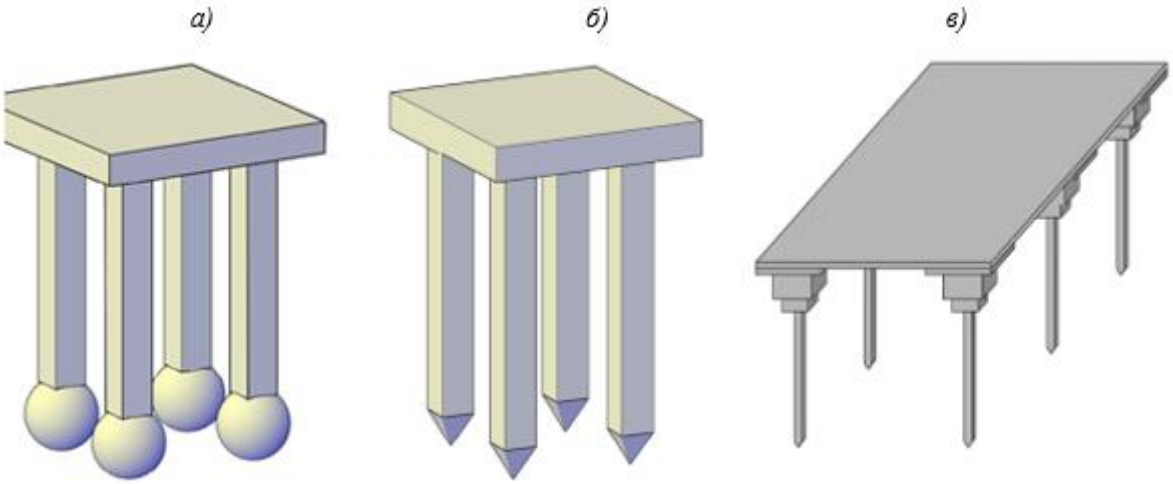


Рисунок 2.25 - Виды опытных групп свай с уширениями в виде кустов, объединённых фундаментной плитой: а - куст из свай с концевыми уширениями путём инъецирования; *б* – из призматических свай; *в* - куст из свай с поверхностными уширениями в виде ступеней

Таблица 2.2 - Обобщённые характеристики экспериментальных исследований на опытных площадках одиночных и групп свай с различными типами уширений

N п/п	Конструкция сваи	Кол-во испытаний	Технологиия погружения сваи	Размеры сечения сваи и её длина/	Параметры уширения	Технология устройства уширения	Грунт и его характеристики
1	2	3	4	5	6	7	8
ОДИНОЧНЫЕ СВАИ							
1	**Призматическая**	5	Забивка	40х40 х 650 мм, 1000мм; 300х300 длиной 4000 мм, 6000 мм	------	----	Суглинок плотностью 1,48-1,60 г/см^3 и водонасыщенный песок - 1,87-1,92 г/см^3
2	**Призматическая с концевым уширением**	по 7 с каждой технологией	Забивка	40х40 х650 мм; 100х100 мм, длиной 1000 мм и 1500мм	Ø 135 мм, полученный с помощью цементации и составил 400 Н/см^2 при В/Ц≈1	Силикатизация, битумизация, цементация с добавками	Песок $\rho_{гр}$=1,48г/см^3; суглинок $\rho_{гр}$=1,4г/см^3.
3	**Призматическая с концевым уширением**	10	Забивка в лидерную скважину	40х40 х 1000мм; 300х300 длиной 3000 мм	Увеличение площади уширения от 2 до 5 раз $D_{св}$	Глубинный обжиг	Суглинок, глина
4	**Трубобетонная с концевым уширением из щебня**	10	Бурение скважины с вдавливанием обсадной трубы	ø 100, 200, 300, 400 мм; длиной 1000 мм		Втрамбовывание щебня в забой различной фракции	
5	**Призматическая с поверхностным уширением в виде сборных клиньев**	9	Вдавливание	сечением 40х40 мм, длиной от 650 до 1000 мм; 300х300мм, длиной 4000мм, 6000мм	Увеличение площади уширения от 1,5 до 3 раз $D_{св}$	Вдавливание клиньев, погружение клиньев в лидерную скважину	Суглинок, водонасыщенный песок, глина
6	**Призматическая со ступенчатым поверхностным уширением**	8	Вдавливание	сечением 40х40 мм, длиной 1000 мм	100×100 мм в верхней части и длиной 500мм и 300×300 мм и длиной 1000 мм	Вдавливание	

Продолжение таблицы 2.2

7	**Буронабивная с концевым уширением из щебня**	8	бурение скважины с вдавливанием обсадной трубы	ø 300, 400 мм; длиной 4000 мм, 6000мм	Увеличение площади уширения от 2 до 5 раз $D_{св}$	Втрамбовы-вание щебня в обсадную трубу	
8	**Призматическая с совместным концевым и поверхностным уширениями**	8	Вдавливание	40х40 мм, длиной от 650 до 1000 мм	Увеличение площади клина от 1,5 до 3 раз $D_{св}$, концевого уширения от 2 до 5 раз $D_{св}$	Вдавливание и нагнетание растворов	Суглинок, глина
9	**Призматическая свая с поверхностным уширением в виде отдельного оголовка**	16	Забивка	400х600 мм, длиной 4000 -6000 мм	Прямоуголь ное	Монолитное бетонное	Водонасыще нный суглинок с прослойками песка

Экспериментальные лабораторные и натурные исследования групп свай осуществлялись в тех же инженерно-геологических условиях с применением тех же технологий и того же количества свай, как и в испытаниях одиночных конструкций с концевыми и (или) поверхностными уширениями.

Выводы по разделу 2:

1. Раскопки натурных конструкций свай с уширениями показали, что формы концевых уширений существенно зависят от используемой технологии устройства уширений на конце сваи (с помощью разбуривания, вдавливания, раскатывания грунта, инъецирования, буровзрывного способа, втрамбовывания и др.) и могут принимать различные очертания – усечённого конуса, эллипсоида, сферы, полусферы или цилиндра.

2. Сформулированы основные положения проектирования свай с уширениями, учитывающие вид устройства уширений сваи (готовые, набивные или комбинированного типа), их расположения (поверхностные или концевые), что требует установления параметров геометрии (угол наклона и другие) и подбора строительного материала изготовления для конкретных условий грунтового оснонования

3. На основе положений общей теории формообразования строительных конструкций и анализа результатов существующих и собственных раскопок натурных конструкций свай с уширениями разработаны пять принципов формообразования свайных фундаментов с уширениями,

4. Результатом исследования принятых принципов теории формообразования свайных фундаментов с уширениями, накопления предпосылок в результате раскопок к изменению конструктивных форм, генерации новых конструктивных форм, инновационного проектирования и экспериментальных исследований автора стали следующие новые запатентованные конструктивно-технологические решения фундаментов с уширениями.

5. Составлена расширенная классификация конструкций, отражающая строительный материал изготовления уширения для конкретных условий грунтового основания, современные технологии их устройства с разделением на конструкции готового, набивного или комбинированного типа и расположением уширений относительно тела ствола сваи вверху, на стволе, на нижнем конце и с несколькими уширениями, их конструктивные решения.

6. Для наиболее глубокого и комплексного исследования напряжённо-деформированного состояния одиночных и групп свай с концевыми и поверхностными уширениями на статические и динамические воздействия и проведения лабораторных и натурных экспериментальных исследований были подобраны опытные конструкции.

3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОДИНОЧНЫХ И ГРУПП СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ

3.1 Спектрально-временной анализ и статическая пенетрация в исследовании физических и физико-механических характеристик грунтовых оснований

В лабораторных и натурных экспериментах из свай с уширениями при изучении инженерно-геологического разреза на глубину до 50 м применяли малоканальную цифровую сейсмостанцию с возбуждением ударных импульсов с помощью прибора ПДС МГ4 (ООО СКБ «Стройприбор», см.рис. 3.1). Для возбуждения упругих волн при сейсмических измерениях применяли кувалду.

Рисунок 3.1. - Прибор ПДС-МГ4

Акустический метод исследования грунтов основан на использовании закономерности распространения упругих волн в материале. Использование скользящего оконного преобразования Фурье (спектрально-временной анализ) позволяет получать, исследовать и строить в виде спектрограмм динамические спектры и анализировать их поведение во времени. Спектрограмма строится в трёх координатах - частота, время и амплитуда. При этом амплитуда задаётся цветом или оттенком цвета каждого прямоугольника спектрограммы. Зная скорость распространения звука – можно преобразовать частоту колебаний в глубину.

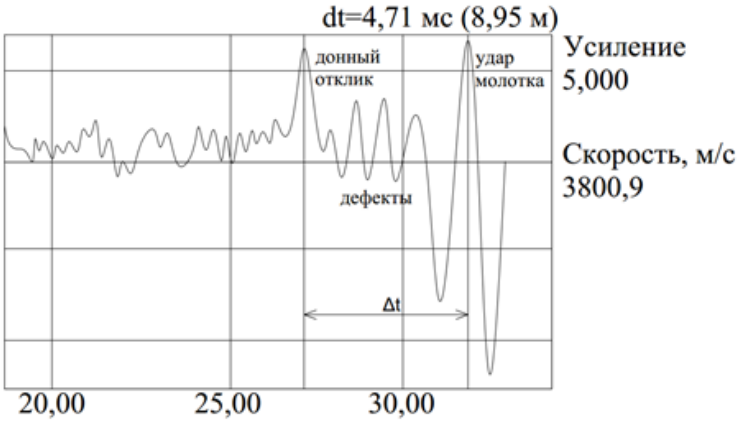


Рисунок 3.2 - Спектр сигнала

Для получения поперечной и продольной волны снимали верхний слой грунта (рис. 3.3). Каждый профиль обрабатывали, и получали сейсморазрез.

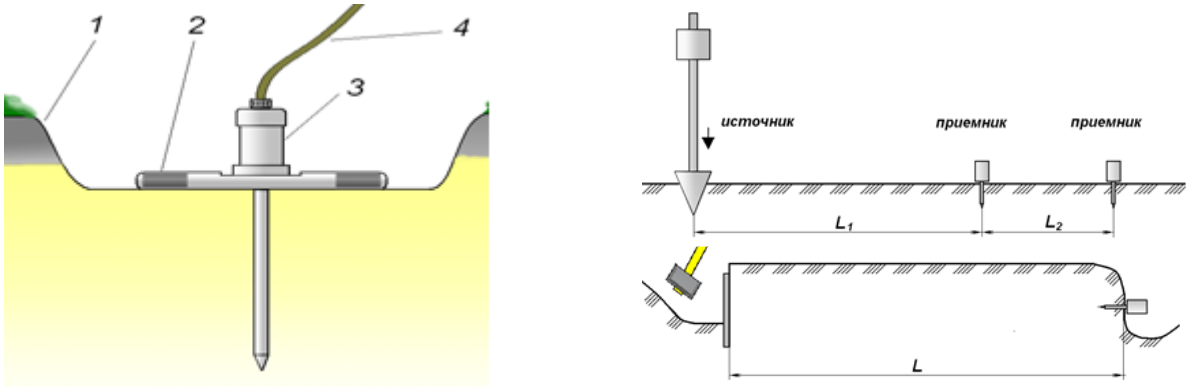


Рисунок 3.3 - Крепление сейсмоприемника на грунте измерение поперечных и продольных волн

1 – верхний слой грунта; 2 – приспособление для крепления сейсмоприемника на грунт; 3 – сейсмоприемник; 4 – кабель сейсмоприемника

Для получения продольной волны датчик и источник возбуждения устанавливали на глубину 0,5 метра ниже уровня грунта. На рис. 3.4 изображена фотофиксация эксперимента по получению продольной волны на глинистом грунте.

Рисунок 3.4 - Получение продольной волны на глинистом грунте

По результатам экспериментов через программный комплекс производилась обработка полученных сигналов для формирования графиков сигнала и спектра (глубинного и частотного), (рис. 3.5). Опыт повторяли 10 раз.

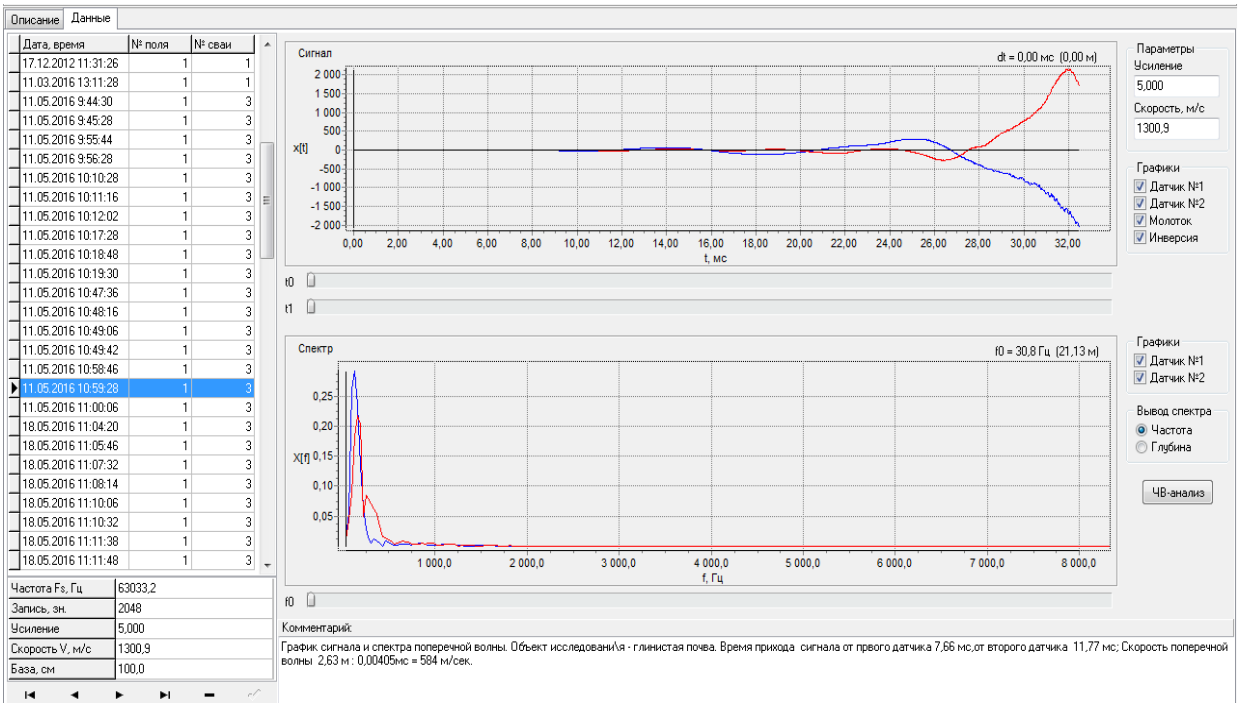


Рисунок 3.5 - График сигнала и спектра полученной поперечной волны. Объект исследования – бугор Бэра (глинистый грунт). Время прохода сигнала от первого датчика 7,66, от второго датчика 11,77мс. Скорость поперечной волны 2,63м/0,00405мс=584м/сек.

По полученным данным производим расчет:`

$$E = \frac{v_s^2 * (3v_p^2 - 4v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (3.1)$$

где E- модуль упругости Юнга, кН/м^2

ρ- плотность грунта, г/см^2

v_s- скорость объемных поперечных волн, м/с

v_p- скорость объемных продольных волн, м/с

$$\mu = \rho \frac{(v_p^2 - 2v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (3.2)$$

где μ - коэффициент Пуассона

$$G = \rho * v_s^2 \quad (3.3)$$

где G – Модуль сдвига (вторая константа Ляме), кН/м^2

$$\lambda = \rho * (v_p^2 - 2v_s^2) \quad (3.4)$$

где λ – первая константа Ляме

$$K = \rho * (v_p^2 - \frac{h}{3} v_s^2) \quad (3.5)$$

где K – модуль всестороннего сжатия, h-высота

$$v_v = \frac{v_p}{v_s} \quad (3.6)$$

где v_v – отношение скоростей упругих волн, м/с

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (3.7)$$

где ρ – плотность грунта, г/см^2

γ- удельный вес, кН/м^2

g- ускорение, м/с^2

Пример замера №1

$$E = \rho \frac{v_s^2 * (3v_p^2 - 4v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} = 1{,}9 \frac{484^2 * (3 * 547^2 - 4 * 484^2)}{2 * (547^2 - 484^2)} = 48{,}153 \text{ кН/м}^2$$

$$\mu = \rho \frac{(v_p^2 - 2v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} = 1{,}9 \frac{(547^2 - 2 * 484^2)}{2 * (547^2 - 484^2)} = 0{,}41$$

$$G = \rho * v_s^2 = 1{,}9 * 484^2 = 44{,}5 * 10^4 \text{кН/м}^2$$

$$\lambda = \rho * (v_p^2 - 2v_s^2) = 1{,}9 * (547^2 - 484^2) = 15{,}29$$

$$K = \rho * (v_p^2 - \frac{h}{3} v_s^2) = 1{,}9 \left(547^2 - \frac{1{,}3}{3} * 484^2\right) = 44{,}71$$

$$v_v = \frac{v_p}{v_s} = \frac{547}{484} = 1{,}13$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = 1{,}9 \text{ г/см}^2$$

Замер №2

$$E = \rho \frac{v_s^2 * (3v_p^2 - 4v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} = 1{,}9 \frac{484{,}01^2 * (3 * 547{,}05^2 - 4 * 484{,}01^2)}{2 * (547{,}05^2 - 484{,}01^2)} 48{,}154 \text{ кН/м}^2$$

$$\mu = \rho \frac{(v_p^2 - 2v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)} = 1{,}9 \frac{(547{,}05^2 - 2 * 484{,}01^2)}{2 * (547{,}05^2 - 484{,}01^2)} = 0{,}42$$

$$G = \rho * v_s^2 = 1{,}9 * 484{,}01^2 = 44{,}6 * 10^4 \text{кН/м}^2$$

$$\lambda = \rho * (v_p^2 - 2v_s^2) = 1{,}9 * (547{,}05^2 - 484{,}01^2) = 15{,}3$$

$$K = \rho * (v_p^2 - \frac{h}{3}v_s^2) = 1{,}9\left(547{,}05^2 - \frac{1{,}3}{3} * 484{,}01^2\right) = 44{,}72$$

$$v_v = \frac{v_p}{v_s} = \frac{547{,}05}{484{,}01} = 1{,}13$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = 1{,}9 \text{ г/см}^2$$

Результаты определения физических параметров грунта по 10-ти замерам представлены в табл. 3.1 и средние значения – в табл. 3.2.

Таблица 3.1 - Определение физических параметров грунта

Обозначение	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
E	48153	48154	48157	48159	47167	48163	47187	47194	46154	46167
μ	0,41	0,43	0,42	0,45	0,46	0,42	0,49	0,41	0,41	0,44
G	44,45	44,6	44,7	44,87	43,7	45,7	45,7	45,5	45,5	45,1
λ	15,29	15,3	15,34	15,37	15,29	14,32	17,31	15,37	12,48	11,97
K	44,71	44,72	44,73	44,75	43,65	41,43	43,17	42,98	41,18	41,98
v_v	1,13	1,11	1,13	1,12	1,13	1,11	1,13	1,14	1,18	1,14
ρ	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9

Таблица 3.2 - Среднее значение физических параметров грунта

Обозначение	Среднее значение
E	47465 кН/м^2
μ	0,41
G	44,71кН/м^2
λ	15,3
K	44,68
v_v	1,1
ρ	1,9 г/см^2

Спектрально-временной анализ при использовании малоканальной цифровой сейсмостанции с возбуждением упругих волн позволил эффективно определить физические

параметры грунтового основания: скорость объёмных поперечных волн, скорость объёмных продольных волн $-\upsilon_s$, первая константа Ламе (λ), модуль сдвига (G,), модуль всестороннего сжатия (K) и отношение скоростей упругих волн- υ_v. Это было необходимо для проведения экспериментальных исследований со сваями при динамических воздействиях [132].

Физико-механические характеристики грунтового основания в лабораторных и натурных экспериментах с использованием свай с уширениями определялись с помощью статического пенетрометра ПСГ-МГ4 (рис. 3.16, 3.17). Статический пенетрометр ПСГ-МГ4 (разработка СКБ "Стройприбор") предназначен для ускоренного контроля качества уплотнения грунта и определения физико-механических характеристик: угла внутреннего трения φ, удельного сопротивления пенетрации *P* (МПа), коэффициента уплотнения *K*; индекса влажности I;модуля упругости *E* (МПа); угла внутреннего трения f (°) и удельного сцепления грунта *C* (МПа).

3.2 Работа одиночных и групп свай с концевыми уширениями

3.2.1. Лабораторные испытания с образованием уширений физико-химическими методами закрепления грунта из маловязких растворов

Использование физико-химических технологий для укрепления растворов представляет собой весьма действенный способ усиления несущей способности фундаментов, как уже существующих, так и строящихся, особенно при инъектировании свай глубокого залегания в условиях слабых грунтов, а также при одновременном расширении их основания [9, 47, 95, 115, 138, 231, 232, 253, 275, 276]. В ходе лабораторных испытаний анализировалось, как меняется прочность грунта, обработанного под сваей, в зависимости от выбранного физико-химического метода (включая традиционные цементацию, силикатизацию и битумизацию) и с применением различных химических присадок: суперпластификатора С-3, формиата натрия, БЕНОТЕХ, а также пластификаторов «Линамикс», «АрмМикс», «Майти 100» и других. Из-за замедления и усложнения процесса нагнетания и затвердевания при высокой вязкости раствора, в экспериментах активно использовались химические добавки.

При цементации грунта методом инъектирования, в него подаётся раствор, состоящий из цемента, смеси цемента с песком или цемента с глиной. В случае силикатизации, ключевую роль играет жидкое стекло – это раствор силиката натрия в коллоидной форме, который при взаимодействии с грунтом и хлоридами формирует гидрогель кремниевой кислоты [9]. В

экспериментах использовали жидкий битум, разжиженный керосином классов СГ 40/70 и СГ 70/130. Для наглядности в лотке с одной стороны установлено стекло толщиной 20 мм. В качестве основания использовались мелкозернистый песок ($\rho_{гр}^{0}$=1,6 г/см³; $\rho_{гр}$=1,48 г/см³) и суглинок ($\rho_{гр}^{0}$=1,89 г/см³; $\rho_{гр}$=1,4 г/см³). Плотность грунта определялась пенетрометром в процессе закачивания раствора и после его твердения. Экспериментальная установка изображена на рис. 3.6 (а), где грунт послойно уплотнялся, а горизонтальные изолинии фиксировались с шагом 3 см окрашенным грунтом (рис. 3.7). Для достоверного расчёта напряжённо-деформированного состояния свайных фундаментов с концевым уширением в лаборатории провели эксперимент на опытных образцах железобетонных свай сечением 100х100 мм и длиной 1 м (рис. 3.7, а). Использовались насос БЦ-05-20 мощностью 0,4 кВт с максимальным напором до 32 м и подачей раствора до 3,5 м³/ч; металлический лоток с грунтом (песком) для наглядности эксперимента; механический рычаг.

После погружения сваи вдавливанием до проектной отметки через внутреннюю трубу сваи подавались цементный раствор, жидкое стекло и жидкий битум. Ключевыми параметрами эффективности закрепления грунта являются правильность геометрической формы уширения и количество твердеющего состава в сухом состоянии на 1 м³ укреплённого грунта (определяющее прочность материала концевого уширения). Исследование проводилось на глубинах от 60 до 100 см. Контролировалась текучесть раствора, гарантирующая его работоспособность и создание плотной цементно-грунтовой смеси, а также скорость набора прочности образцами.

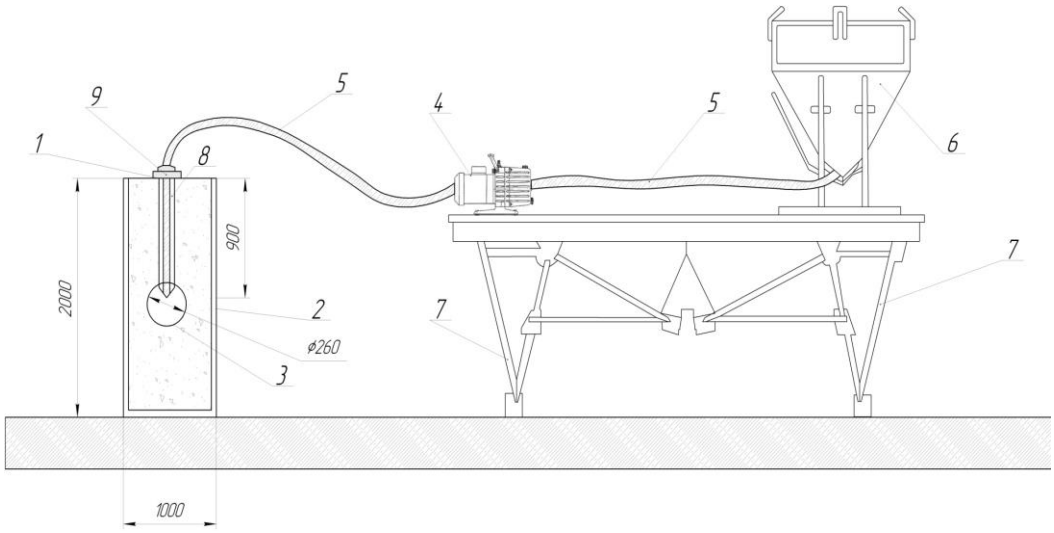


Рисунок 3.6 - Лабораторная установка для устройства уширения под нижним концом сваи: 1 – свая; 2 – лоток с песком; 3 – уширение; 4 – насос; 5 – гибкий шланг; 6 – поддон с цементным раствором; 7 – вспомогательные подмости; 8 – труба; 9 – муфта крепления [9]

Результаты испытаний образцов концевых уширений представлены в таблицах 3.3 – 3.5 для разных технологий обработки (цементация, силикатизация и битумизация). После затвердевания, грунт, укреплённый под сваей, извлекали и подвергали одноосному сжатию с использованием гидравлического пресса П-50 (рис. 3.7, г) с целью оценки прочности концевых уширений.

Рисунок 3.7 - Иллюстрации с места проведения лабораторных испытаний укреплённого массива грунта различными методами инъецирования под нижним концом сваи

а) Опытная свая сечением 100х100, армированная стальной трубой диаметром 20 мм

б) Нагнетание маловязких растворов в грунтовый лоток под нижний конец сваи

в) Фотофиксация видимых изменений модели железобетонной сваи с укреплённым грунтом под нижним концом

г) Определение прочности уширения опытного образца

с помощью красящих изолиний

Наибольшей прочностью обладал образец уширения Ø 13,5см, полученный с помощью цементации и составил 400 Н/см^2 при водоцементном отношении В/Ц≈1 [9, 175, 212].

Полученные в ходе экспериментов данные были подвергнуты статистической аналитике. Подход к статистической обработке измерений, описанный В. А. Вознесенским в работе [28], базируется на математических принципах эксперимента и включает методы планирования и анализа наблюдаемых данных. Исследования прочности образцов грунта, подвергнутых уширению и цементации раствором, приготовленным в лаборатории, с учетом различного водоцементного соотношения (как показано на графике рис. 3.8), продемонстрировали, что превышение фактического В/Ц соотношения над заданным может существенно ухудшить прочностные характеристики обработанного грунта [9].

Таблица 3.3 - Характеристики образцов концевых уширений сваи, полученных цементацией грунта

№ п	Диаметр полученного образца (см)	Водоцементное отношение (В/Ц)	Прочность полученного образца (Н/см^2)
1	2	3	4
1	24	2	140
2	2,5	1.8	152
3	25,5	1.5	200
4	26	1.2	260
5	26	1	400

Таблица 3.4 - Характеристики образцов концевых уширений сваи, полученных битумизацией грунта

№ п/п	Диаметр полученного образца, см	Отношение битума к керосину (К/Б)	Прочность полученного образца (Н/см^2) класс СГ 40/70,	Прочность полученного образца (Н/см^2) класс СГ 70/130,
1	2	3	4	
1	11,5	0,18	130	150
2	11,5	0,2	140	150
3	11,7	0,25	140	160
4	12	0,28	160	180
5	12	0,32	200	210
6	12	0,4	220	240

Таблица 3.5 - Характеристики образцов концевых уширений сваи, полученных силикатизацией грунта

№ п/п	Диаметр полученного образца (см)	Отношение массы силиката натрия (кг) к объёму образца ($см^3$)	Прочность полученного образца ($Н/см^2$)
1	2	3	4
1	8	0,05/2143,57	60
2	9	0,07/3052	80
3	9,5	0,09/3589,5	100
4	10	0,110/4186	120
5	10,5	0,130/4846	140
6	11	0,150/5572,4	160
7	11,5	0,170/6367,3	180
8	12	0,200/7234,5	200
9	12,5	0,220/8177	220
10	26	0,250/9198	300

На рисунке 3.9 изображен график, демонстрирующий прочность грунта после его укрепления методом инъектирования жидкого битума, разбавленного керосином. Использовались марки СГ 40/70 (№2) и СГ 70/130 (№1). В ходе исследования экспериментальным путем в лабораторных условиях изучались деформации массива грунта, обработанного затвердевающими составами у нижнего края сваи. Фиксировались и фотографировались изменения формы, такие как уширение, уплотнение и изменение плотности в основании сваи при вертикальной нагрузке. Для теоретического анализа применялась методика, разработанная А.А. Григоряном, что обеспечило наиболее всестороннее исследование свойств укрепленного грунта.

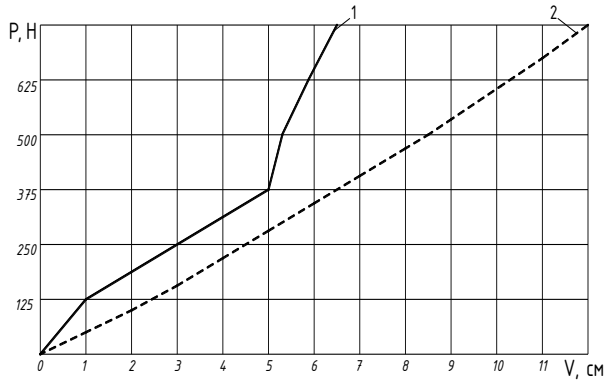


Рисунок 3.8 - Прочность образцов концевого уширения в зависимости от водоцементного отношения

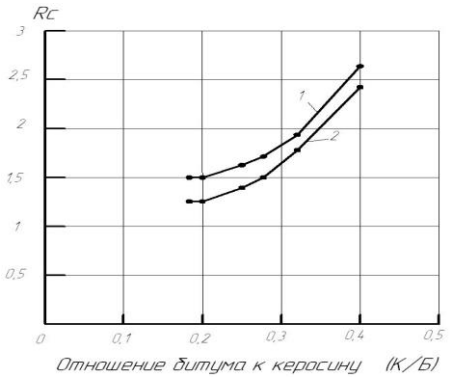


Рисунок 3.9 - Прочность закреплённого грунта при нагнетании жидкого битума, разжиженного керосином класса СГ 40/70 (№2) и СГ 70/130 (№1)

В ходе проведенных исследований, анализ зависимости деформации, возникающей в первой горизонтальной изолинии (в нижней части сваи), от вертикальной нагрузки выявил, что в суглинке она возрастает более чем в два раза по сравнению с песком (см. рисунок 3.10).

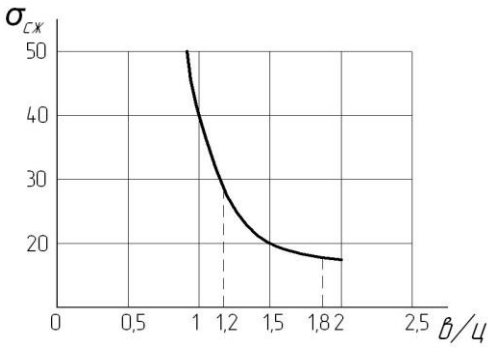


Рисунок 3.10 - Зависимость перемещения грунта от вертикальной нагрузки в уровне 1-й горизонтальной изолинии:
1 – для песка; 2 – для суглинка

На рисунке 3.11 изображены изолинии, отражающие плотность грунта под сваей, и демонстрируется их трансформация в процессе вертикального нагружения. Небольшая степень деформации грунта вдоль большей части сваи, за исключением её нижней оконечности, указывает на то, что при достижении определённого уровня нагрузки свая начинает скользить по грунту или происходит относительное смещение слоёв грунта. Иной вид деформаций прослеживается в основании сваи, в частности, вблизи её нижнего конца. Изменение положения фиксаторов, регистрирующих горизонтальные перемещения (от исходного горизонтального положения к конечной чашеобразной форме), указывает на расширение "воронки" как в песчаных, так и в суглинистых грунтах по направлению к нижней части лотка.

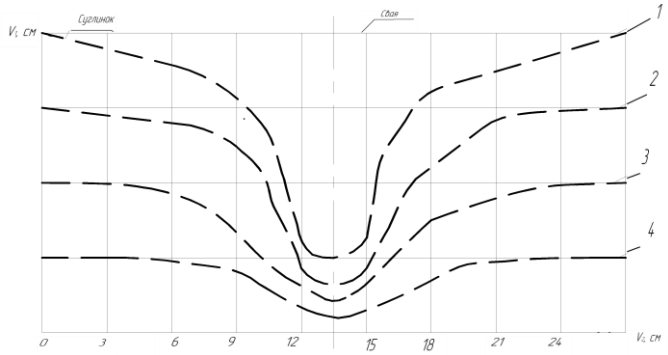


Рисунок 3.11 - Горизонтальные изолинии перемещения грунта при вертикальном нагружении модели сваи

Радиус зоны уплотнённого грунта под нижним концом сваи *R* определяется на основе следующих основных положений:

- погружение сваи происходило за счёт уплотнения грунта без выпора; при этом грунт в объёме сваи выдавливается в стороны;

- разница плотности грунта до и после задавливания на границе зоны уплотнения составляет 0,01 г/см³, что соответствует точности лабораторного определения;

- масса скелета грунта в цилиндрическом объёме вокруг сваи остаётся постоянной как до, так и после задавливания.

На рисунке 3.12 отображены изолинии плотности грунта в основании модели сваи с уширением, подвергшейся цементации с использованием пластифицирующей добавки С-3. Результаты, полученные при постепенном увеличении вертикальной нагрузки, показали, что осадка сваи была вдвое ниже, чем при нагружении на участок без предварительного укрепления грунта.

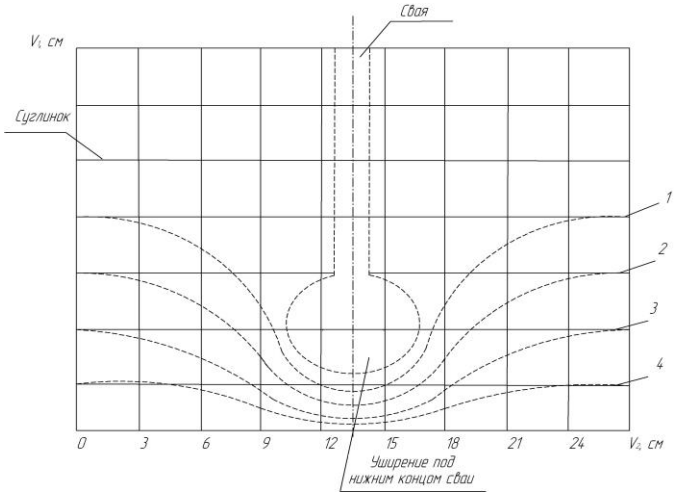
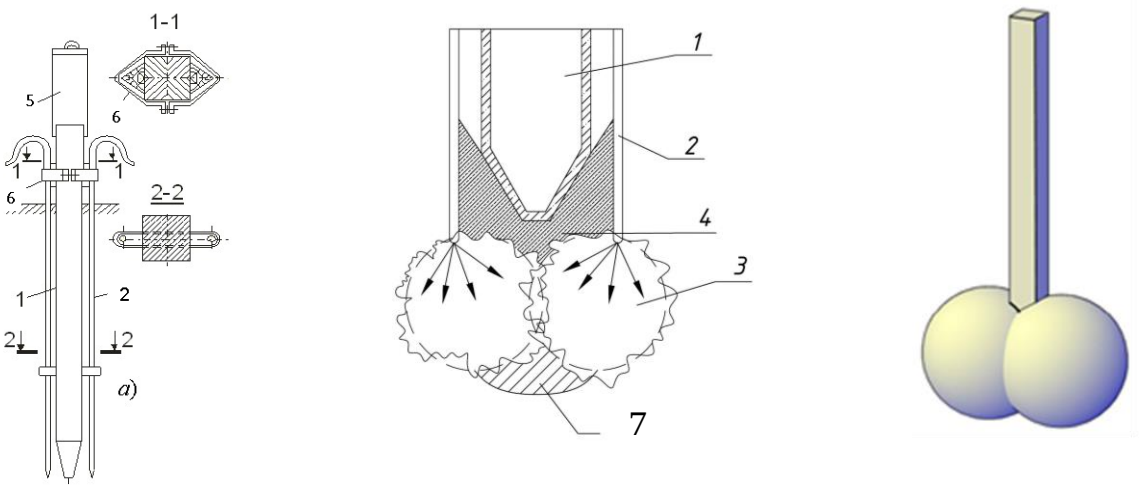


Рисунок 3.12 - Горизонтальные изолинии перемещения грунта при вертикальном нагружении модели сваи с закреплённым суглинком под нижним концом путём цементации

Анализ уплотнения грунта в основании и под нижним сечением сваи, выполненный с использованием фиксаторов и фотосъемки, продемонстрировал, что область изменения плотности ограничена двумя диаметрами сваи в горизонтальном направлении от ее стенок и тремя диаметрами – в вертикальном, под ее концом. Полученные экспериментально радиусы зоны уплотнения оказались согласованы с расчетными данными, вычисленными по методике Григоряна А.А. Примечательно, что формирование видимого уширения на конце сваи в данной технологии сильно зависит от способа ее погружения. В лабораторных испытаниях свая опускалась путем последовательного приложения нагрузки с использованием рычага, тогда как в полевых условиях применялись различные методы, такие как забивка, вдавливание или подмыв. В ходе экспериментов использовались трубки, размещенные как рядом со сваей, так и внутри ее конструкции. Тем не менее, при расположении трубки сбоку наблюдалось образование уширения, не совпадающим с центром сваи (а значит - и с центром приложения нагрузки), что демонстрировало невозможность получения чёткой формы концевого уширения, воспринимающего центрированную нагрузку. В пользу расположения трубки внутри тела сваи говорит её возможность использования в качестве армирования типовой конструкции. Наибольший эффект увеличения площади закрепления грунта инъекционными составами наблюдался при расположении двух труб по внешним боковым граням сваи (см. рис. 3.13) и образовании двух пересекающихся концевых сферических уширений. Применение различных технологий погружения существенно влияет на форму концевого уширения: забивка, вдавливание и т.д.,

при этом наиболее чёткую форму с центрированной нагрузкой обеспечивает расположение трубки внутри тела сваи. Проведены лабораторные исследования, в которых оценивались свойства цемента, жидкого стекла и битума для улучшения характеристик грунта в основании сваи при расширении её нижнего сечения. Полученные результаты демонстрируют возможность существенного повышения несущей способности свайных конструкций.



а) *б*) *в)*

Рисунок 3.13 - Характер образования двух уширений при закреплении грунта нагнетаемыми составами под нижним концом сваи, при котором трубки располагают снаружи вдоль её боковой поверхности: а – схема установки с двумя трубками при подмыве и последующей подачи по ним твердеющего раствора; б - общий вид формообразования двух сферических пересекающихся уширений; в - свая с двумя концевыми уширениями: *1 – свая; 2 – инъекторы; 3 – закреплённый грунт; 4 - зона укрепления; 5 – молот или вибропогружатель, 6- трубка для подмыва; 7 - уплотнённая зона грунта в результате закачки раствора*

Проведенные лабораторные исследования показали, что увеличение несущей способности грунта в нижней части сваи, вызванное закачкой специальных составов, является действенным методом. Наилучшее усиление прочности укрепленного грунта при цементации было зафиксировано при использовании пластификатора С-3 – нафталиноформальдегидного продукта, получившего подтверждение качества от Госстроя России. Таким образом, использование химических добавок подобно пластификатору С-3 значительно облегчает вкачивание цементной смеси с отношением воды к цементу более 0,8 и её внедрение в цементный раствор в количестве 0,3–1% сухого вещества от массы цемента (см. табл. 3.6) [95, 115, 120. 134, 138, 141, 142]. .

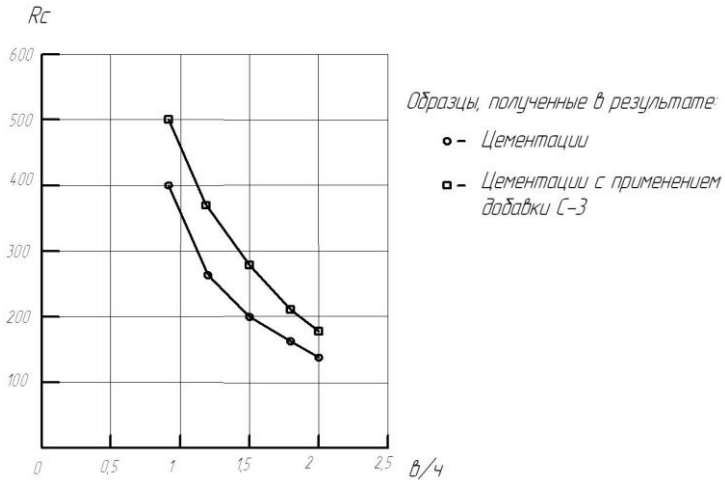


Рисунок 3.14 - Нарастание прочности концевого уширения под сваей, образованным цементацией при сжатии с применением суперпластификатора С-3 по сравнению с прочностью бетона на обычном цементе в зависимости от водоцементного отношения

Таблица 3.6 - Характеристики образцов концевых уширений сваи, полученных цементацией грунта с добавкой С - 3

№ п	Водоцементное отношение (В/Ц)	Прочность полученного образца в результате цементации ($Н/см^2$)	Прочность полученного образца, в результате цементации с добавкой С -3 ($Н/см^2$)
1	2	3	4
1 2 3 4 5	2 1.8 1.5 1.2 1	140 152 200 260 400	180 200 275 360 500

Рисунок 3.15 - Общий вид установки для одновременного погружения 4-ёх микросвай и устройства уширений в грунтовом лотке

Рисунок 3.16 - Пенетрометр статического действия ПСГ-МГ4

Рисунок 3.17 - Погружение свай подмывом и замеры физико-механических характеристик пенетрометром

По аналогии проводили исследования по формированию концевых уширений для группы из четырёх свай в одном ряду (рис. 3.19) и в два ряда (рис. 3.16), соединённых плитой в грунтовом лотке.

В п. 2.3.3 подробно представлена технология погружения четырёх свай в кусте, с последующей закачкой твердеющего раствора под нижний конец свай с помощью запатентованной автором настоящих исследований установки. Экспериментальная установка для одновременного погружения 4-ёх микро-свай и устройств уширений в грунтовом лотке изображена на рисунке 3.15.

При всестороннем изучении характера работы свайных фундаментов одним из условий является выбор площадок с однородными грунтами значительной мощности, что позволяет избежать неверных выводов и обобщить результаты исследований; поэтому в экспериментах по всей толще применялся однородный суглинок. В процессе экспериментов изменялась плотность и влажность грунта. После каждой серии опытов грунт из лотка извлекали, а затем вновь укладывали, уплотняя до получения необходимой объёмной массы (что контролировалось пенетрометром), и одновременно увлажняли до первоначальной влажности. Это позволило получить более точные результаты.

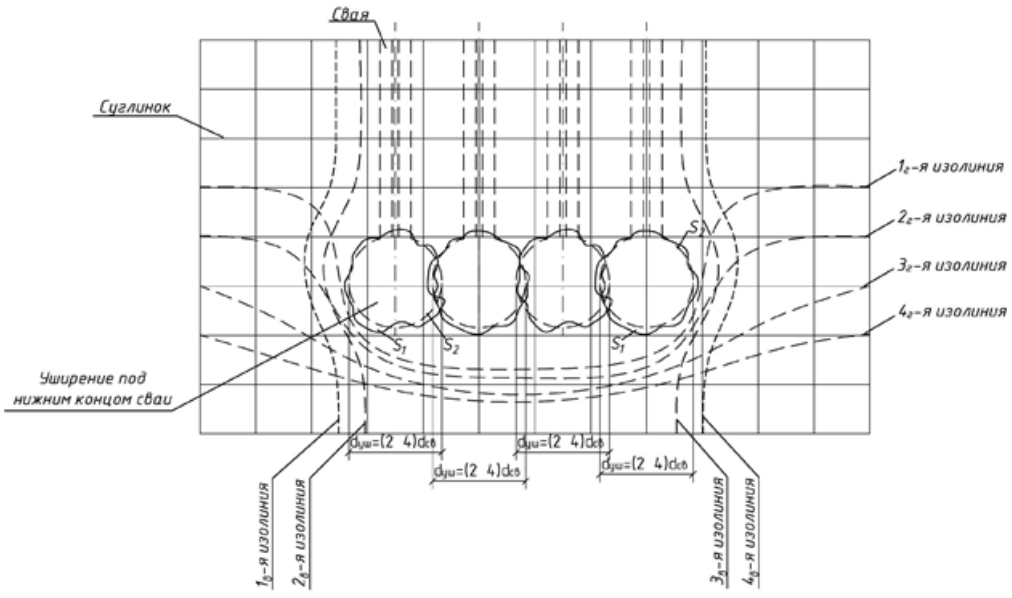


Рисунок 3.18 - Деформации в основании моделей групп свай с концевыми уширениями, образованными инъецированием и изгибных осей вертикальных и горизонтальных изолиний в глинистых грунтах

В ходе опытных работ, посвященных изучению взаимодействия сваи, опущенной в грунт с использованием подмыва, и инъектируемого раствора, подаваемого в нижнюю часть сваи,

решались следующие задачи: анализ изменения плотности грунта при погружении свай и их последующей эксплуатации; определение напряженно-деформированного состояния грунта между сваями и в основании свай с уширениями; оценка воздействия характеристик фундамента (длины свай и расстояния между ними с уширениями) на несущую способность; выявление доли участия расширенных частей сваи в общей нагрузке фундамента.

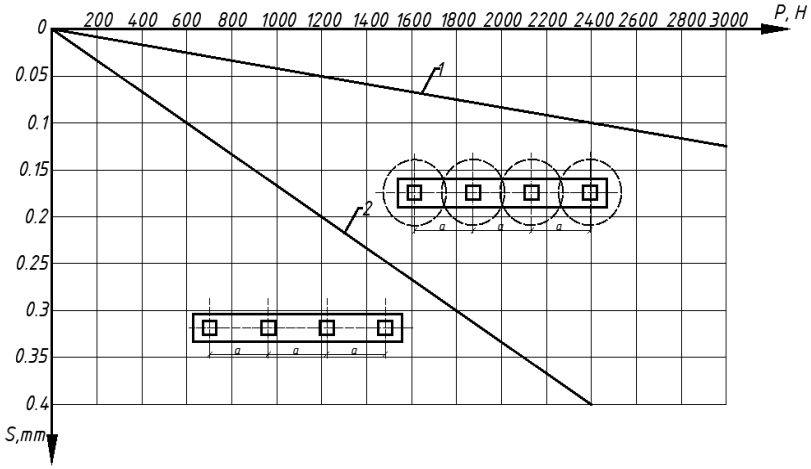


Рисунок 3.19 - График зависимости осадки групп из 4-х свай с концевыми уширениями (1) и призматических свай (2) от вертикального нагружения в суглинке

Знание удельного сцепления необходимо при расчёте фундаментов, поскольку этот показатель влияет на несущую способность основания. Чем выше сцепление грунта, тем большие нагрузки он может выдержать без разрушения. При низком удельном сцеплении приходится увеличивать размеры и массивность фундамента, что приводит к удорожанию строительства. Как видно из графика зависимости (рис. 3.19), осадки групп из четырёх свай с концевыми уширениями (1) и призматических свай (2) в одном ряду от вертикального нагружения в суглинке выявили закономерности развития осадок и оценку его роли в работе фундамента. В целом, увеличение несущей способности наблюдается в 3 раза у свай с уширениями по сравнению с обычной конструкцией при расположении их в одном ряду и от 3,2 до 4,7 раз — при расположении в два ряда кустом. Осадка групп из четырёх свай с концевыми уширениями и без них при вертикальном загружении, изменение удельного сцепления и модуля упругости для трёх вертикальных загружений представлены в таблице 3.7. Деформации основания моделей групп свай с концевыми уширениями, образованными инъецированием, и изгибных осей вертикальных и горизонтальных изолиний в глинистых грунтовых лабораторных условиях (рис. 3.18) показали, что в суглинке наибольшая прочность кустов свай отмечена при устройстве уширений с пересекающимися радиусами между собой. При этом наиболее эффективным технологическим решением по устройству концевых уширений путём нагнетания растворов является их устройство диапазоном диаметра от 2-х до 4-х диаметров сваи. Методика исследований изменения модуля деформации, объёмной массы и

сцепления грунта в уплотнённой зоне куста свай в зависимости от физико-механических характеристик грунта вокруг свайного фундамента по Бартоломею А.А., Омельчаку И.М., Юшкову Б.С. [14] выделяет четыре зоны уплотнения (рисунок 3.20):

Первая зона - внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда.

Вторая зона расположена в межсвайном пространстве крайнего ряда свай фундамента.

Третья зона расположена в околосвайном пространстве с радиусами соответственно 2-3d и 5-7d.

Четвёртая зона не имеет чёткой границы и не оказывает влияния на несущую способность фундамента, грунт из уплотнённого состояния этой зоны постепенно переходит в природное.

Замеры физико-механических характеристик грунтового основания в активной фазе напряжённо-деформированного состояния куста из четырёх свай с концевыми уширениями сферического формообразования в экспериментах показали, что необходимо выделение не четырёх, а шести активных зон:

- *первая зона* - внутри фундамента;

- *вторая зона* расположена в межсвайном пространстве крайнего ряда свай со сферическим концевым уширением;

- *третья зона* расположена в околосферическом пространстве вокруг уширения с радиусами соответственно 2-3$d_{уш}$ и 5-7$d_{уш}$;

- *четвёртая и пятая зоны* — по внутренней поверхности крайнего ряда свай со сферическим концевым уширением;

- *шестая зона* не имеет чёткой границы и не оказывает влияния на несущую способность фундамента, грунт из уплотнённого состояния этой зоны постепенно переходит в природный.

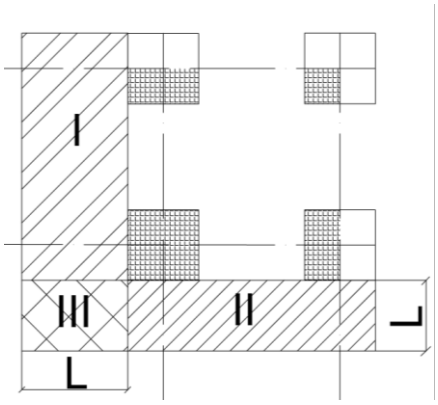


Рисунок 3.20 - Расчётная схема с зонами для группы из 4-ёх призматических свай

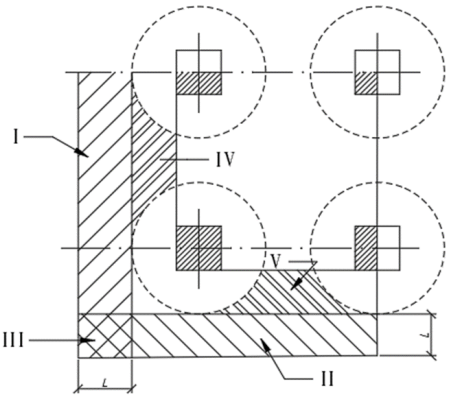


Рисунок 3.21 - Расчётная схема с зонами для группыиз 4-ёх свай с концевыми уширениями

Аналогичный принцип расположения зон уплотнения был принят и в исследовании группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней.

На величину прогиба оснований фундаментов с уширениями оказывают влияние различные факторы: количество и схема размещения свай (линейная или групповая), вид уширений, их размеры (длина и диаметр), интервал между сваями и характеристики грунта.

Таблица 3.7 - Осадка групп из 4-ёх свай с концевыми уширениями и без при вертикальном загружении, изменение удельного сцепления и модуля упругости

N п/п	Группа из 4-ёх призматических свай расположенных:	Осадка при вертикальном загружении, S *мм*			Удельное сцепление	Модуль упругости
		1000 Н	2000 Н	3000 Н		
1	2	3	4	5	6	7
1	в один ряд без уширений	0,17	0,34	0,55	28	38
2	в один ряд с уширениями	0,048	0,09	0,125	39	42
3	в кусте без уширений	0,14	0,38	0,62	30	42
4	в кусте с уширениями	0,038	0,073	0,12	43	50

Анализ графиков, отображающих зависимость нагрузки от осадки как для отдельных свай, так и для свай, объединенных в фундамент, не выявил резкого момента, сигнализирующего о достижении предельного состояния грунта. Осадка всей конструкции увеличивается постепенно, что затрудняет определение конкретного значения максимальной нагрузки.Удельное сцепление грунта необходимо учитывать при расчёте свайных фундаментов, так как оно существенно влияет на несущую способность основания. Высокое удельное сцепление позволяет выдерживать большие нагрузки без разрушения. При низком показателе часто приходится увеличивать размеры и массивность фундамента, что приводит к повышению стоимости строительства; в таких случаях наиболее эффективным является создание уширений у свай – это подтверждается результатами испытаний (табл. 3.7). Удельное сцепление грунта в основании куста свай с концевыми уширениями увеличивается за счёт уплотнения до 30%.

Осадка групп из четырёх свай с концевыми уширениями от трёх до пяти раз меньше, чем при вертикальной нагрузке без применения уширений. Группа из четырёх свай с расположенными в одном ряду концевыми уширениями показывает снижение осадки в 2,2–3,7 раза по сравнению со стандартными (призматическими) конструкциями свай.

3.2.2 Натурные модельные исследования по получению концевых уширений свай путём термического обжига

В реализации этапа натурных модельных исследований по получению концевых уширений свай путём термического глубинного обжига использовано ранее представленное в п. 2.3.5 запатентованное конструктивно-технологическое решение опытной конструкции сваи со специализированным бадделеитокорундовым огнеупорным наконечником, заполненным твёрдым железоалюминиевым термитом (Fe_2O_3 = 75 %; Al = 25%). В лабораторных условиях на первом этапе эксперимента подтверждены и изучены технологические свойства чистого термита: уплотнение, устойчивость к расслаиванию, смачивающая способность, текучесть и вязкость. Воспламенение железоалюминиевого термита невозможно осуществить ни при помощи спичек или стопина, ни от обычных воспламенительных составов; легко прессуется без добавления цементатора, хорошо горит при наличии воды и устойчив к падению, распиливанию, воздействию высоких температур. Использовался спрессованный термит с гравиметрической плотностью 3 - 3,4 (см. рис. 3.22). Натурные испытания на строительной площадке в Ленинском районе г. Астрахани, сложенной суглинками и глинами, проводились по методике аналогичной той, что описана в п. 3.2.1 для свай с концевым уширением, полученным физико-химическими методами закрепления грунта из маловязких растворов.

Технология образования уширения нижнего конца сваи способом термического глубинного обжига подробно описана в п. 2.3.5 и после получения эффективных прочностных результатов по формообразованию концевого уширения была запатентована. В эксперименте применялись железобетонные сваи длиной 3 м с креплением по бокам стальных трубок для провешивания провода и электровоспламенителя (см. рис. 3.13, а).

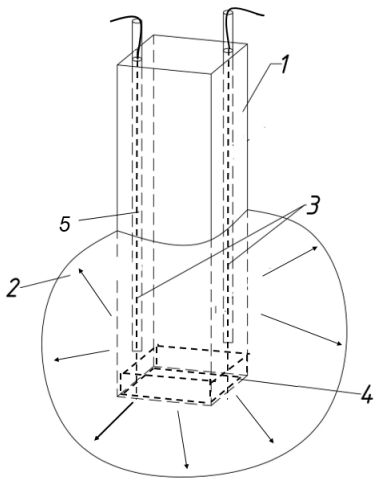


Рисунок 3.22 - Опытная образца сваи с концевым уширением, образованным путём термического глубинного обжига: 1 – готовая призматическая свая; 2 – коневое уширение (спекаемая глина); 3 – электровоспламенители с проводом; 4 – наконечник из бадделеитокорундовой огнеупорной стали, наполненный термитом; 5 — стальная труба

Спекаемость является вторым важным термическим свойством глин — способностью при обжиге уплотняться с образованием твердого камневидного тела за счёт стягивания и склеивания твёрдых частиц под воздействием высокой температуры, выделяющейся из термита.

После эксперимента сваи оставляли «отстояться» на 30-50 суток; затем образцы камневидного тела из уширения выкапывали и подвергали испытанию в лаборатории под прессом.

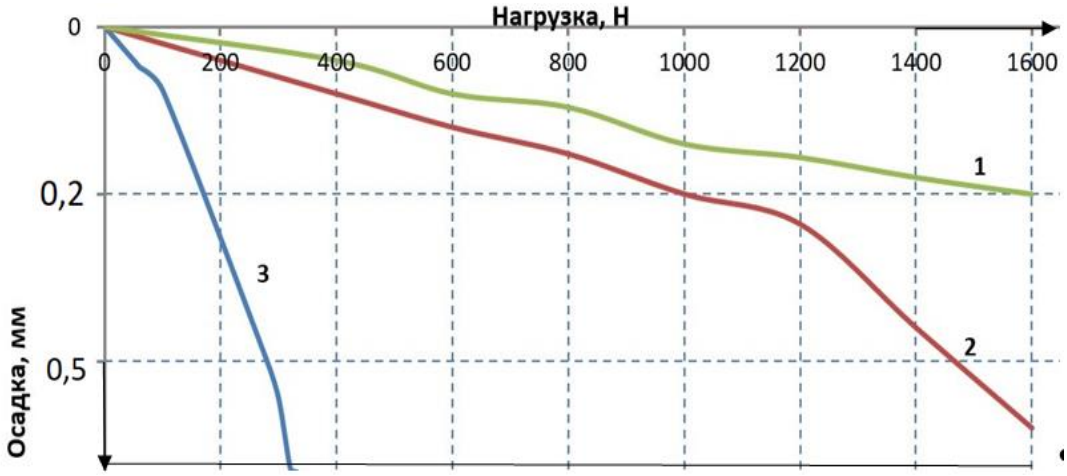


Рисунок 3.23 - График зависимости осадки от вертикальной нагрузки одиночной сваи: 1 — с концевым уширением,образовавшимся в результате обжига;2—с концевым уширением, образованным в результате цементации грунта; 3 - без уширения

В результате было выявлено, что для полного формирования концевого уширения за счёт глубинного обжига из тлеющего железо-алюминиевого термита должно выделяться энергии при горении не менее 0,55 ккал на 1 г состава. Прочность твёрдых образцов уширения достигала от 640 до 750 Н/см². Сравнительный анализ результатов испытаний вертикальной нагрузкой одиночных свай без уширения и с уширением, образованным в результате глубинного обжига и цементации грунта с гидрофобными добавками представлен на графике рис. 3.23. Значительное снижение осадки в просадочной глине до 7 раз наблюдается у сваи с огнеупорным наконечником, и до 4,5 раз – при инъекционном расширении по сравнению со обычной призматической сваей без уширения.

3.2.3 Штамповые натурные испытания концевых уширений из щебня для определения жесткостных характеристик

Анализ информации, касающейся испытаний железобетонных свай и свай-оболочек [92; 96], показывает, что в ряде ситуаций реальная просадка оказывается ниже расчетных значений. Изучение работы системы «грунт-свая с уширением» в естественных условиях, оценка воздействия щебеночного уплотнения под нижним торцом сваи и разработка соответствующих зависимостей – вот цели, которые можно достичь благодаря полевым исследованиям. Подготовительным этапом к ним послужили лабораторные испытания штампа на грунте, укрепленном за счет заложения щебня малой фракции (5–10 мм). Испытания показали увеличение начальной жёсткости основания в упругой стадии работы в 6 раз по сравнению с испытаниями штампа на естественном основании и уменьшение осадки (с учётом работы грунта в пластической стадии до 15 раз) [92; 96]. Для изучения характеристик щебёночной подушки был проведён ряд последовательных экспериментов. Результаты показали, что её несущая способность и твердость зависят от нескольких факторов: степени уплотнения, особенно от интенсивности утрамбовывания в почву; от толщины слоя щебня, обеспечивающего его функционирование как монолитной конструкции; от размера щебёночной площадки в горизонтальной проекции; и, наконец, от размера щебня, из которого она состоит. Изначально планировалось, что щебень будет уложен слоем, не превышающим размер максимального камня расчетной фракции, с небольшим зазором между элементами и шахматным расположением. Создание щебёночной подушки непосредственно на грунте позволяет эффективно решать множество задач, особенно при проведении испытаний с использованием небольшого штампа (когда dш<<<Dщ). Экспериментальные данные подтвердили, что использование щебня с последующим уплотнением в грунте снижает просадку штампа в 8-10 раз, что подтверждает целесообразность дальнейшего применения данной технологии уплотнения.

C_1=125/1=125; C_2=250/1=250; C_3=375/1=375; C_4=600/1=600; C_5=700/1=700.

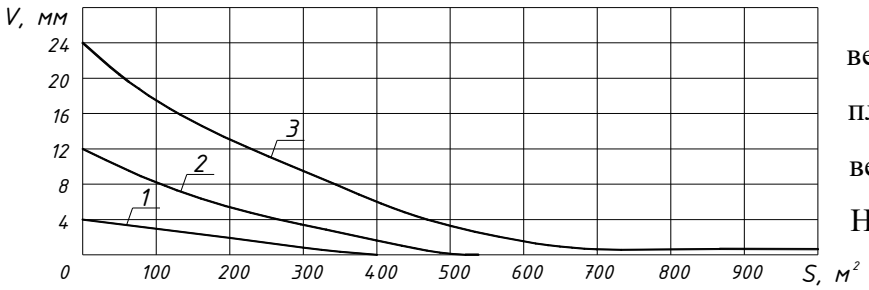
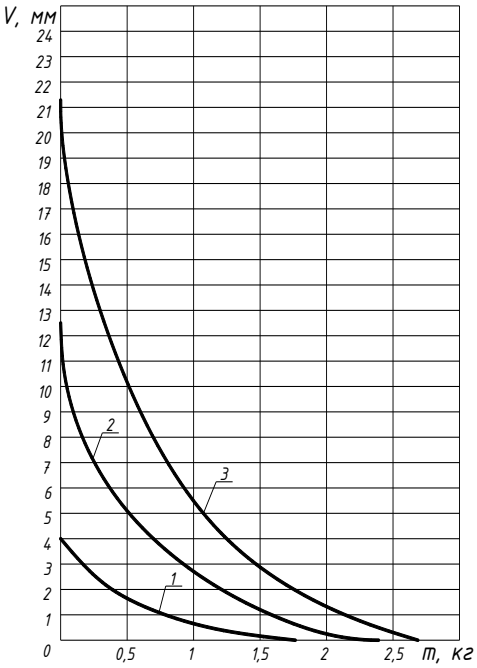


Рисунок 3.24 - Зависимость величины осадки штампа от площади щебня при загружении вертикальной нагрузкой: 1 – 250 Н; 2 – 500 Н; 3 - 850 Н



1 –

Рисунок 3.25 - Зависимость величины осадки штампа от массы щебня при загружении вертикальной нагрузкой: 250 Н; 2 – 500 Н; 3 - 850 Н

Рисунок 3.26 Устройство ростверка на основании с предварительно втрамбованным щебнем различной фракции на глубину до 0.5м

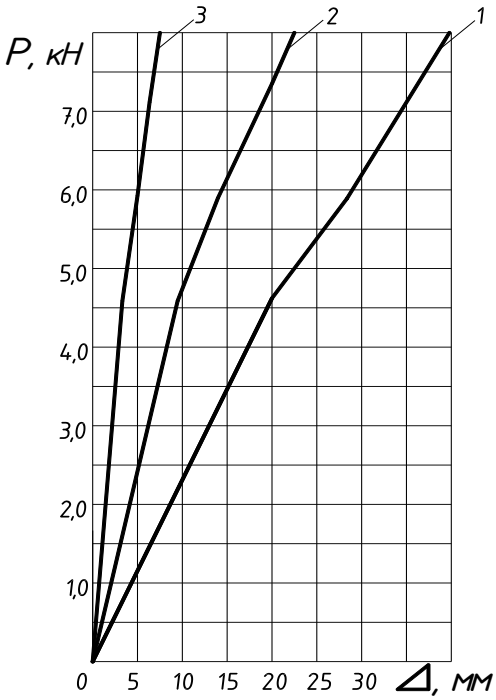


Рисунок 3.27 Зависимость осадки штампа в трубе от вертикального нагружения: 1 – на грунте; 2 – на грунте с втрамбованным щебнем мелкой фракции 5-20мм; 3 – на грунте с втрамбованным щебнем крупной фракции 40-50мм

Таким образом, начальная жёсткость при испытании штампа с щебнем увеличивалась в 5,6 раз по сравнению со значением для кубика на естественном основании: его площадь

увеличили вдвое (рис.3.20). Это приводило к уменьшению осадки штампа — до 8-10 раз при уплотнении грунта щебнем. Зависимость величины осадки штампа от массы и площади щебня имеет линейный характер, что подтверждается графиками (рис.3.24 и 3.25). В результате исследований на строительных площадках малоэтажных зданий в г. Астрахани вдоль берегов Волги, где после углубления русла образовался неоднородный намывной грунт с различным механическим составом, для предотвращения выпучивания в зимний период по всему периметру здания была разработана траншея глубиной 1.5 м и заполнена щебнем фракции 15-50 мм слоями размеров от 1 до 2 м на глубину до отказа (рис.3.26). Даже при возведении небольших двухэтажных домов, естественные изменения в составе почвы и перепады уровня грунтовых вод могут вызвать неровную осадку и чтобы избежать этого и обеспечить надежную передачу веса конструкции на устойчивые слои грунта, необходимо использовать свайный тип фундамента. Это значительно увеличивает затраты по сравнению с использованием мелкозаглубленного фундамента. Уплотнение щебня производилось тракторами марок ДТ-24 (С-100), при котором давление от веса машины передавалось через точечные контакты ведущих колёс.

При уплотнении мягких грунтов без щебня происходит равномерное распределение нагрузки за счёт натяжения гусениц, что отличается от эффекта с использованием щебня. На следующем этапе проводились испытания штампа в котловане на грунте без щебня, с утрамбованным щебнем мелкой (5-20 мм) и крупной (40-50 мм) фракций. Проведенные тесты выявили, что под нагрузкой в 8 000 Н прогиб штампа на рыхлом грунте достиг 40 мм; при использовании грунта с трамбовкой из мелкого щебня показатель снизился до 22,5 мм, а с крупным щебнем – до 7,5 мм (см. рисунок 3.27). Это свидетельствует о сокращении прогиба в 1,8–5,3 раза. В сравнении с устройством свайного основания, это позволило сэкономить 1 миллион рублей, что зафиксировано в акте о внедрении [136].

3.2.4 Натурные испытания буронабивной сваи с забивкой щебня в обсадной трубе под её нижним концом

Перед непосредственным проведением натурных испытаний, штамп был предварительно испытан в лабораторных условиях. Для этого щебень утрамбовывали в основание с использованием труб разного диаметра: 100, 200, 300 и 400 мм, длиной 1 метр (в грунтовом лотке; рис. 3.28). Результаты показали, что при увеличении соотношения объема суглинка к

объему утрамбованного щебня, величина прогиба штампа под нагрузкой уменьшалась, что логично, так как это приводило к повышению жесткости основания. Сам натурный эксперимент осуществили на стройплощадке в Астрахани в процессе строительства свайного фундамента для девятиэтажного жилого дома с двумя секциями, выполненного по панельно-блочной технологии. Геологический разрез включал следующие литологические породы: слой насыпной мощностью 0,5 м; мягкопластичный лёссовый суглинок - от 1.5 до 2.2 м; бурая мягкопластичная глина - от 8.2 до 9 м. В основании лежал плотный в природном состоянии ($\rho_{гр}$ = 1,87 г/см³) лёссовый суглинок. Для получения наиболее точных данных о грунте растительный слой на глубине до 50 см был удалён. Испытания проводились с использованием обсадных труб диаметром 100, 200, 300 и 400 мм длиной по 3 м (рис. 3.29).

а б в

Рисунок 3.28 - Иллюстрации испытаний штампа в обсадных трубах в грунтовом лотке: а - диаметром трубы 300мм со щебнем; б - диаметром трубы 200мм без щебня; в - диаметром трубы 200мм со щебнем

а) *б)*

в) *г)*

Рисунок 3.29 - Иллюстрации с места проведения натурных испытаний:
а - втрамбованный щебень в нижний конец обсадной трубы диаметром 400мм; б – загружение штампа в обсадной трубе диаметром 300 мм; в – общий вид испытуемого полигона; г - обсадная труба диаметром 400мм

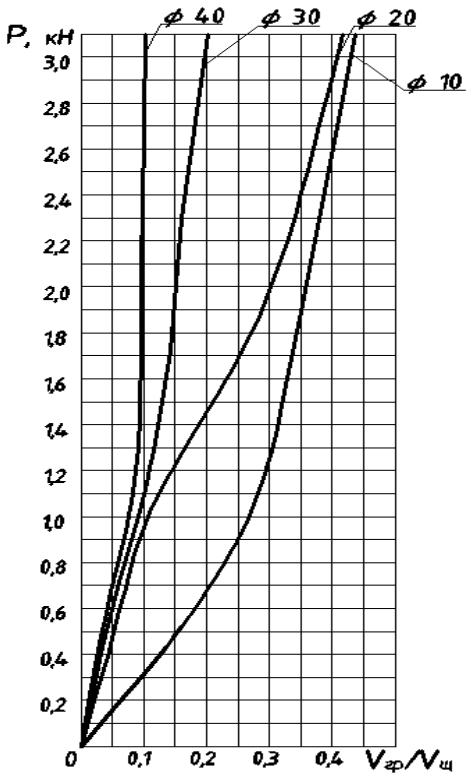


Рисунок 3.30 - График зависимости $V_{гр}/V_{щ}$ от P при испытании на моделях

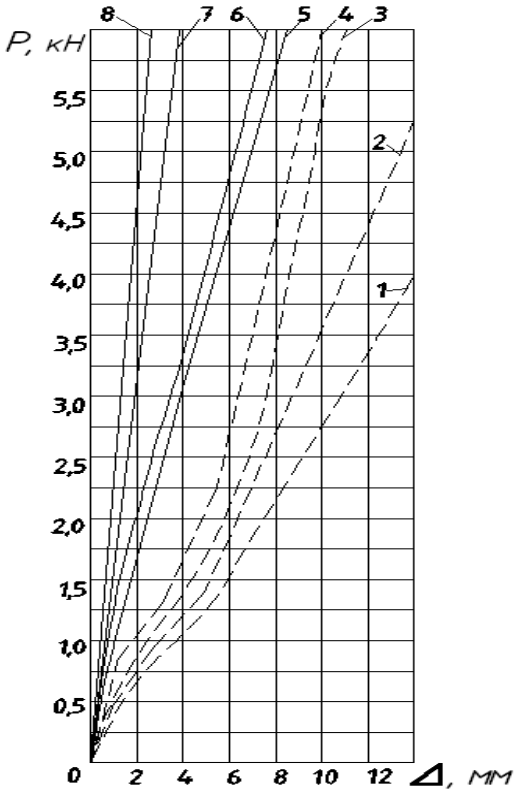


Рисунок 3.31 - График зависимости осадки сваи от вертикального нагружения без уширения ø 100, 200, 300, 400 мм (1-4) и с уширением ø 100, 200, 300, 400 мм (5-8)

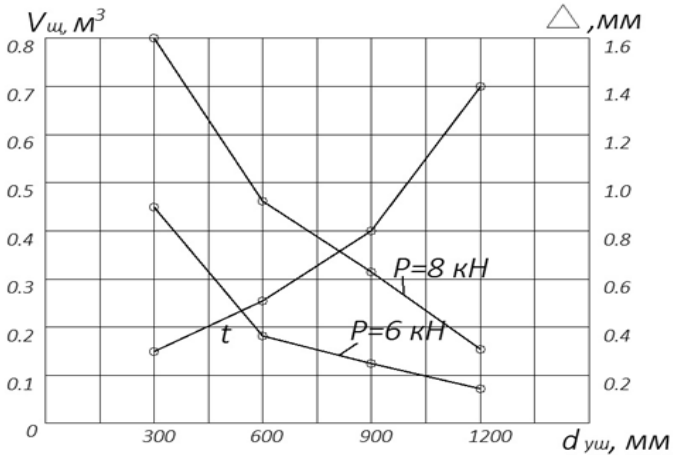


Рисунок 3.32 - График зависимости осадки буронабивной сваи от объёма щебня, диаметра обсадной трубы и нагрузки

Вначале в скважину опускали обсадную трубу и вынимали грунт до её дна. Затем, в образовавшееся пространство послойно, слоями по 5-7 сантиметров, засыпали щебень размером 10-30 мм, тщательно уплотняя каждый слой трамбовкой подходящего диаметра, закрепленной к крановому крюку. Трамбовку с высоты 4-5 метров сбрасывали в трубу с щебнем, находящуюся внизу. Заполнение требовало 5-10 ударов трамбовкой между каждым слоем. После этого в трубу опускали арматурный каркас и заливали её бетонной смесью. Альтернативный метод предусматривал использование железобетонной стойки, которую опускали в трубу, а затем извлекали с помощью крана. Для проверки прочности полученную сваю (будь то оболочка или стойка) постепенно нагружали вертикально, используя груз, подвешенный к крану. Вертикальные смещения сваи фиксировали нивелиром. Результаты испытаний на естественном и уплотненном щебнем грунте продемонстрировали, что увеличение диаметра трубы способствует более эффективному использованию утрамбованного щебня. Например, трубобетонная свая диаметром 100 мм при нагрузке в 2,9 кН дала осадку 14 мм на естественном основании, но всего 4 мм на уплотненном (что на 3,5 раза меньше).

Испытания сваи-оболочки с диаметром 400 мм под нагрузкой в 5,5 кН выявило следующие прогибы: в естественном грунте – 11,5 мм, а на основании, укреплённом щебнем – всего 2 мм (что на 5,8 раза меньше). Изначально, свая, расширяющаяся внизу, ведёт себя эластично, что подтверждается линейной корреляцией между приложенной нагрузкой и величиной прогиба (см. графики на рисунках 3.30-3.31). Однако, впоследствии эта линейная связь нарушается, указывая на возникновение пластических деформаций в грунте. Результаты полевых испытаний показали, что применение концевого уширения сваи, созданного путём уплотнения щебня, приводит к уменьшению осадки в 6 раз по сравнению с аналогичной сваей

без уширения (рисунок 3.32).Технология возведения буронабивных микросвай с устройством концевого уширения втрамбовыванием щебня представлена на рис. 2.17 в разделе 2.

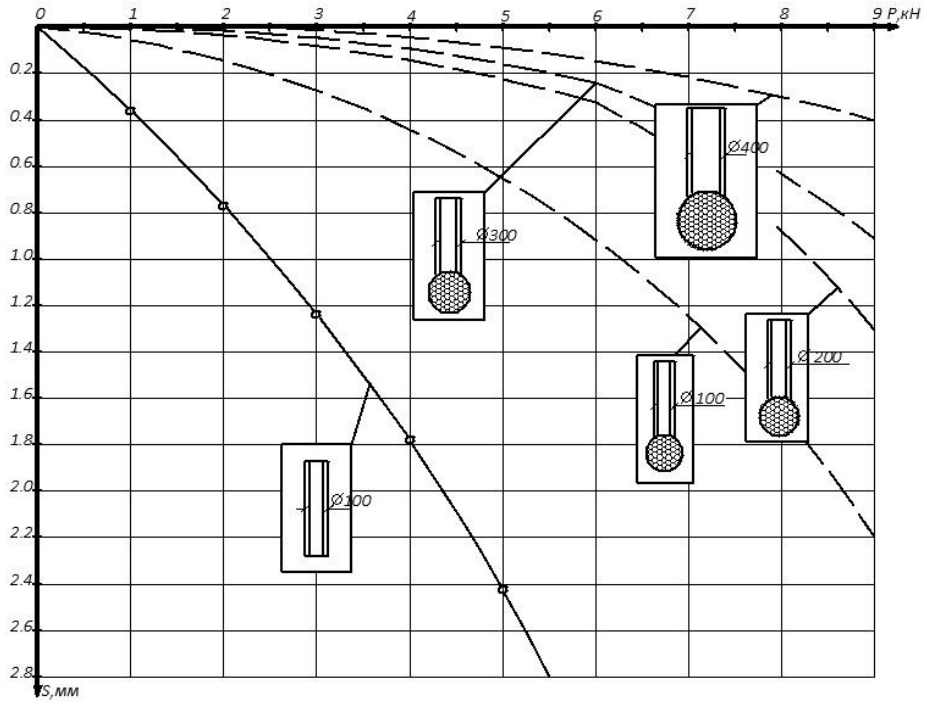


Рисунок 3.33 - График зависимости осадки буронабивных микросвай от вертикального нагружения с различными диаметрами ствола сваи

Результаты натурного эксперимента представлены на рис. 3.33 в виде графика зависимости осадки буронабивных микросвай от вертикального нагружения с различными диаметрами ствола сваи.

3.3 Работа одиночных и групп свай с поверхностными уширениями

Наиболее эффективным способом повышения несущей способности является увеличение сечения сваи у её поверхности, особенно для оснований, сложенных на поверхности просадочными макропористыми грунтами.

3.3.1 Лабораторные экспериментальные исследования свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев

Одним из способов может быть увеличение сечения сваи у верхнего её конца с помощью сборных клиньев (см. рис. 3.34), выполненных из того же материала и длиной, составляющей от 1/4 до 1/3 от длины сваи. Это подтвердилось при исследовании в лабораторных условиях на моделях железобетонных свай сечением 40х40 мм (рис. 3.35) и длиной от 650 до 1000 мм. Результат достигался погружением вокруг сваи четырёх клиньев со всех сторон в песок. Свая с клиньями последовательно загружалась вертикальной нагрузкой, а результаты перемещений сравнивались с испытаниями аналогичной модели без уширения (рис. 3.36). Испытания показали, что увеличение размера сваи для поверхностного упрочнения грунта позволило снизить осадку сваи при разной фазе загружения от 2 до 6 раз, подтверждая эффективность метода. Практический интерес представляет зона активной осадки эталонной сваи (без уширения) с $\Delta>5$ мм, где разница в осадке составляет более чем в 6 раз.

Эффективность использования клиньев как средства поверхностного уширения зависит от технологических способов их погружения. В дополнительном исследовании на одном клине размером 12х4 см при вертикальном нагружении сравнивались два метода: вдавливание и установка в предварительно пробуренную выемку с заполнением пазух грунтом. Графики перемещения клина от нагрузки показали, что вдавливание снижает осадку модели сваи в 3-5 раз по сравнению со вторым способом (рис. 3.36). При увеличении ширины клиньев с d до 2d (где d - ширина сечения сваи) осадка уменьшается более чем в 6 раз.

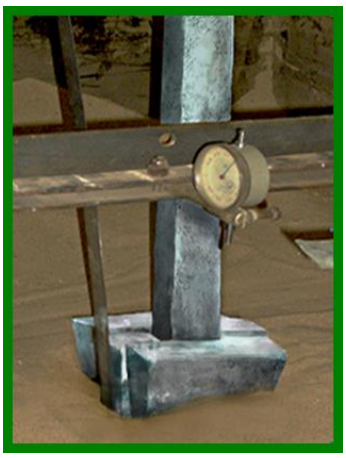


Рисунок 3.34 - Испытание сваи с клиньями в лабораторных условиях

Результат достигался погружением в песок со всех сторон сваи четырёх клиньев. Свая с клиньями загружалась последовательно вертикальной нагрузкой, и результаты перемещений сравнивались с испытаниями аналогичной модели сваи без клиньев

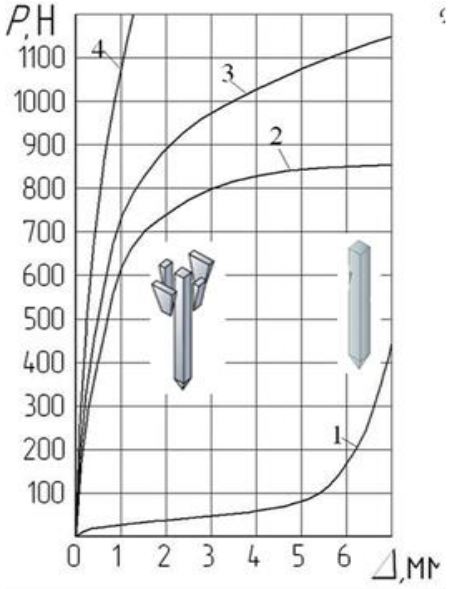


Рисунок 3.35 - Зависимость осадки сваи без поверхностного уширения (1), с размерами сечения клиньев на поверхности:

2 - 40х40 мм; 3- 60х40; 4- 80х40 мм от величины вертикальной нагрузки

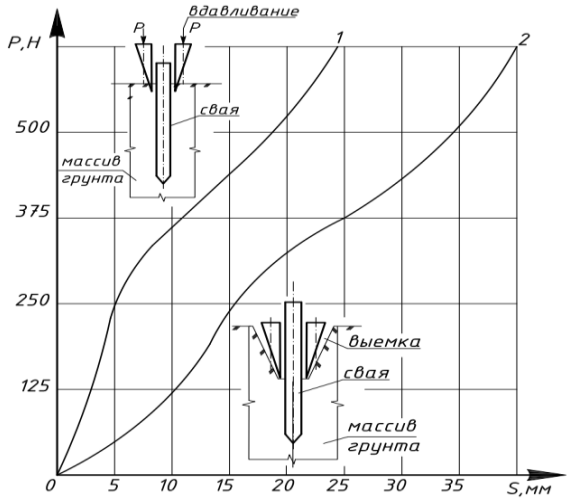


Рисунок 3.36 - График зависимости перемещения клина от величины вертикальной нагрузки:

1 – при вдавливании клина в грунт;

2 – при погружении клина в предварительно выработанную выемку

Результаты испытаний показали, что увеличение размера сваи с целью поверхностного упрочнения грунта позволило снизить осадку сваи при разной фазе загружения от 2 до 6 раз, что подтверждает эффективность используемого метода. Практический интерес представляет зона активной осадки эталонной сваи, т. е. сваи без поверхностного уширения (при Δ>5мм), на которой разница составляет от 6 и более раз.

Проведём исследования влияния изменения параметров клиньев (длина, ширина на поверхности) на несущую способность конструкции свай. За расчётную формулу примут определение несущей способности свай с наклонными гранями по простейшим физико-механическим характеристикам грунтов в соответствии с руководством по проектированию свайных фундаментов, разработанным НИИОСП им. Герсеванова (Москва, 1980).

$$F = m\left[RA + l_i\left(u_i f_i + u_{0i} f_{0i}\right)\right] \tag{3.8}$$

R - расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; *A* -площадь опирания на грунт сваи; f_i -расчётное сопротивление i-го слоя грунта на основании боковой поверхности сваи, кПа; l_i-толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м; u_i-наружный периметр i-го сечения сваи, м; u_{0i}-сумма размеров сторон i-го поперечного сечения сваи, м, которые имеют наклон к оси сваи; f_{0i}-расчётный отпор i-го слоя грунта на поверхность

наклонных граней; $f_{0i}=R_i sina;$ где R_i-расчётное сопротивление грунта, принимаемое из табл 7.2 СП 24.13330.2011, на уровне подошвы i-го слоя грунта.

Параметры базовой модели сваи: длина сваи 6 м; размеры поперечного сечения - 300х300мм; длина клиньев - 1/4 от длины сваи; ширина клина на поверхности - 300 мм. Анализ деформации грунта вокруг свай с уширениями выполнен уплотнением изолиний (рис. 3.37).

Отобранные образцы грунта (песок и суглинок), взятые вблизи вертикальных и горизонтальных изолиний, выявили различия в плотности по сравнению с результатами испытаний сваи без использования клиньев. В процессе вдавливания клина, плотность грунта в его окрестностях возросла благодаря уменьшению расстояний между частицами. В частности, для песчаных пород плотность вдоль поверхности клина по всей его длине оказалась в 1,3 раза выше, чем при испытании сваи без клина, а для суглинка – в 1,4 раза.

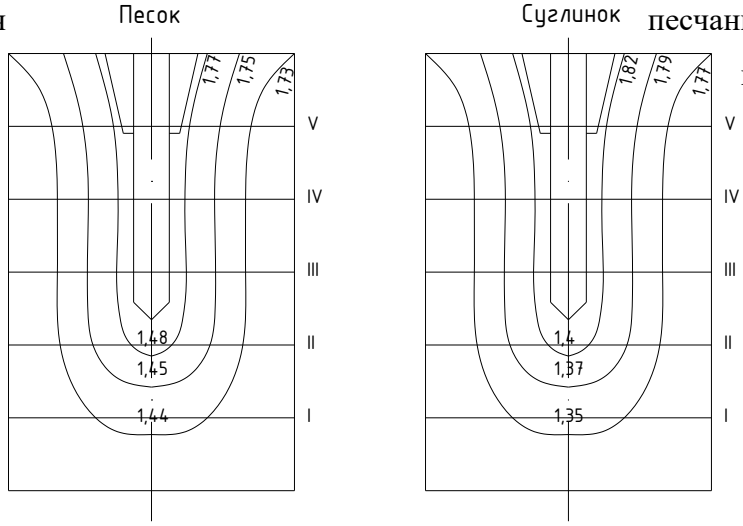


Рисунок 3.37 - Изолинии уплотнения грунта в лабораторном лотке при вертикальном нагружении сваи со сборными клиньями

В расчётах несущей способности последовательно изменяли ширину и длину клиньев, без изменения параметров базовой модели сваи. По результатам расчётов построили графики зависимостей для трёх случаев: первый – с увеличением только длины клина в 1,5; 2 и 2,5 раза; второй – с увеличением только ширины клина в 1,5; 2 и 2,5 раза; третий – с одновременным увеличением и длины и ширины клиньев в 1,5; 2 и 2,5 раза (рис. 3.38). Результаты показали (рис.3.39), что варьирование только длиной поверхностного уширения ведёт к незначительному увеличению несущей способности конструкции сваи на 30-40%, изменение только ширины клиньев на поверхности увеличивает несущую способность 3-4,5 раза, а изменение обоих параметров клина ведёт к возрастанию несущей способности сваи в 5-6 раз.

Исследование угла наклона поверхностных уширений в виде клиньев показали, что при α=11°-15°, т.е. с одновременным увеличением длины и ширины клиньев, наблюдается максимальное значение несущей способности с наибольшей эффективностью при строительстве в грунтовых условиях I типа просадочности (см. рис. 3.39 *б*), т.к. при забивке вокруг боковых граней сваи образуется большой объем уплотненного грунта [108, 135].

Таким образом, устройство клиньев вокруг сваи позволяет значительно снизить осадку на разных стадиях загружения до 6-ти раз, тогда как у пирамидальных и бипирамидальных – в 1,2-2 раза.

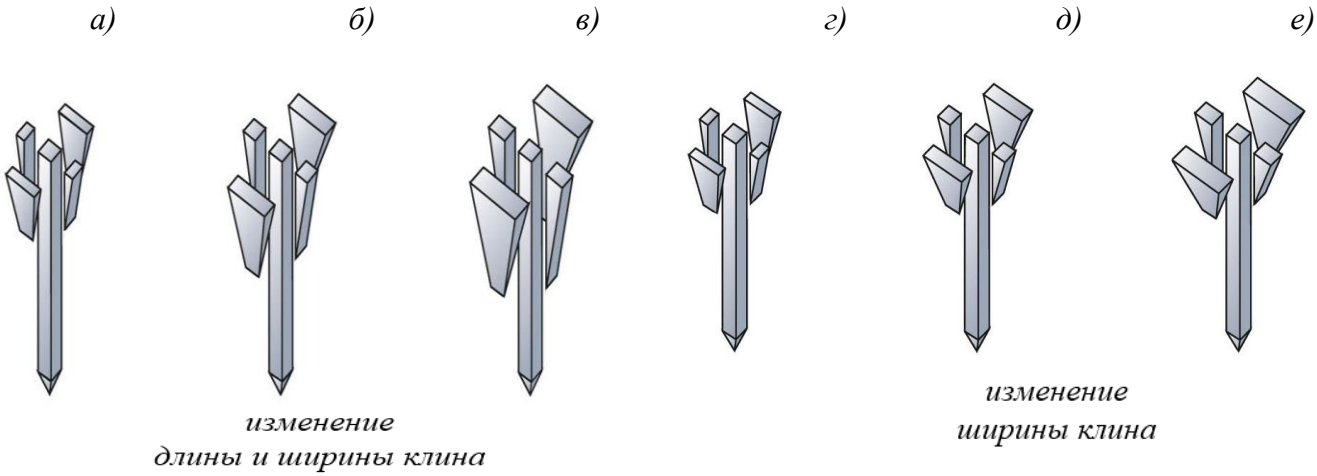


Рисунок 3.38 - Общий вид конструкций свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев с увеличением геометрических параметров клина: (а,г) – базовая модель конструкции; (б) - с увеличением ширины и длины клина в 1,5 раза; (в) - с увеличением ширины и длины клина в 2,5 раза; (д) - с увеличением только ширины клина у верхнего конца в 1,5 раза; (е) - с увеличением ширины клина в 2,5 раза

3.3.2 Натурные испытания свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев

Отработанные технологии на лабораторных моделях применили на опытной площадке в Ленинском районе г. Астрахани на территории строительства многофункционального жилого комплекса вдоль береговой линии реки Волги. Инженерно-геологические изыскания местности показали, что в пределах разведанных глубин преобладали суглинок и глина и их физико-механические характеристики представлены в табл. 3.8.

Растительный слой грунта срезан бульдозером на глубину 0,6м. В натурных экспериментах применяли сваи готовые железобетонные марки Св 4-30, сборные клинья заливали в опалубке и армировали по классической технологии изготовления монолитных конструкций на строительной площадке (рис. 3.40). Сваю и сборные клинья погружали в грунт забивкой копровой установкой с применением направляющих по углам сбега клиньев для предотвращения эффекта заклинивания и снижения сопротивления грунта по наклонной поверхности (рис. 3.39).

Таблица 3.8 Физико-механических характеристик грунтов по данным статического зондирования

№п/п	№ т.с.з.	Интервал глубин		Ср. знач. по слою		Вероятность разжижения	нормат.	Расчетные		E, МПа
		от, м	до, м	Pd, МПа	N, уд.		μ, град	μ 1,град	μ 2,град	
1	1	-4,4	-5,6	3,54	6	МВ	31,32	26,86	26,86	21,18
2	2	-4,8	-6,8	2,77	5	МВ	30,16	27,82	28,71	18,08
3	3	-4,1	-5,4	4,18	7	НВ	32,09	29,00	29,00	23,63
4	4	-3,1	-8,5	3,39	6	МВ	31,09	29,92	30,36	20,57
5	5	-2,2	-3,1	1,63	2	РВ	29,00	25,12	26,86	15,00
6	6	-3,8	-5,3	3,86	6	НВ	31,78	29,87	30,61	22,42
7	7	-5,2	-8,7	2,13	4	РВ	29,19	27,37	28,06	15,52
8	8	-3,1	-8,2	2,54	4	РВ	29,81	28,53	29,01	17,16
Средние значения:				3,01	5,08		30,56	28,06	28,88	19,20
Ср. взвешенные значения:				2,93	4,99		30,41	28,51	29,16	18,77

Рисунок 3.39 График зависимости несущей способности сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев от ее параметров (*а*) и угла наклона (*б*): 1 - с увеличением ширины клина в 1,5; 2; 2,5 и 3 раза; 2 - с одновременным увеличением геометрии ширины и длины клина в 1,5; 2; 2,5 и 3 раза; 3 - с увеличением длины клина в 1,5; 2; 2,5и 3 раза

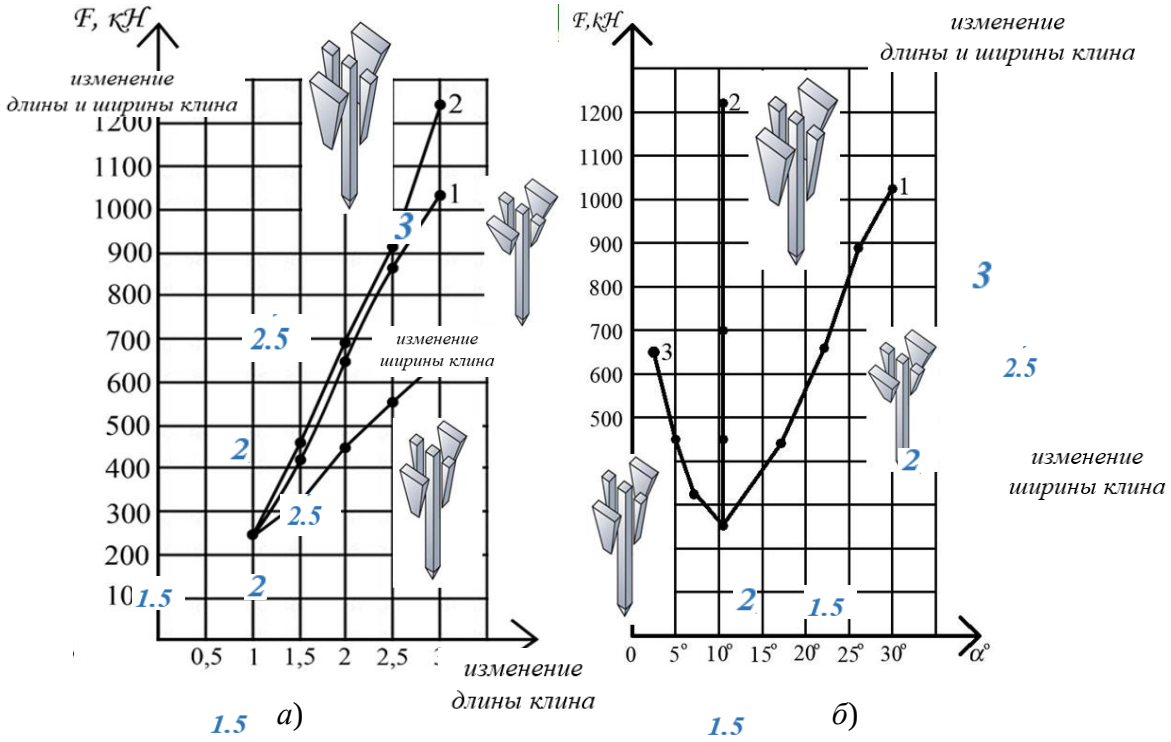


Рисунок 3.40 - Технология изготовления сборных клиньев из монолитного железобетона на строительной площадке:

а) – армирование клиньев в разборно-щитовой опалубочной системе; б) – бетонирование и уход за бетоном; в) – готовые сборные конструкции клиньев

а) *б)* *в)*

Для осущевления сравнительного анализа полученных характеристик статическое испытание сваи с уширениями проводили вместе с испытаниями обычной сваи без клиньев. Контрольные испытания выполнены в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями». Ступени нагрузок сообщались сваям системой из двух гидравлических домкратов ДУ100П150 при помощи системы анкерных балок (рис. 3.42). Регистрация величины нагрузки осуществлялась с помощью манометра в 60 МПа с ценой деления 1 МПа.

Устройство клиньев вокруг сваи по результатам натурных испытаний значительно снижают осадку на разных стадиях загружения до 6-ти раз, уменьшают длину сваи в 2-3 раза, без снижения несущей способности, а небольшой объём бетона и простота устройства позволяет считать эффективным применение сваи с клином из сборных элементов.

Наблюдения за перемещениями свайных фундаментов велись по прогибомерам до условной стабилизации, не превышающей 0,1 мм осадки за последний час наблюдений. Для вычисления предельного сопротивления сваи по грунту по графику (см.рис. 3.43) зависимости осадки от нагрузки $S = f(p)$, откладывая по оси абсцисс значения P и по оси ординат - соответствующие им условно стабилизированные значения S.

а)

б)

в)

г)

Рисунок 3.41 - Погружение клиньев вокруг забитой готовой сваи (*а, б*), готовая свая с погружёнными клиньями на строительной площадке (*в*) и общий вид испытуемого полигона (*г*)

Рисунок 3.42 - Статические испытания призматической сваи L=4000 с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев

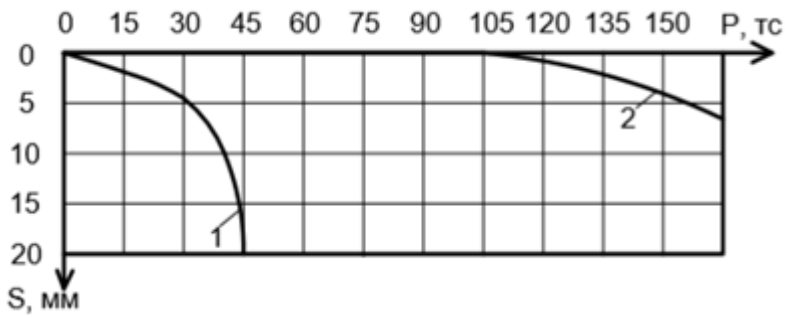


Рисунок 3.43 График зависимости осадки от вертикального нагружения

3.3.3 Лабораторные экспериментальные исследования работы одиночных и групп свай с поверхностными уширениями в виде ступеней

Целью экспериментальных испытаний в данном разделе является комплексное модельное исследование взаимодействия одиночных и групп свай с поверхностными уширениями, представленными в виде ступеней, в песчаных и глинистых грунтах для получения зависимостей и разработки теоретической методики их расчёта.

Задачами масштабных испытаний свайных ростверков с поверхностными уширениями является:

- определение характеристик деформаций ленточных свайных фундаментов С уширениями в зависимости от количества рядов свай (один, два или три);

- изучение воздействия расстояния между сваями с уширениями, их глубины заложения и свойств грунта на величину осадок фундамента;

- исследование поведения групп свай, подверженных боковому давлению, с целью выявления влияния конструктивных параметров свайного фундамента на распределение продольных сил в сваях.

Одной из разновидностей в классификации свай с уширениями, расположенными в верхней части, являются ступенчатые сваи. К ним относятся:

- готовые и многосекционные (квадратного или круглого поперечного сечения), разработанные в НИИПРОМСТРОЙ;

- конические с круглыми и квадратными ступенями в поперечном сечении;

- телескопические металлические оболочки и буронабивные со ступенчатым расширением к низу.

Необходимо различать ступенчатые сваи от конструкций свай с поверхностными уширениями, представленными в виде ступеней. Наиболее подробно работу сборных ступенчатых свай исследовали ещё в 60-х годах отечественном строительстве. График зависимости осадки сваи от вертикального статического нагружения и сравнительные испытания (рис.3.44) показали, что несущая способность ступенчатой сваи на 20-25% больше по сравнению с обычной при равных размерах головы и острия (80 см голова, 10 см острие), длине в 2,2 м и угле сбега граней ступеней 9°, погруженной в намытый песок средней плотности. При этом расход бетона для изготовления таких свай уменьшается на 15-20% [213].

Рисунок 3.44 - График зависимости осадки ступенчатой сваи от вертикального статического нагружения (В.И. Хазин, А.С. Головачев, А.А. Орел)

Ступенчатые набивные или буронабивные сваи сложны технологически и применяются в условиях значительных нагрузок (например, под опоры мостов) и довольно редко. Анализ отечественного и зарубежного опыта возведения готовых и буронабивных ступенчатых свай показал: несущая способность их увеличивается благодаря образованию вокруг них грунтовой «рубашки», что при нагрузке приводит к заклиниванию и трению грунта о грунт; однако, ввиду отсутствия точных и надёжных методов расчета напряженно-деформированного состояния ступенчатые сваи не получили широкого распространения в строительстве.

Рисунок 3.45 - Модель ж/б сваи размерами 1000×300×300 с уширением верхней части из ступеней

Экспериментальные исследования работы вертикально нагруженных свайных фундаментов в песчаных и суглинистых грунтах проводились в грунтовом лотке с моделями

железобетонных свай размером 1000×300×300 мм, имеющих уширение верхней части ступенями (рис. 3.45).

Лоток размером 2 м в длину, 1,5 м в ширину и высотой 1,5 м заполнялся воздушно-сухим чистым однородным песком следующего гранулометрического состава:

Размер фракции, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1
%	0	0,6	16,6	82,5	0,3

Суглинок с характеристиками в уплотнёном состоянии: E=8 МПа.

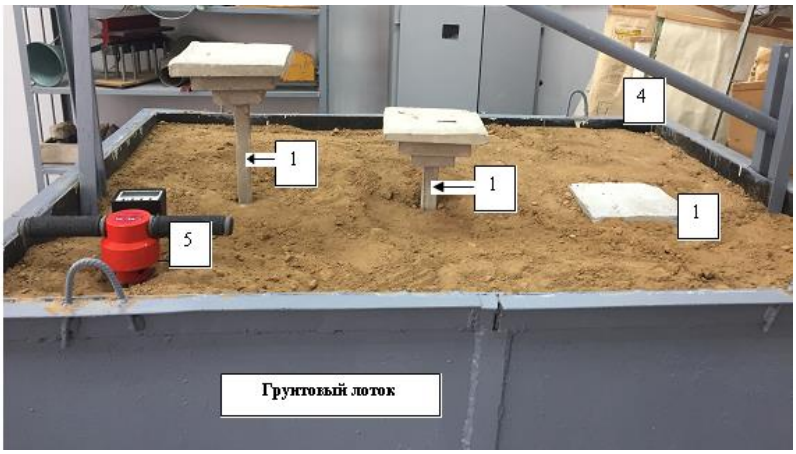


Рисунок 3. 46 - Фотофиксация погружения одиночных свай с уширениями в верхней части из ступеней и их групп из 3-х штук в суглинке: 1 - ступенчатая свая, 2 – ростверк-балка, 3 – прибор диагностики свай при динамическом ударе, 4- рычаг, 5- пенетрометр грунтовый,

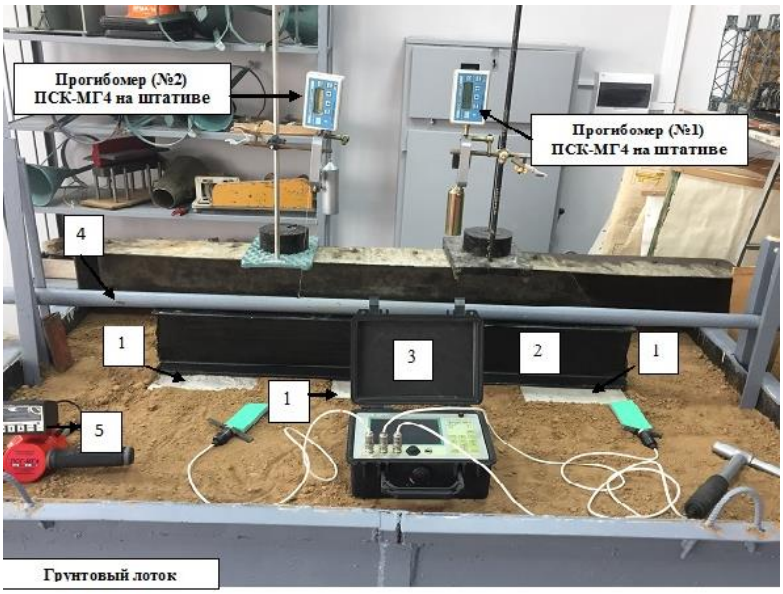


Рисунок 3.47 - Лабораторная установка для испытания одиночных свай с уширениями в верхней части из ступеней и их групп из 3-х и 6-ти штук в суглинке: 1 - ступенчатая свая, 2 - грунт, 3 - лоток со стеклянной боковой стенкой, 4- прогибомер ПСК-МГ4, 5- груз, 6 - рычаг, закрепленный к лотку для вертикального нагружения, 7 – штатив

Засыпка песка и суглинка в лоток производилась слоями толщиной в 20 см. Каждый слой материала тщательно уплотнялся с использованием виброплиты до достижения плотности, соответствующей среднему значению. После завершения каждого этапа работы грунт на глубине 0,6 метра разравнивался и вновь уплотнялся. Готовые группы свай опускались в подготовленный грунт под воздействием вертикальной статической нагрузки. Для создания горизонтальной нагрузки применялась балка длиной в один пролет, закрепленная шарнирно и имеющая диаметр 25 мм. Нагрузка возрастала ступенями, равными от 20 до 50 кг. Схема

поэтапного погружения одиночных свай с уширениями в верхней части из ступеней и их групп из трёх и шести штук в суглинке представлена на рис. 3.47. Фотофиксация лабораторной установки для испытания, оснащённой приборами и оборудованием контроля за физико-механическими характеристиками и деформациями, представлена на рис. 3.45. Лабораторная установка по определению плотности грунта под верхним уширением ступенчатой сваи с окрашенными изолиниями грунта представлена на рис. 3.47; физико-механические параметры грунта определялись с помощью статического пенетрометра ПСГ-МГ4.По данной методике были испытаны призматические сваи и с поверхностными уширениями в виде ступеней [114].

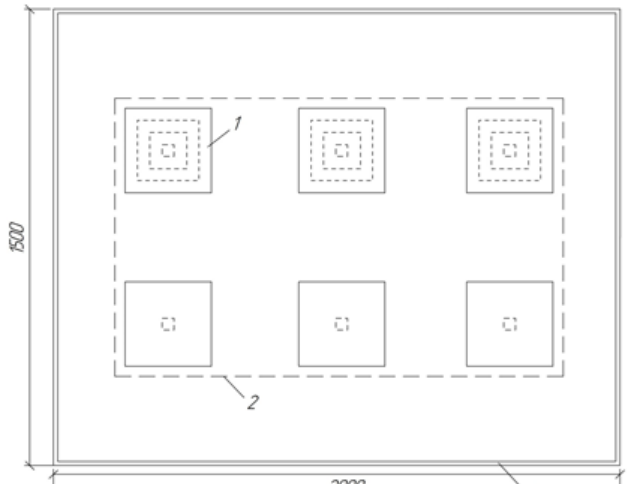


Рисунок 3.48 - Вид сверху куста из 6-ти свай с поверхностными уширениями в виде ступеней: 1- свая с уширением; 2- металлическая пластина; 3- лоток

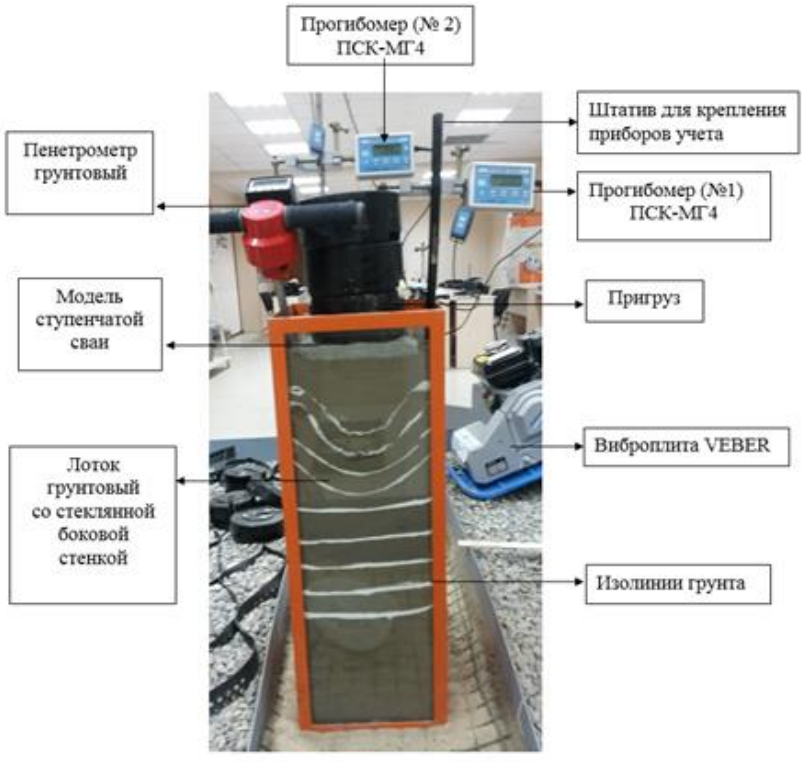


Рисунок 3.49 - Лабораторная установка по определению плотности грунта под верхним уширением ступенчатой сваи с окрашенными изолиниями грунта

Схема загружения группы свай с уширениями в верхней части из ступеней равномерно распределённой нагрузкой представлена на рисунках: 3.48, 3.50 и 3.51. Результаты испытания

одиночных (1, 2) и групп (3-5) призматических свай с поверхностными ступенчатыми уширениями в один и два ряда из трёх и шести штук соответственно представлены на рисунках: 3.53 - 3.57.

Результаты испытаний одиночных свай показали: у свай с поверхностным уширением в виде ступеней осадка в песке уменьшается в 2,5–3,5 раза по сравнению с погружением в суглинок (например, при нагрузке 1000 Н осадка составляет 0,82 мм и 0,32 мм соответственно); для свай с поверхностным уширением в виде ступеней осадка в суглинке уменьшается в 1,3–1,5 раза по сравнению с погружением обычной призматической сваи (например, при нагрузке 1000 Н осадка составляет 0,35 мм и 0,264 мм соответственно для песка). Результаты испытаний групп свай показали: у свай с уширениями из трёх штук в одном ряду осадка в суглинке уменьшается в 1,5–1,8 раза по сравнению с погружением группы из трёх призматических свай. Например, при нагружении 2000 Н вертикальные перемещения куста с уширениями составили 0,25 мм, а для группы призматических свай — 0,38 мм (для суглинка). У свай с поверхностным уширением в виде ступеней из шести штук осадка в суглинке уменьшается в 1,8–2,4 раза по сравнению с погружением группы из шести призматических свай.

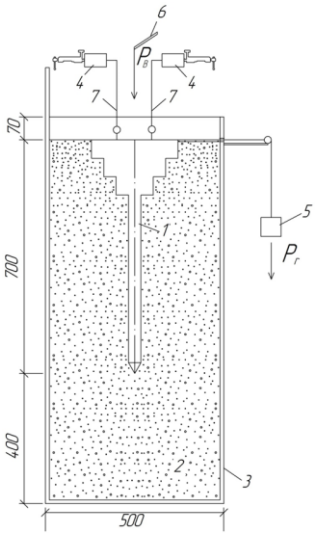


Рисунок 3.50 - Схема загружения одиночных свай с уширениями в верхней части из ступеней: 1- свая, 2-грунт, 3- лоток, 4-прогибомер, 5- груз, 6- рычаг, закрепленный к лотку для вертикального нагружения

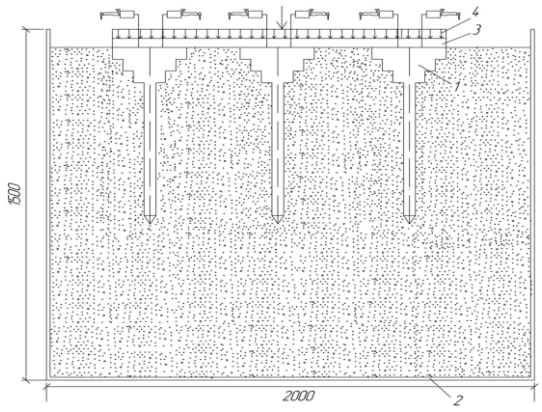


Рисунок 3.51 - Схема загружения группы свай с уширениями в верхней части из ступеней равномерно распределённой нагрузкой: 1-свая, 2- лоток, 3-плита, 4-равномерно распределенная нагрузка

Результаты сравнительных испытаний на опытной площадке, а именно зависимости осадки одиночной призматической сваи и свай с поверхностными уширениями от вертикального нагружения в песке и суглинке приведены на графике - рис. 3.52.

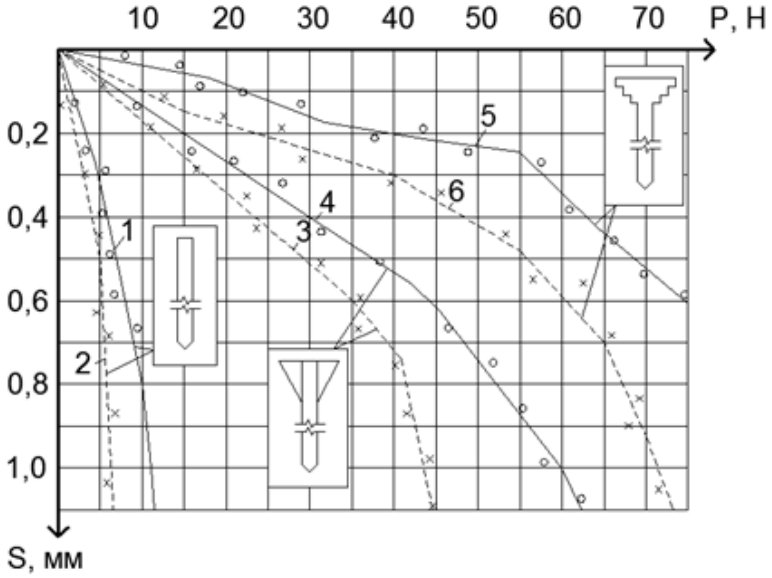


Рисунок 3.52 - График зависимости осадки ступенчатой, призматической, сваи со сборными клиньями от вертикального нагружения в водонасыщенном песке (2,3,6) и суглинке (1,4,5)

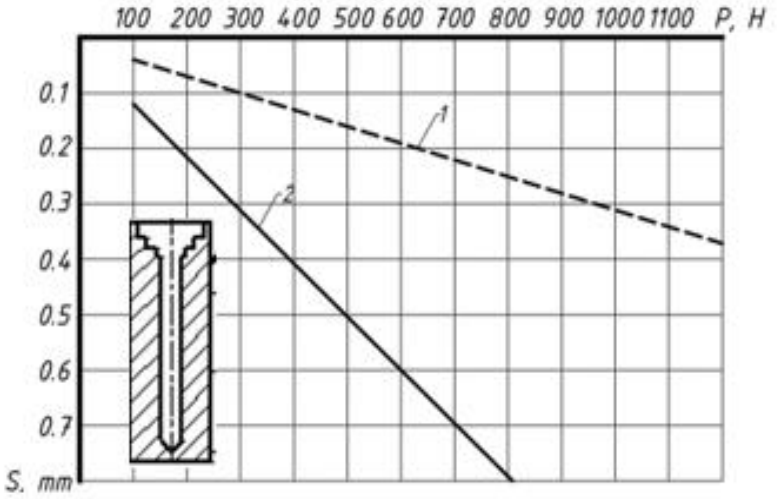


Рисунок 3.53 - График зависимости осадки сваи с поверхностным уширением в виде ступеней в суглинке (1) и песке (2) от вертикального нагружения

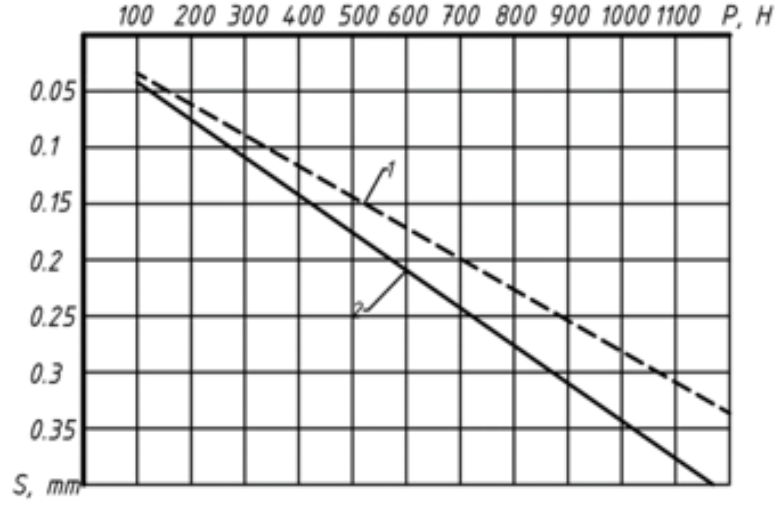


Рисунок 3.54 - График зависимости осадки призматической сваи (1) и сваи с поверхностным уширением в виде ступеней (2) от вертикального нагружения в суглинке

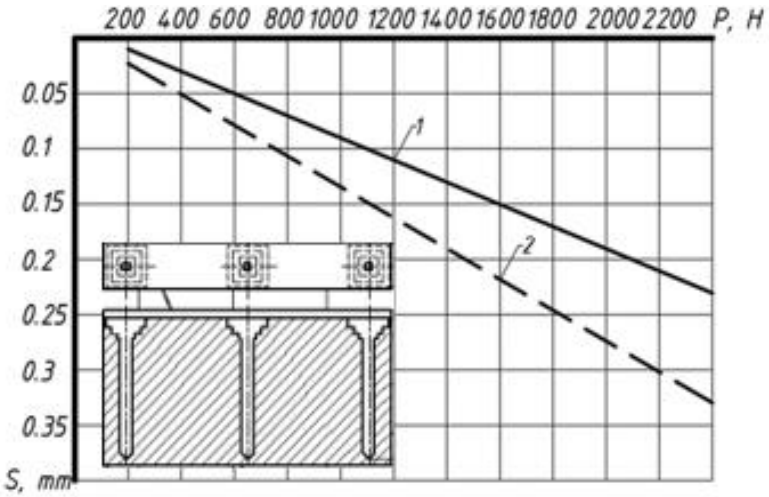


Рисунок 3.55 - График зависимости осадки групп из 3-ёх свай с поверхностным уширением в виде ступеней (2) и призматических свай (1) от вертикального нагружения в суглинке

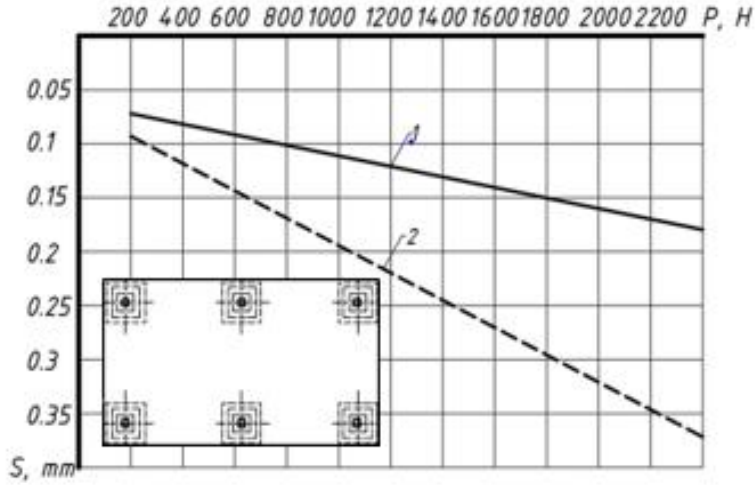


Рисунок 3.56 - График зависимости осадки групп из 6-ти свай с поверхностным уширением в виде ступеней (2) и призматических свай (1) от вертикального нагружения в суглинке

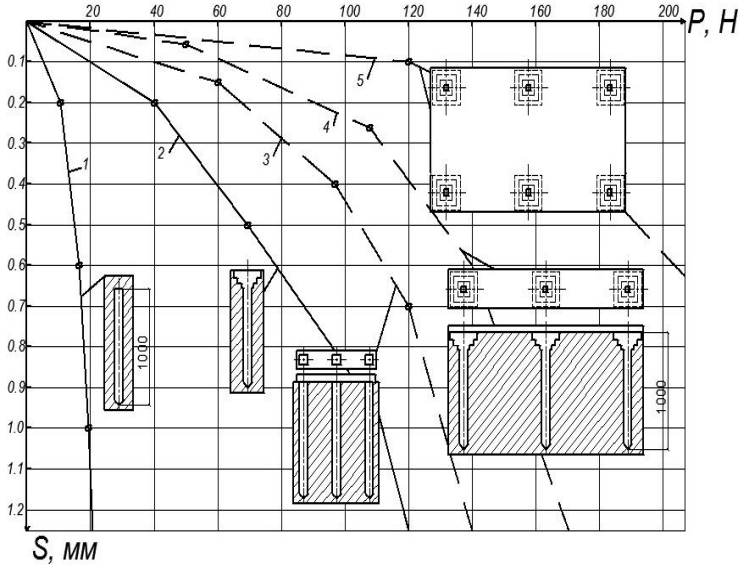
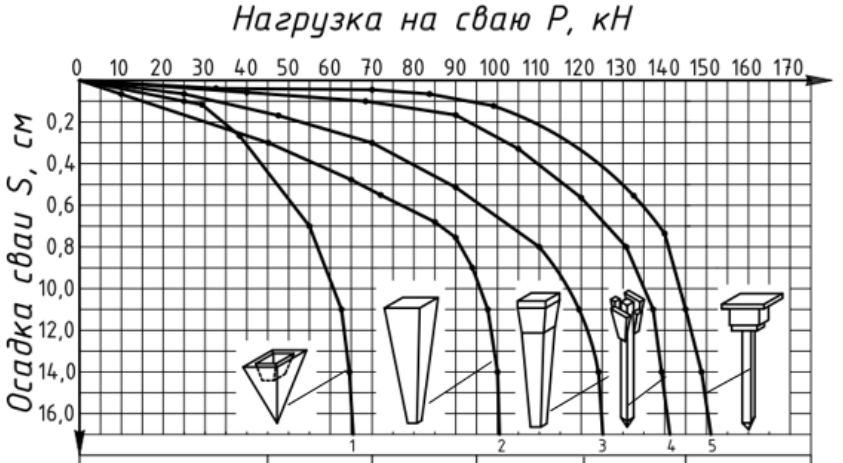


Рисунок 3.57 - Результаты испытания одиночных (1, 2) и групп (3-5) призматических и с поверхностными ступенчатыми уширениями из 3-х и 6-ти штук: 1 – одиночная призматическая свая, 2 – одиночная свая с уширением в верхней части из ступеней, 3 – группа из 3-х призматических свай, 4 - группа из 3-х свай с уширением в верхней части из ступеней, 5 - группа из 6-ти свай с уширением в верхней части из ступеней

При нагружении 2000 Н вертикальные перемещения куста с уширениями составили 0,19 мм, а для группы призматических свай — 0,34 м. В результате экспериментальных исследований определено: для свай с уширением в верхней части из ступеней несущая способность увеличивается за счёт образования вокруг неё грунтовой рубашки. Это приводит к заклиниванию и трению грунта о грунт при работе сваи под нагрузкой по сравнению с обычными сваями; наибольшие перемещения свай со ступенчатыми уширениями получены при их статическом нагружении во влажном суглинке. В водонасыщенных песках осадка ступенчатых конструкций на 30–60% меньше по сравнению с различными этапами статического нагружения в влажном суглинке; осадка свай со ступенчатыми уширениями уменьшается в 1,3–1,5 раза относительно обычных призматических и в 1,2–1,3 раза меньше по сравнению с призматическими с поверхностными уширениями из сборных клиньев [107, 114].



Тип свай	1)	2)	3)	4)	5)
Периметр уширения в см	480	320	360	900	920
Площадь поверхностного уширения в см²	14400	6400	8100	8100	52900
Площадь сечения сваи в см²	4900	2500	1600	900	900

Рисунок 3.58 - График зависимости осадки от вертикального нагружения для пяти видов свай с уширениями вверху и наклонными боковыми гранями: пирамидальной (1), ступенчатой (2), короткой пирамидальной (3), бипирамидальной (4), сваи со сборными клиньями (5)

Результаты ранее выполненных натурных экспериментальных исследований [39, 110, 111, 213] и представленных в данном разделе позволяют построить графики зависимости осадки от вертикального нагружения для пяти видов свай с уширениями вверху и наклонными боковыми гранями: пирамидальной, бипирамидальной, сваи со сборными клиньями,

ступенчатой готовой, короткой пирамидальной (рис. 3.58). Результаты натурных внедрений по данным графика на рис. 3.58 показали, что наиболее эффективной является свая цельного сечения с уширением вверху в виде ступеней (рис. 3.58, *4*), её несущая способность на 15-20% больше пирамидальной (рис.3.58, *6*) и бипирамидальной (рис. 3.58, *4*) на 20-25% - призматической. Замеры с помощью пенетрометра физико-механических характеристик суглинка по характерным точкам в группах призматических свай и свай со ступенчатыми уширениями (см. рис. 3.58) показали уплотнение грунта в 2 раза во втором случае вокруг фундамента и увеличение несущей способности на 60%. На рис. 3.59 приведенны схемы характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг группы из трёх призматических свай и свай с поверхностным уширением из ступеней.

Рисунок 3.59 Схемы характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг группы из трёх призматических свай (а) и свай с поверхностным уширением из ступеней (б)

а) *б)*

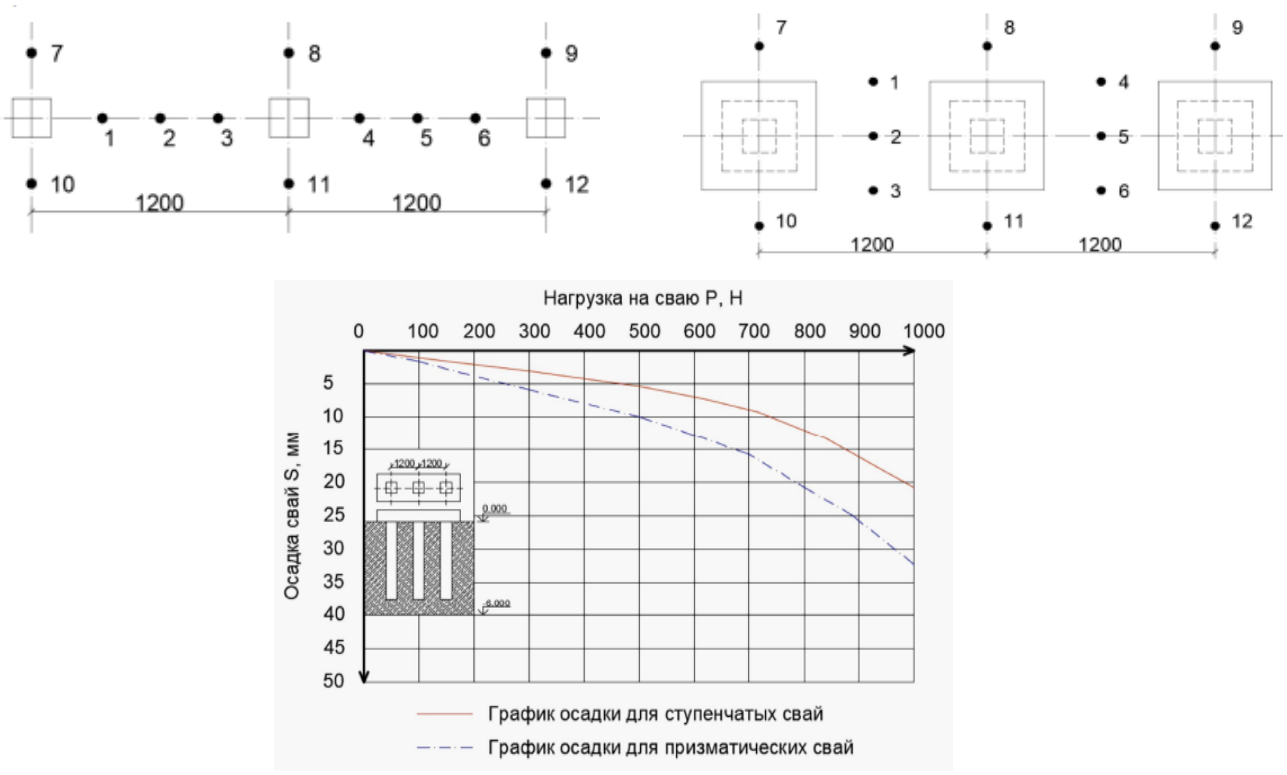


Рисунок 3.60 - График осадки группы из трёх свай с поверхностным уширением в виде ступеней

Физико-механические свойства грунтов и значения осадок группы из трёх призматическихй свай и свай с поверхностными уширениями из ступеней представлены

соответственно в табл. 3.9 и 3.10. По результатам замеров построен график осадки группы из трёх свай с поверхностным уширением в виде ступеней, который представлен на рис. 3.60.

Таблица 3.9 - Физико-механические свойства грунтов

№ П.П	Угол внутреннего трения, град	Удельное сцепление, МПа	Модуль упругости, МПа
1	14	0,023	6,5
2	18	0,017	6,7
3	17	0,02	6
4	17	0,018	6,5
5	16	0,021	7,5
среднее значение	16,4	0,0495	6,64

Таблица 3.10 - Значения осадок группы из трёх призматическихй свай и свай с поверхностными уширениями из ступеней

№ П.П	P, (Н)	S, (мм)	$S_{ст}$, (мм)
1	100	1.7	1.5
2	200	2.4	2.4
3	300	3.7	3.2
4	400	5.3	4.8
5	500	7.1	5.4
6	600	9.2	6.9
7	700	12.4	8.3
8	800	15.6	12.7
9	900	22.5	17.5
10	1000	30	25

3.4 Работа свай с совместными поверхностными и концевыми уширениями

Для получения наиболее достоверных результатов расчёта напряжённо-деформированного состояния сваи с совместными уширениями на одновременное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок проводились испытания по уже отработанной методике в лотке. Установка для погружения сваи, устройству уширений и загружению сваи представлена на рис. 3.61. Эксперимент проводился в следующей технологической последовательности: вдавливание модели сваи (армированной трубкой внутри) в лоток с помощью рычага; нагнетание цементного раствора по ранее отработанной технологии для образования концевого уширения; выдерживание 27 суток для твердения концевого уширения; одновременное вдавливание клиньев с четырёх сторон (или попарное с двух сторон); фиксация

пластины по верху сваи с проволокой для горизонтального загружения; установка штатива с индикаторами часового типа для измерения перемещений; одновременное загружение сваи вертикальной и горизонтальной нагрузкой; обработка результатов эксперимента.

Обработка результатов лабораторных экспериментальных исследований сваи с концевым и поверхностным уширениями сведена в табл. 3.11 и показывает, что применение поверхностных и концевых уширений в свайных фундаментах позволит снизить осадку фундамента в 3-4 раза.

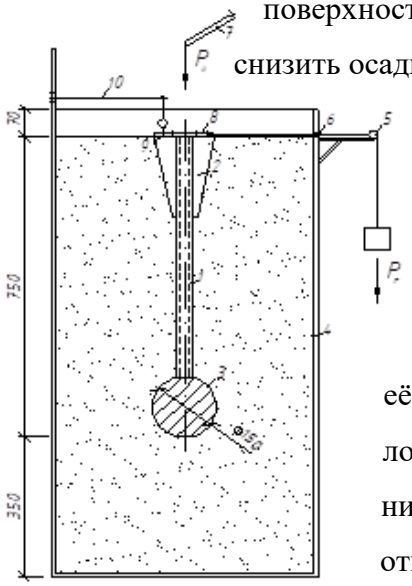


Рисунок 3.61 - Лабораторная установка для одновременного загружения в лотке с песком сваи с поверхностным и концевым уширениями вертикальной и горизонтальной нагрузками:

1 – свая с трубой внутри для подачи цементного раствора под её нижний конец; 2 – ж/б клинья; 3 – концевое уширение сваи; 4 – лоток с опорным столиком и штативом для индикатора; 5 – блок с нитью для подвешивания груза (горизонтального нагружения); 6 – отверстие для пропуска нити; 7 – рычаг, закреплённый к лотку для вертикального нагружения; 8 – деревянная пластина для крепления проволки; 9 – фиксаторы крепления клиньев к пластине; 10 – индикаторы часового типа

Таблица 3.11 - Результаты лабораторных испытаний сваи с концевым и поверхностным уширениями на вертикальное и горизонтальное загружение

п/п	Тип загружения (по горизонтали, Н / по вертикали, Н)	Перемещения сваи в верхней точки с концевым и поверхностным уширениями (Δ, 10^{-2} мм)	Перемещения базовой модели в верхней точки (Δ, 10^{-2} мм)
1	2	3	3
1	(100;280)	0.46	1.8
2	(150;300)	0.92	2.76
3	(200;350)	1.91	5.87
4	(400;550)	2.31	7,24

3.5 Исследование степени уплотнения грунта вокруг свай с уширениями статической пенетрацией

Лабораторная установка по определению изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента вокруг ступеней с помощью пенетрации грунтовым пенетрометром, фото фиксации окрашенных грунтовых изолиний, схема характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг сваи и зона уплотнения представлены на рис. 3.62. На рис. 3.63 видно, что внешние границы зоны уплотнения грунта вокруг пирамидальных свай, с поверхностными уширениями в виде ступеней и в виде сборных клиньев имеют различный криволинейный характер очертания, отражающий геометрию уширения, параметров ствола сваи и физико-механических параметров грунтов.

Таблица 3.12 - Изменение начальной плотности суглинка после погружения призматической сваи в зависимости от расстояния *l* по боковой поверхности сваи и коэффициента уплотнения k_y

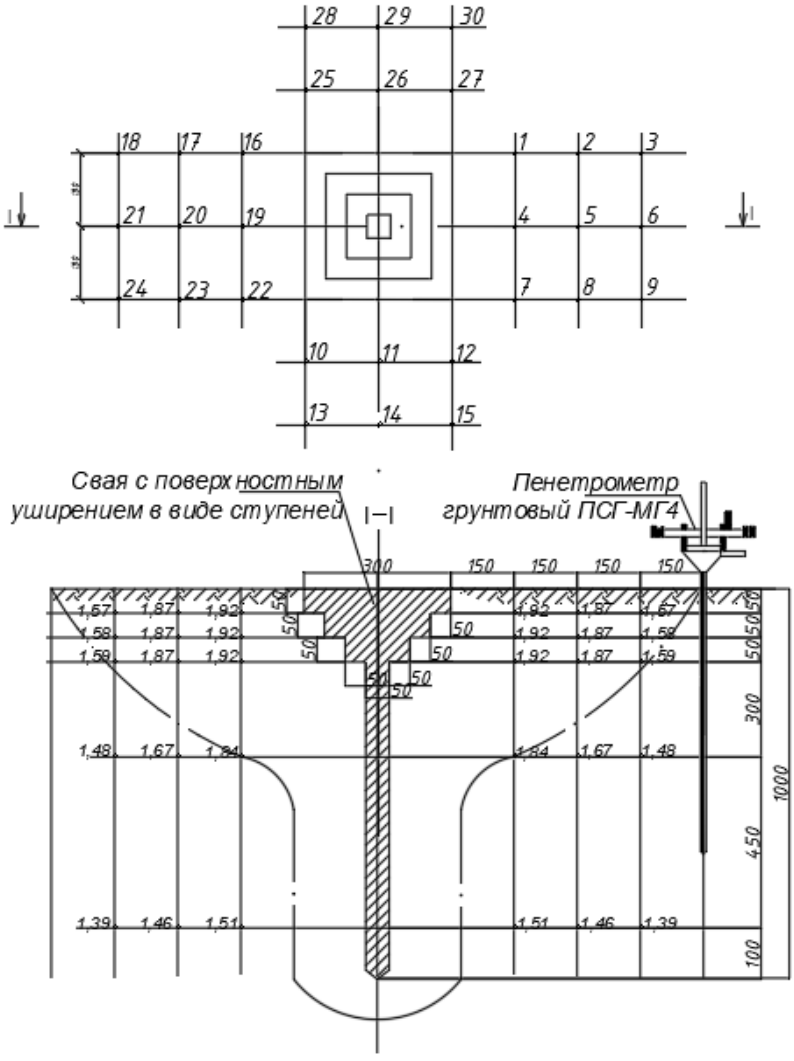
Nп/п	Тип сваи	ρ_s *г/см*^{3}	ρ_s *при l=0,5d г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при l=d г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при l=1,5d г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при l=2d г/см*^{3} (k_y)
1	2	3	4	5	6	7
1	Призматическая	1,38	1,67 (*1,2*)	1,53 (*1,1*)	1,44 (*1,05*)	1,39 (*1,01*)

Таблица 3.13 - Изменение начальной плотности суглинка после погружения свай с поверхностными уширениями в зависимости от расстояния *l* от поверхностного уширения сваи и коэффициента уплотнения k_y

Nп/п	Тип сваи	ρ_s *г/см*^{3}	ρ_s *при* l_1*=0,5d г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при* l_1*=1d г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при* l_1*=1,5d*уш *г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при* l_1*=2d*$_{уш}$ *г/см*^{3} (k_y)	ρ_s *при* l_1*=2,5d*$_{уш}$ *г/см*^{3} (k_y)
1	2	3	4	5	6	7	8
1	С поверхностными уширениями в виде сборных клиньев	1,4	1,96 (1,4)	1,82 (1,3)	1,70 (1,21)	1,67 (1,19)	1,5 (1,07)
2	С поверхностным уширением в виде ступеней	1,34	1,94 (1,45)	1,87 (1,4)	1,67 (1,25)	1,54 (1,15)	1,51 (1,13)

При исследовании характеристик грунта были определены изменения, происходящие в грунте после погружения сваи с поверхностным уширением в виде ступеней и сборных клиньев. В пределах зоны уплотнения плотность грунта достигает максимального значения у боковой поверхности сваи и боковой поверхности уширений у верха сваи и уменьшается по мере удаления от неё. Обработка результатов измерений с помощью пенетрометра в непосредственной близости от сваи выполнялась на расстоянии *l=0,5d; d; 1,5d* для призматической сваи (где *d* – это диаметр сваи) и на расстоянии $l_1=0{,}5d_{уш}$; $d_{уш}$,; $1{,}5d_{уш}$, $2d_{уш}$ и $2{,}5d_{уш}$ (где $d_{уш}$- - диаметр уширения) для свай с поверхностными уширениями и представлены в табл. 3.12 и 3.13.

Рисунок 3.62 - Схема характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг сваи с поверхностным уширением в виде ступеней и зона уплотнения грунта:
1-30 характерные точки замера свойств вгрунта вокруг сваи пенетрометром



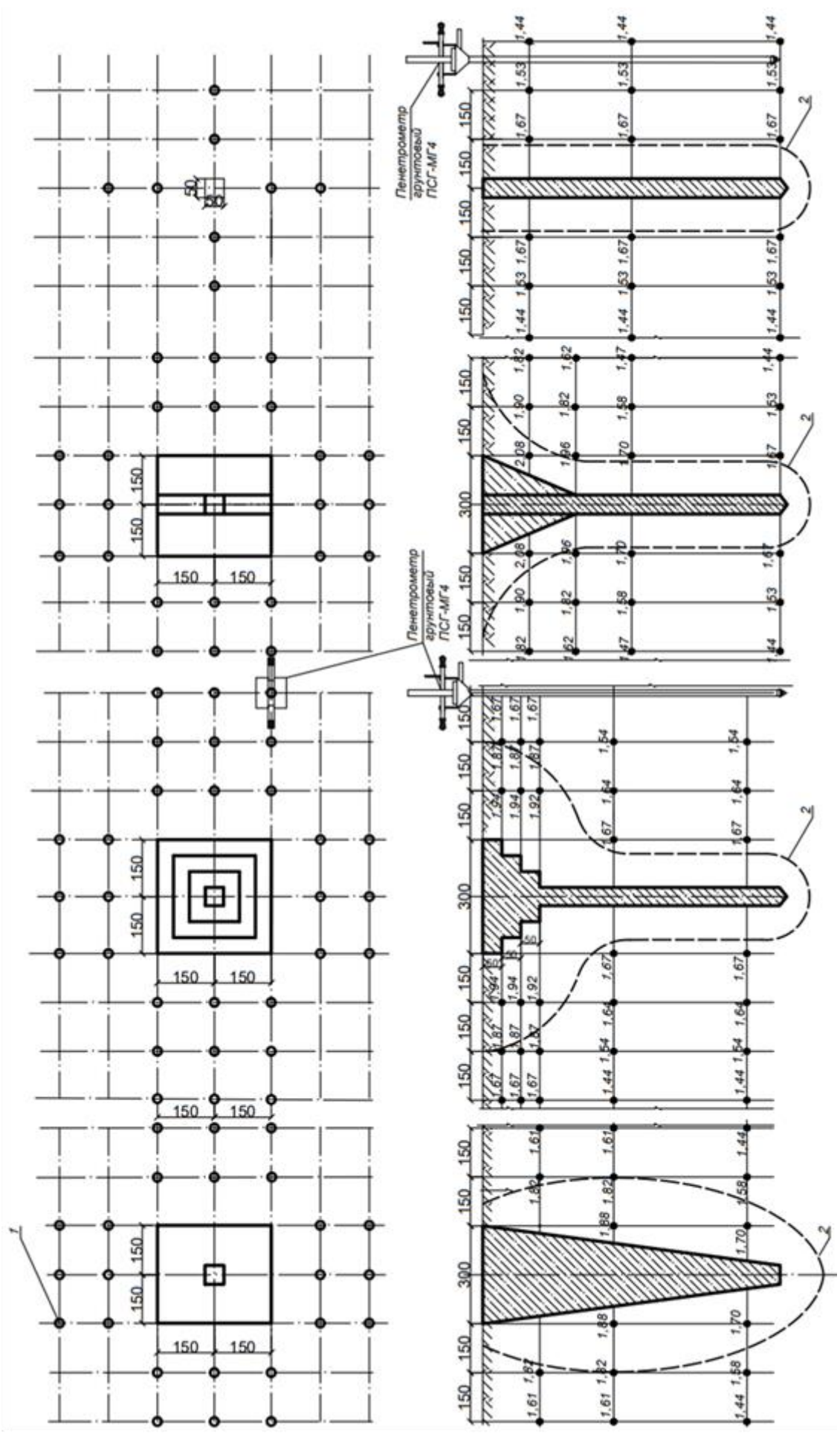


Рисунок 3.63 - Схема характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг сваи и зона уплотнения грунта (2): 1 характерные точки замера свойств вгрунта вокруг сваи пенетрометром; *а* – пирамидальная свая; *б* - свая с поверхностным уширением в виде ступеней; *в* – свая с поверхностным уширением в

Выполнены по аналогии замеры физико-механических характеристик грунта вокруг свай в зоне уплотнения грунта для пяти типов: призматической; пирамидальной; сваи с поверхностным уширением в виде ступеней и сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев (см. рис. 3.63). При начальной плотности ρ_s=*1,34 г/см*^{3} суглинка, после погружения сваи с поверхностным уширением в виде ступеней стала ρ_s=*1,94 г/*см^3, а у сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев с ρ_s=*1,4 г/см*^{3} до ρ_s=*1,96 г/см*^{3}. При этом модуль деформации суглинка с 10-15-ти МПа при погружении свай с поверхностными уширениями повышается до 35-40-ка МПа в уплотнённой зоне вокруг уширения.

В ходе анализа степени уплотнения окологрунтового пространства свай с поверхностными уширениями статической пенетрацией выявлено, что влияние на изменения прочностных характеристик окологрунтового пространства оказывается в уровне устройства уширений в виде сборных клиньев и ступеней на расстояние l_1=*2,5*$d_{уш}$ с максимальным коэффицентом уплотнения k_y =1,45, а для сваи с наклонными боковыми гранями до l_1=*2*$d_{уш}$ и k_y =1,34.

3.6 Динамические натурные испытания свайных фундаментов с поверхностными уширениями в виде оголовков с помощью сейсмостанции

В прошлом веке наибольшее распространение в жилищном строительстве при возведении пяти- и девятиэтажных домов получили методы строительства с использованием свай и уширения на поверхностных оголовках, считавшихся наиболее целесообразными при отсутствии по длине свай слоёв слабых или сильносжимаемых грунтов. Иногда панели стен зданий монтировались непосредственно на такие оголовки без ростверка.

Призматическая свая с отдельным забивным оголовком (см. рисунок 3.64) по классификации в теории фундаментостроения относится к сваям с поверхностными уширениями. Несущая способность таких конструкций составляет около 65-70% от общей несущей способности комплексной системы «свая + уширение». Усиление свай забивными оголовками позволяет увеличить их несущую нагрузку в 1,5–2 раза. По результатам полевых испытаний установлено, что несущая способность таких свай может быть в 3-3,5 раза выше по сравнению с обычными призматическими.

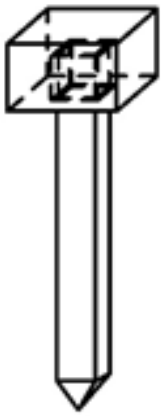


Рисунок 3.64 - Свая с поверхностным уширением в виде монолитного оголовка

В период с 2017 по 2020 годы автором проводились экспериментальные исследования влияния вибрационных воздействий от автомобильных магистралей на состояние фундаментов многоэтажного кирпичного жилого здания, построенного в Ленинском районе г. Астрахани в 1975 году. Исследования включали совмещённую экспертизу геоподосновы и оснований с использованием разработанной комплексной программы исследований свайных фундаментов на основе как традиционных методов, так и современного оборудования [96, 117 – 119, 127]. В многоэтажных зданиях наблюдается уменьшение вибрации на верхних этажах, но также отмечается её увеличение за счёт резонансных явлений. В отечественной и зарубежной литературе часто обсуждаются негативные последствия транспортной вибрации (см., например, [5, 6, 191, 237, 315]), однако учёт таких воздействий при строительстве и эксплуатации зданий остаётся недостаточным. Вибрация подразделяется на вертикальную и горизонтальную; она передаётся через грунт в виде сейсмических продольных и поперечных волн.

С помощью раскопок, спектрально-временного анализа прибором ПСГ-МГ4 выявлено: ростверк под несущими стенами представляет собой бетонный ленточный фундамент толщиной 500–550 мм с шагом от 2 до 3,6 м перпендикулярно основной оси. Сваи с поверхностными уширениями в виде монолитного оголовка шириной от 400 до 600 мм расположены отдельно друг от друга (см. рисунок 3.65). Грунт под фундаментом на глубине двух метров состоит из водонасыщенных суглинков с прослойками мелкого песка.

На рисунках 3.66 и 3.67 видно расположение свай по обе стороны от ленты, а также наличие трещин в оголовках на глубине до двух метров, что указывает на отсутствие несущей функции свай для здания; они воспринимают только собственную массу. Рисунок 3.69 демонстрирует общее состояние здания и влияние сейсмических волн от транспорта с характером трещинообразования в бетонном фундаменте и стенах под воздействием вибрации.

Для определения частот, виброскоростей и ускорений использовался прибор ВИБРОТЕСТ-МГ4.01 по нормативным значениям СанПиН 2.1.2.2645-10 (см. рисунок 3.68). Проезжая часть, расположенная как вдоль здания, так и перпендикулярно ему на расстоянии всего в 5 м от фасада, приводила к увеличению виброскоростей и ускорений до 50-60% по сравнению с торцевой стороной. Наиболее критичным является диапазон частот от 16 до 63 Гц.

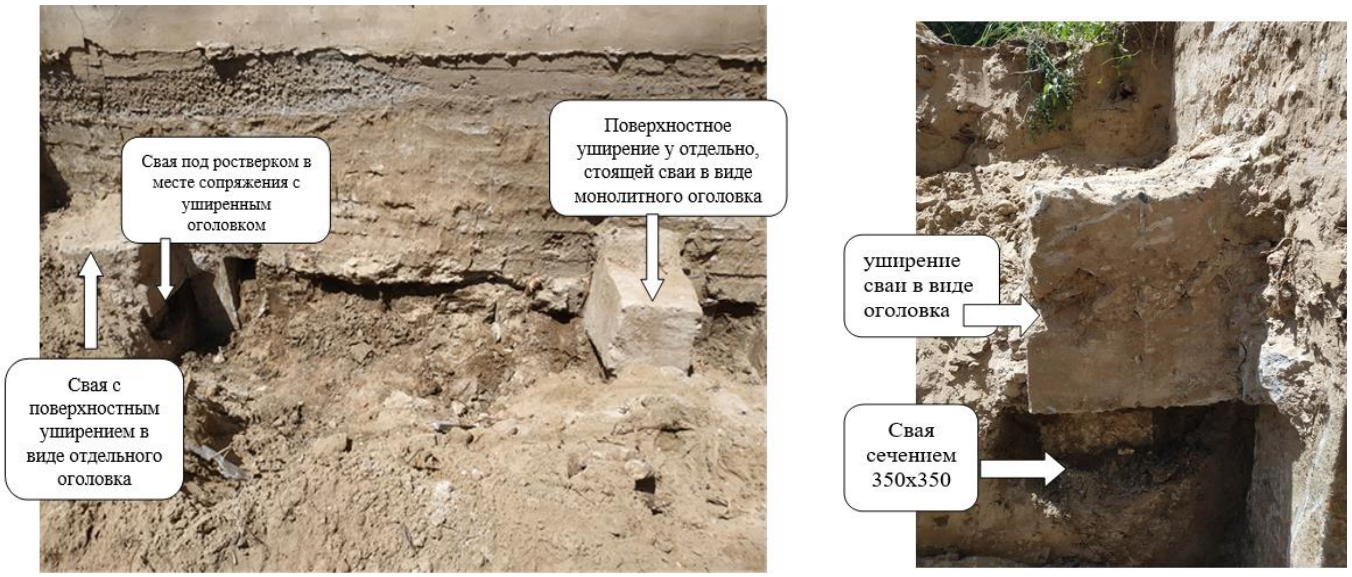


Рисунок 3.66 - Фото фиксация сваи с поверхностным уширением в виде отдельных оголовков, отдельно стоящей от основного фундамента здания в грунтовых шурфах 5-ти этажного кирпичного здания

Рисунок 3.67 - Определение длины сваи с помощью спектрально-временного исследования сейсмостанцией

Рисунок 3.68 - Замеры виброскоростей и виброускорений от автотранспорта с помощью «Вибротест МГ4»

В таблице 3.14 приведены измеренные днем уровни вертикальной виброскорости междуэтажных перекрытий и покрытия в октавных полосах частот.

Таблица 3.14 - Уровни вертикальной виброскорости междуэтажных перекрытий и покрытия в октавных полосах частот

Среднегеометрические частоты октавных полос, Гц	2	4	8	16	31,5	63
Измеренные уровня, виброскорости, дБ	75	78	79	88	90	94

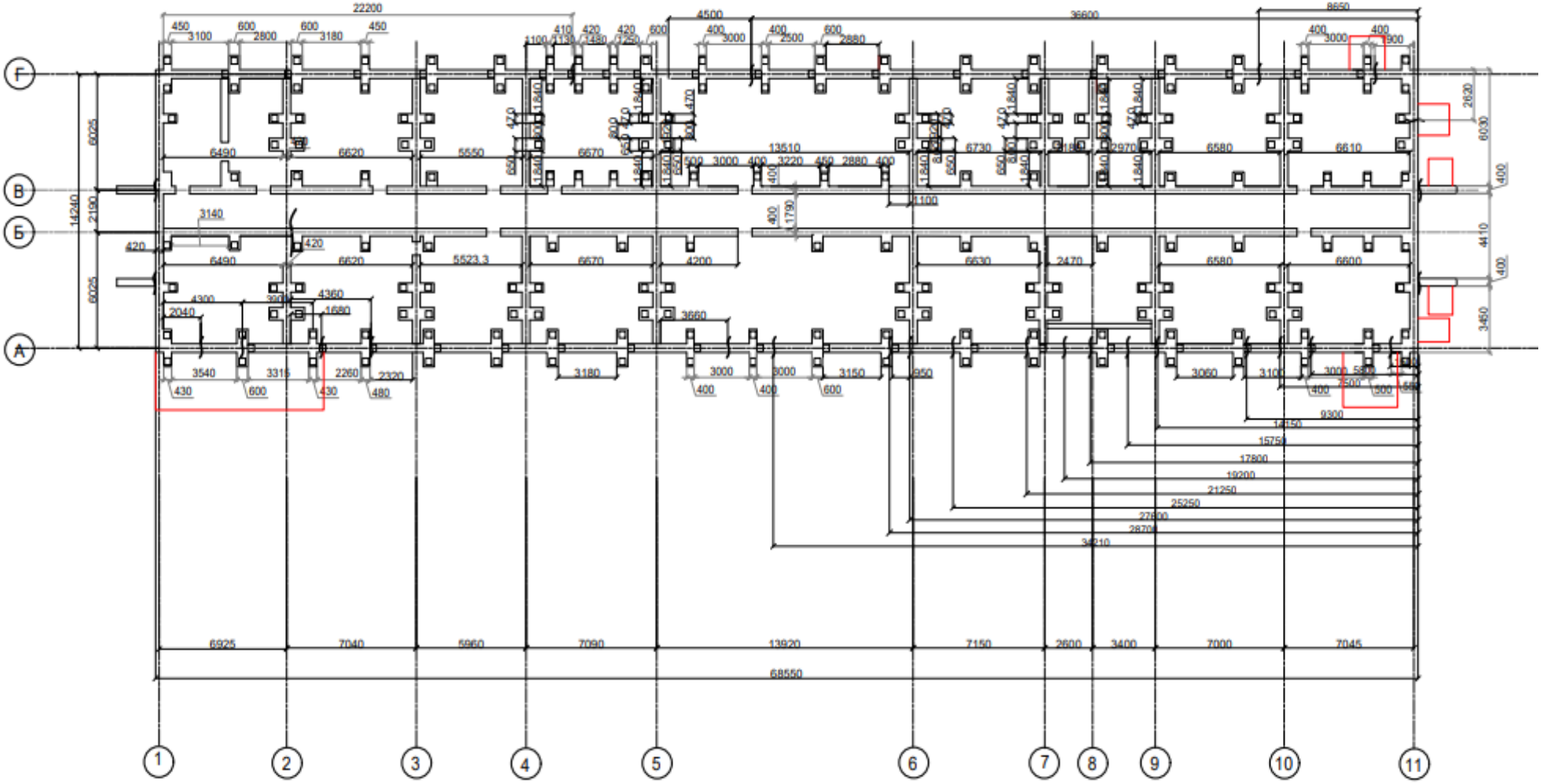


Рисунок 3.65 - План ростверка с расположением свай с поверхностными уширениям в виде отдельного оголовка и шурфов (выделены красным)

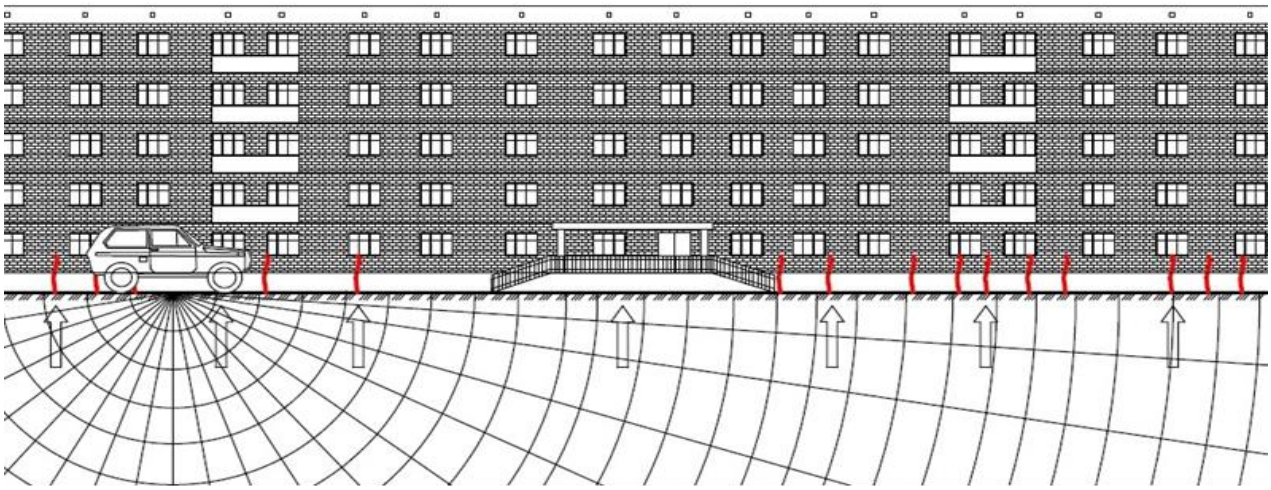


Рисунок 3.69 - Влияние динамических волн от транспорта на обследуемое здание и характер нарастания трещин в бетонном фундаменте и стенах от вибрации

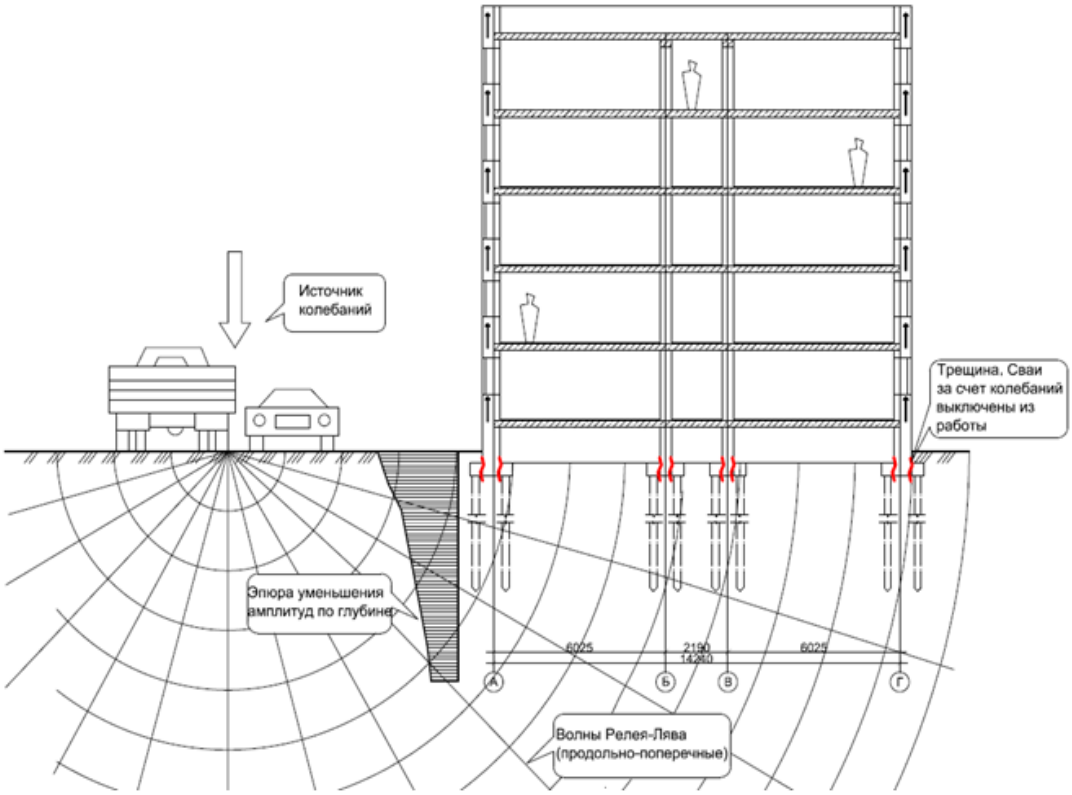


Рисунок 3.70 - Влияние продольно-поперечных сейсмических волн вибрации от интенсивности автомобильного транспорта вблизи зданий и распространение вибрации вверх здания

Влияние продольно-поперечных волн вибрации от интенсивности автомобильного транспорта вблизи здания и распространение вибрации вверх здания оказало серьезное влияние на состояние несущих и ограждающих конструкций жилого здания, повлияла на

износостойкость и сократила срок службы здания (рис. 3.68 и 3.70). Проведенные исследования показали, что в течении четырёх лет, поврежденные конструкции здания подверглись значительным изменениям. Кинематика раскрытия трещин в фундаменте показывает следующие скорости их раскрытия по установленным маякам: минимальное значение – 2,5 мм/год, максимальное - 11,5 мм/год. Скорости развития деформаций в несущих конструкциях доказывают аварийное их состояние.

При проведении натурных исследований были подтверждены данные исследований учёных [191, 315], что основными факторами, влияющими на величину виброускорения конструкции свайных фундаментов с поверхностными уширениями в виде отдельно стоящих оголовков здания, являются: конструктивный тип здания; расстояние от здания до источника сейсмических волн; скорость распространения продольной волны в грунтовом слое.

Подтверждено, что при расположении здания параллельно транспортной магистрали величина виброускорений и виброскоростей выше, чем при расположении здания перпендикулярно магистрали. Результаты проведенных многочисленных лабораторных и натурных испытаний свай с различными конструктивно-технологическими особенностями формирования уширений показывают, что исследование напряженно-деформированного состояния и перераспределение усилий между боковой поверхностью, уширением и пятой сваи (при поверхностных уширениях) оказываются под воздействием следующих факторов:

- соотношение диаметра и длины сваи, диаметра зоны влияния и диаметра уширения пяты при её наличии;

- соотношение физико-механических свойств материала сваи (сжимаемость) и уширения, окружающего и подстилающего грунтов;

- расчетная модель окружающих и подстилающих грунтов, включая нелинейные и реологические модели;

- расчетная модель сваи с концевым и (или) поверхностным уширением с учетом жесткости подстилающего слоя (висячая или свая-стойка), а также контактной модели окружающего грунта;

- технология устройства длинных свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями (буронабивная, забивная и т.д.);

- исходное напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтов вокруг свай с концевыми и (или) поверхностными уширением и дополнительного НДС, созданного в процессе изготовления сваи и уцширений [76].

Выводы по разделу 3:

1. Разработаны методики испытаний фундаментов из свай с уширениями в лаборатории и на строительной площадке с использованием спектрально-временного анализа на базе малоканальной цифровой сейсмостанции и статической пенетрацией с помощью пенетрометра.

2. В экспериментальных исследованиях работы одиночных свай с уширениями и их групп аппробированы следующие технологические решения для формирования уширений: разбуривание, вдавливание, раскатывание грунта, физико-химическое инъецирование, термический обжиг, механическое глубинное втрамбовывание щебня (гравия), которые позволяют повысить несущую способность и снизить осадку по сравнению с обычными призматическими сваями в одинаковых грунтовых условиях.

3. Экспериментально подтверждено, что уширения в поперечном сечении приобретают форму - усечённого конуса, эллипсоида, сферы, полусферы или цилиндра, в зависимости от технологии изготовления и применяемых строительных материалов.

4. Выявлен и обоснован инженерный метод преобразования физических и физико-механических свойств грунтов за счёт инъецирования маловязких растворов с гидрофобными добавками, спекания грунта и уплотнением.

5. Экспериментально доказана возможность формирования гарантированного диаметра уширения нагнетающими маловязкими твердеющими растворами с гидрофобными добавками в различных видах грунтов при оптимальном подборе водоцементного отношения, расхода материалов на 1 $м^3$ грунта, радиуса укреплённого грунта и эффективного давления подачи раствора.

6. Разработана эффективная технология образования концевого уширения сваи за счёт глубинного обжига в результате воспламенения железо-алюминиевого термита в наконечнике сваи для глинистых грунтов, снижение осадки по сравнению с призматической сваи без уширения составило 7 раз, а удельное сцепление грунта в основании куста свай с устройством концевых уширений увеличивается за счёт уплотнения до 30%.

7. Подтверждение результативности метода создания концевых уширений путем уплотнения щебня разных размеров в нижней части скважины было получено путем анализа связи между величиной осадки штампа и площадью щебневого слоя при приложении вертикальной нагрузки. Увеличение площади уплотнения щебнем вдвое приводило к значительному, 8-10 кратному, уменьшению осадки по сравнению с испытаниями,

проведенными на уплотнённом основании. Полевые исследования показали, что применение буронабивной сваи с концевым уширением, сформированным методом трамбовки щебня, позволяет снизить ее осадку в 6 раз, если сравнивать с обычной сваей без подобного уширения.

8. Экспериментальные исследования позволили установить зависимость несущей способности, осадки буронабивных микросвай с уширенной пятой, полученной глубинным втрамбовыванием щебня при вертикальном нагружении, от диаметра сваи, различной фракции и объёма щебня, диаметра и коэффициента уплотнения грунтового полупространства вокруг уширения из щебня.

9. Разработанный способ повышения несущей способности для структурно-неустойчивых грунтов свайных фундаментов с совместными поверхностными и концевыми уширениями позволяет снизить осадку фундамента в 3-4 раза, в сравнении с призматической сваей.

10. Разработана эффективная технология устройства поверхностных уширений у верхнего конца свай для макропористых грунтов за счёт погружения сборных клиньев. Установлено экспериментальным путём, что при увеличении размеров сборных клиньев поверхностных уширений на поверхности с 1d до 2d (где d - ширина сечения сваи) осадка сваи уменьшается в 6 и более раз. Варьирование только длиной поверхностного уширения ведёт к незначительному увеличению несущей способности конструкции сваи на 30-40%, изменение только ширины клиньев на поверхности увеличивает несущую способность 3-4,5 раза, а изменение обоих параметров клина ведёт к возрастанию несущей способности сваи в 5-6 раз. Оптимальная ширина клина на поверхности составляет 2d.

11. Исследование угла наклона клиньев показали, что получен оптимальный угол наклона α=11°-15°, т.е. с одновременным увеличением длины и ширины клиньев, наблюдается максимальное значение несущей способности с наибольшей эффективностью при строительстве в грунтовых условиях I типа просадочности, т.к. при забивке вокруг боковых граней сваи образуется большой объем уплотненного грунта. Таким образом, устройство клиньев вокруг сваи позволяет значительно снизить осадку на разных стадиях загружения до 6-ти раз, тогда как у пирамидальных и бипирамидальных – в 1,2-2 раза.

12. Установлено, что в водонасыщенных песках осадка одиночных свай с поверхностными уширениями в виде ступеней на 30-60% меньше при различных этапах статического нагружения, чем во влажном суглинке, осадка одиночных свай с уширениями в 8 раз меньше, чем обычных призматичеких и в 3-4 раза меньше, чем призматических с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев.

13. Экспериментально выявлено, что в работе группы или куста из свай с концевыми и поверхностными уширениями различного формообразования необходимо выделение ни четырёх, как у призматических свай, а шести активных зон околугрунтового пространства для определения их прочностных параметров и степени уплотнения. Аналогичный принцип расположения зон уплотнения наблюдался и в исследовании группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней и сборных клиньев.

14. У группы из 4-х свай с концевыми уширениями, расположенными в одном ряду наблюдается снижение осадки в 2,2 - 3,7 раз по сравнению с призматическими конструкциями свай. Осадка групп из 4-ёх свай с концевыми уширениями от 3-х до 5ти раз меньше, чем при вертикальном загружении у куста без уширений.

15. Степень уплотнения окологрунтового пространства свай с поверхностными уширениями, полученная в результате статической пенетрацией показала, что влияние на изменения прочностных характеристик окологрунтового пространства оказывается в уровне устройства уширений в виде сборных клиньев и ступеней на расстояние $l_i=2,5d_{уш}$ с максимальным коэффицентом уплотнения k_y =1,45, а для сваи с наклонными боковыми гранями до $l_i=2d_{уш}$ и k_y =1,34.

16. Осадка групп свай с поверхностными ступенчатыми уширениями из 3-х штук в суглинке уменьшается в 1,5-1,8 раз по сравнению с погружением группы из 3-х призматических свай, а для групп из 6-ти свай - уменьшается в 1,8-2,4 раза. Замеры с помощью пенетрометра физико-механических характеристик суглинка по характерным точкам в группах призматических свай и свай со ступенчатыми уширениями показали уплотнение грунта в 2 раза во втором случае вокруг фундамента и увеличение несущей способности на 60%.

17. При проведении натурных динамических испытаний были подтверждены данные исследований учёных [157, 235, 236], что основными факторами, влияющими на величину виброускорения конструкции свайных фундаментов с поверхностными уширениями в виде отдельно стоящих оголовков здания, являются: конструктивный тип здания; расстояние от здания до источника сейсмических волн; скорость распространения продольной волны в грунтовом слое.

4 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОДИНОЧНЫХ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ НА СТАТИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

4.1 Обоснование выбора решения геотехнических задач для математического моделирования поведения одиночных свай с уширениями

Для обоснования выбора решения геотехнических задач и математического моделирования поведения одиночных свай с уширениями принято ряд гипотез.

При разработке аналитических расчётов свай на горизонтальную нагрузку и момент в однородном грунтовом полупространстве с помощью метода сил, метода перемещений и метода контурных и расчётных точек приняты некоторые гипотезы строительной механики: гипотеза об идеальной упругости тела: если после снятия нагрузки деформации тела полностью исчезают, восстанавливаются его первоначальные размеры и форма, то такой процесс деформирования называют абсолютно упругим.; гипотеза о сплошности тела: материал тела полностью, без разрывов заполняет объём, ограниченный его поверхностями; гипотеза об однородности тела: состав материала тела по всему его объёму считается однородным..

При решении упругопластической задачи были приняты следующие допущения: - нелинейное поведение материалов моделируется как пластическая деформация, возникающая при сложном напряженном состоянии, при этом растяжение и сдвиг по боковой поверхности свай происходят без ограничений; - пластические деформации начинают развиваться после превышения предела прочности согласно критерию Мизеса-Шейхера-Боткина [361]. Разработанная расчетная программа предоставляет возможность получить информацию о напряженно-деформированном состоянии системы: вычисляются перемещения узлов, выявляются участки с пластическими деформациями, определяются компоненты напряжений в конечных элементах, а также формируется график зависимости нагрузки от осадки.

4.2 Особенности генерации конечно-элементных сеток для расчёта сложносочленённых конструкций свай с уширениями в пространственной постановке

Решение сложных геотехнических задач в исследованиях НДС грунтовых оснований и фундаментов в пространственной постановке при различных типах нагрузок в численном моделировании осуществляют с помощьюх программных средств: MIDAS GTS NX, FEMAP NE/NASTRAN, COSMOS, ABAQUS, ЛИРА, FEM/MODELS, SCAD, ANSYS, Z/SOIL, URAN, PLAXIS и др.

Реализация геотехнических расчётов численными методами на программных продуктах базируется в основном на методе конечных элементов (МКЭ), методе граничных элементов (МГЭ) и реже методе суперэлементов (МСЭ).

Согласно п. 7.7.6 СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» «результаты расчетов свайных фундаментов с использованием геотехнического программного обеспечения должны быть верифицированы, т. е. подтверждена их достоверность, верификация расчетных схем и результатов расчета может осуществляться следующими способами: многоступенчатым контролем правильности задания исходных данных для проведения расчетов; расчетом с использованием различных типов программного обеспечения; проведением расчетов независимыми группами расчетчиков; сопоставлением результатов расчета с натурными данными или результатами расчетов по объектам-аналогам». Во всех существующих программных комплексах расчет фундамента сводится к следующим этапам: подготовке данных к расчетам (препроцессор), численному решению пространственных контактных задач взаимодействия фундаментных конструкций с грунтом, эффективной визуализации промежуточных расчетов (для оценки качества решения и корректировки проектных параметров в случае неудовлетворения решения предъявленным требованиям) и оформлению окончательных результатов в виде иллюстраций и таблиц. Однако для численного моделирования фундаментов с уширениями аппроксимирующая последовательность отличается введением исходных данных.

Анализ распространенных в настоящее время программных средств, показал, что практически все они используют методику конечно-элементного моделирования, реже - гранично-элементного моделирования, а эффективность метода суперэлементов (МСЭ) определённым образом преувеличена, из-за практически невозможного учёта разрывности

параметров конструкции, однако использование СЭ может стать действительно полезным в инженерной практике, если перейти к сочетанию контурных точек и конечных элементов [204, 209].

Генерация конечно-элементной сети грунтового массива с группой свай с уширениями различной формы представляется сложной задачей, даже для опытных пользователей прикладных программных продуктов в области геотехники (рис. 4.1) [133].

Оценка достоверности результатов анализа МКЭ производится тестированием МКЭ на задачах, для которых известно точное решение [15, 30, 104, 214, 215, 236, 344, 362]. Для получения наиболее точного результата и снижения трудоёмкости расчёта по МКЭ систем со сложным очертанием контура конечные элементы КЭ задают с различными размерами и числом узлов на сторонах. Несмотря на всё многообразие конечных элементов, на которые могут быть расчленены конструкции свайных фундаментов со сложной геометрией уширений, последовательность расчёта при этом будет единой. Определение связи между узловыми усилиями и узловыми перемещениями конечного элемента (построение матрицы жёсткости, матрицы податливости, матрицы упругих свойств в общем случае) является одним из основных и в то же время наиболее сложных этапов применения МКЭ в качестве метода расчёта конструкций. Возможность получения точного решения зависит от выбора функций, аппроксимирующих силовые или кинематические воздействия на границах между элементами.

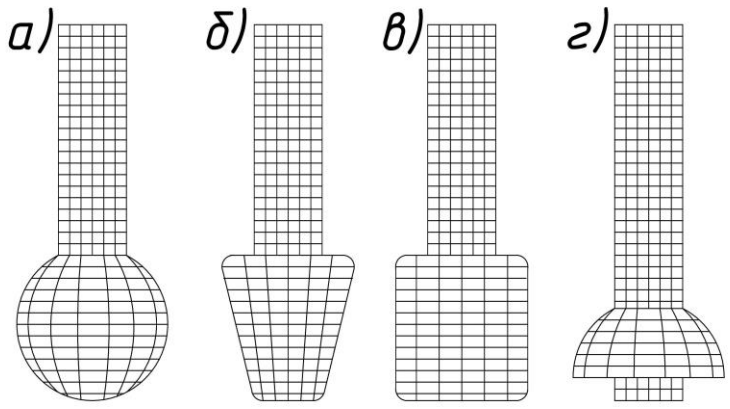


Рисунок 4.1 - Общий вид генерации гранично-элементных сеток (МГЭ) конструкций свай с концевым уширением в форме: а – сферы; б – усечённого конуса; в – цилиндра; г - полусферы

Для моделирования напряженного состояния грунта, одиночных свай с концевыми и поверхностными уширениями и их кустов проектировали с помощью специализированного комплекса MIDAS GTS NX, созданного специально для решения геотехнических плоских,

осесимметричных и пространственных линейных и нелинейных задач и позволяющего формировать сложные геометрические модели [112, 122].

Для моделирования поведения грунта использовалась упруго-пластическая модель Мора-Кулона в виде шести узлового трёхмерного элемента. Для выполнения расчетов в GTS NX были использованы следующие типы элементов:

- *Трехмерные элементы (3 Dimensional shape element).*

Элементы в форме пентаэдра и гексаэдра, которые могут иметь 4/5/6/8/10/13/15/20 узлов. Пентаэдры могут иметь форму пирамиды или призмы.

- *Элементы интерфейса (контактные элементы) (Interface element).* Элементы, используемые для моделирования взаимодействия между поверхностями или линиями разграничения. К элементам данного типа относятся контактные элементы типа «грань-грань» с 6/8/12/16 узлами. Минимальный шаг разбиения сетки – 20 мм.

Характеристики грунтов, параметры свайных фундаментов с уширениями принятые в расчётах соответствуют полученным в результате инженерно-геологических изысканий на строительной площадке, где выполнялись натурные испытания.

Расчёт НДС свай с уширениями, образованными под нижним концом путём подачи цементного раствора и механическим разбуриванием осуществляли с помощью системного численного изучения на основе решения МКЭ в системе пре - постпроцессора FEMAP с решателем NE/NASTRAN Для создания геометрической модели сваи с уширением и её конечно-элементного анализа на FEMAP использовали элемент типа Solid. Данный элемент создаёт трёхмерную модель твёрдотелой конструкции. Изображается как двумерный, но в действительности является объёмным.

На рис. 4.2 и 4.3 показаны конечно-элементные модели сваи с уширением под нижним концом в трёхмерной постановке сферической формы (NE/NASTRAN) и цилиндрической (MIDAS GTS NX). Численное моделирование в MIDAS GTS NX и в системе FEMAP с решателем NE/NASTRAN конструкций свайных фундаментов с уширениями различной геометрии формообразования показали хорошую сходимость результатов вычислений с результатами, полученными экспериментально в ходе проведения многочисленных натурных исследований.

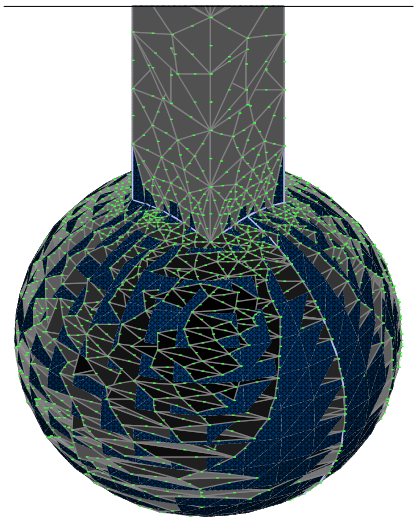


Рисунок 4.2 - Конечно-элементная модель сваи со сферическим уширением в трёхмерной постановке (NE/NASTRAN)

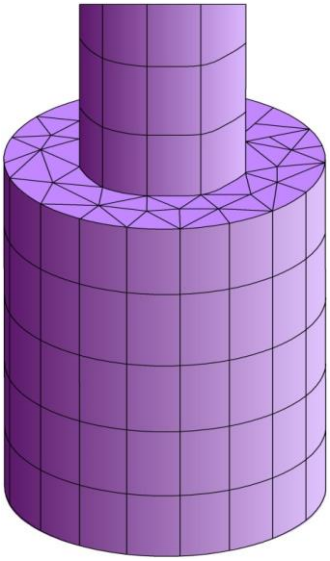
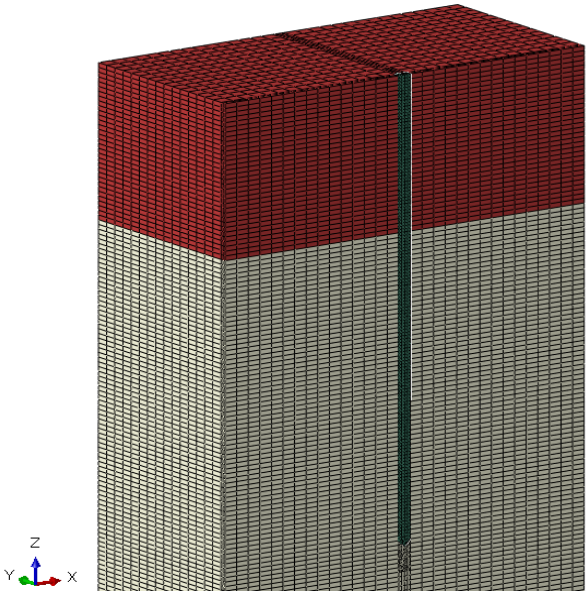
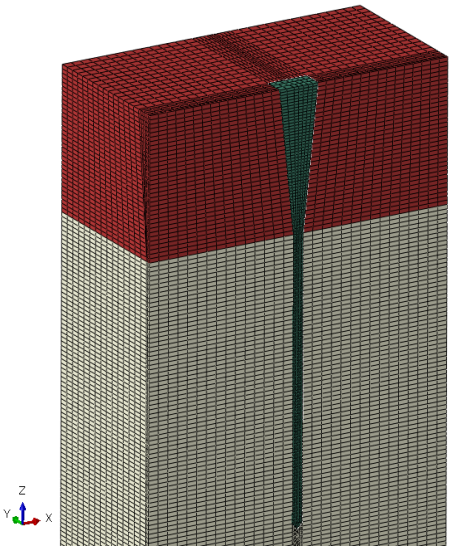


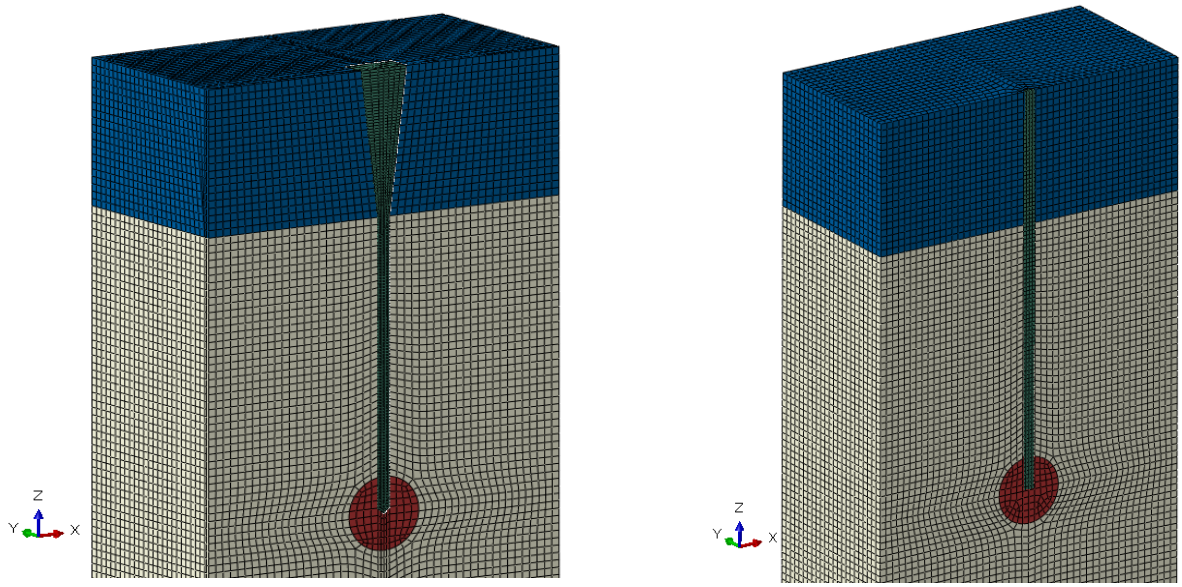
Рисунок 4.3 - Конечно-элементная модель сваи с концевым уширением цилиндрической формы в трёхмерной постановке (MIDAS GTS NX)



а)



б)



в) *г)*

Рисунок 4.4 - Конечно-элементные модели 4- х типов длинных свай (ABAQUS) : *а* - забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400; *б* - свая длиной 15 м с поверхностным уширением в видеклиньев длиной 5м; *в* – набивная свая-стойка длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи; *г* - набивная свая-стойка длиной 15 м, круглого сечения диаметром 500 мм, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи.

В сравнительном анализе длинных обычных свай со сваями с уширениями на различное сочетание вертикальных и горизонтальных нагрузок применяли конечно-элементные модели, построенные в программном комплексе *ABAQUS*. Исследования проводились для 4-ёх вариантов расчётных случаев:

- вариант 1: забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400мм, раздельное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, совместное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, N_{max} = 200 т;

- вариант 2: забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, раздельное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, совместное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, N_{max} = 400 т;

- вариант 3: набивная свая-стойка длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива

по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи, раздельное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, совместное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, N_{max} = 800 т;

- вариант 4: набивная свая-стойка длиной 15 м, круглого сечения диаметром 500 мм, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи, раздельное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, совместное влияние вертикальной и горизонтальной нагрузок, N_{max} = 800 т;

Задача решается в симметричной постановке исходя из граничных условий и геометрии задачи, коэффициент трения бетона по грунту 0,5. Оценка результатов расчётных исследований проводилась до значений перемещений 100 *мм*, так более высокие значения в большинстве случаев не будут соответствовать требованиям по второму предельному состоянию, за отказ сваи принимается исчерпание несущей способности грунта при сжимающих напряжениях (по модели Кулона-Мора).

Результаты численного моделирования в исследованиях напряжённо-деформированного состояния одиночных и групп свай с различными типами уширений в программных комплексах, верифицированных Российской академией архитектурных и строительных наук MIDAS GTS NX, и ABAQUS и ПК FEMAP NE/NASTRAN представлены в п. разделов 4, 5 и 6 в сличительной постановке и ретроспективе с данными, полученными экспериментальными и аналитическими исследованиями.

4.3 Одиночные сваи с уширениями при вертикальном загружении

4.3.1 Сопротивление окологрунтового пространства вокруг свай с поверхностными и концевыми уширениями в обосновании формирования расчётных схем

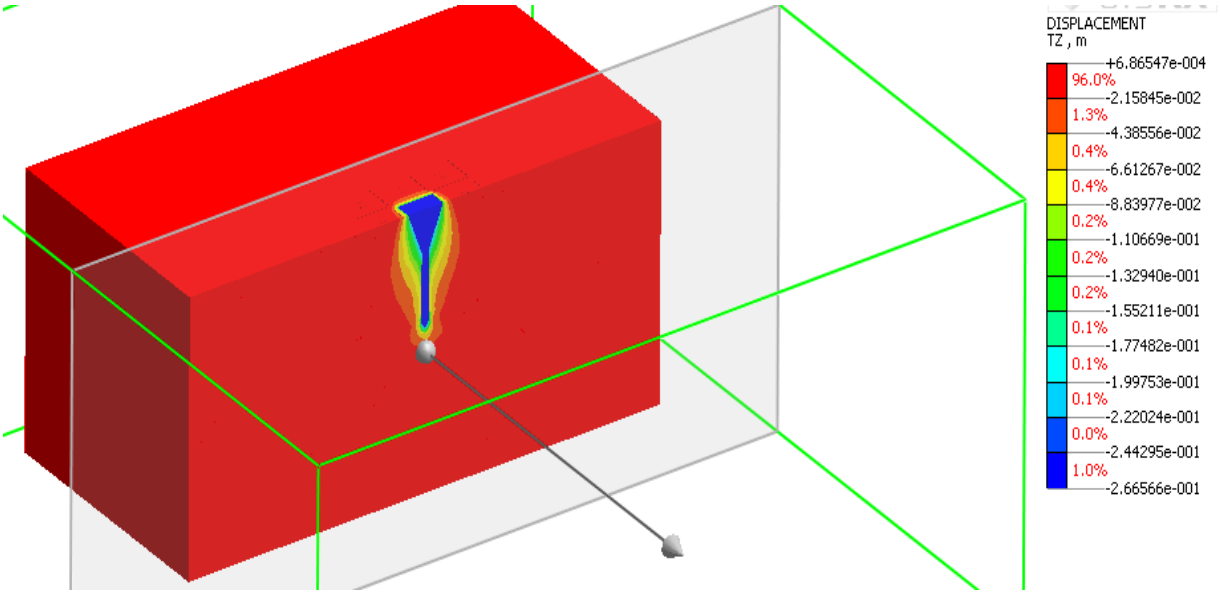
В полевых и лабораторных испытаниях свай с поверхностными и концевыми уширениями выявлено, что такие сваи обладают большей несущей способностью и меньшей осадкой в сравнении с аналогичными сваями без уширения (см. п. 3.2 и п.3.3). Из графика (на рис. 3.40) можно отметить, что в испытаниях свай с поверхностным уширением осадка имеет

более плавное развитие под нагрузкой, чем развитие осадки обычной призматической сваи. Для обычной сваи после незначительного превышения предельной нагрузки (упругих деформаций) наступает «срыв» сваи, и пластические деформации грунта в основании сваи при постоянной нагрузке быстро увеличиваются, стремясь к лавинообразному развитию. Работа грунтового основания обычной сваи характеризуется резким переходом от упругого состояния к пластическому.

В отличие от обычной сваи «провальная» осадка сваи с поверхностным уширением при постоянной нагрузке происходит более плавно и медленно, что свидетельствует в основном о последовательном перераспределении напряжений на грунт на участке уширения ствола с развитием упругопластических деформаций в грунте. Данный процесс происходит в грунте основания сваи с поверхностным уширением более плавно и постепенно вплоть до нарушения условия предельного равновесия.

Исходя из выводов второго раздела по экспериментальным исследованиям для сваи с концевым уширением «срыв» происходит при большей нагрузки и практически той же величине осадки. Пластические деформации грунта в основании сваи с концевым уширением при постоянной нагрузке также быстро увеличиваются, стремясь к лавинообразному развитию, как и для обычной сваи.

а)



б)

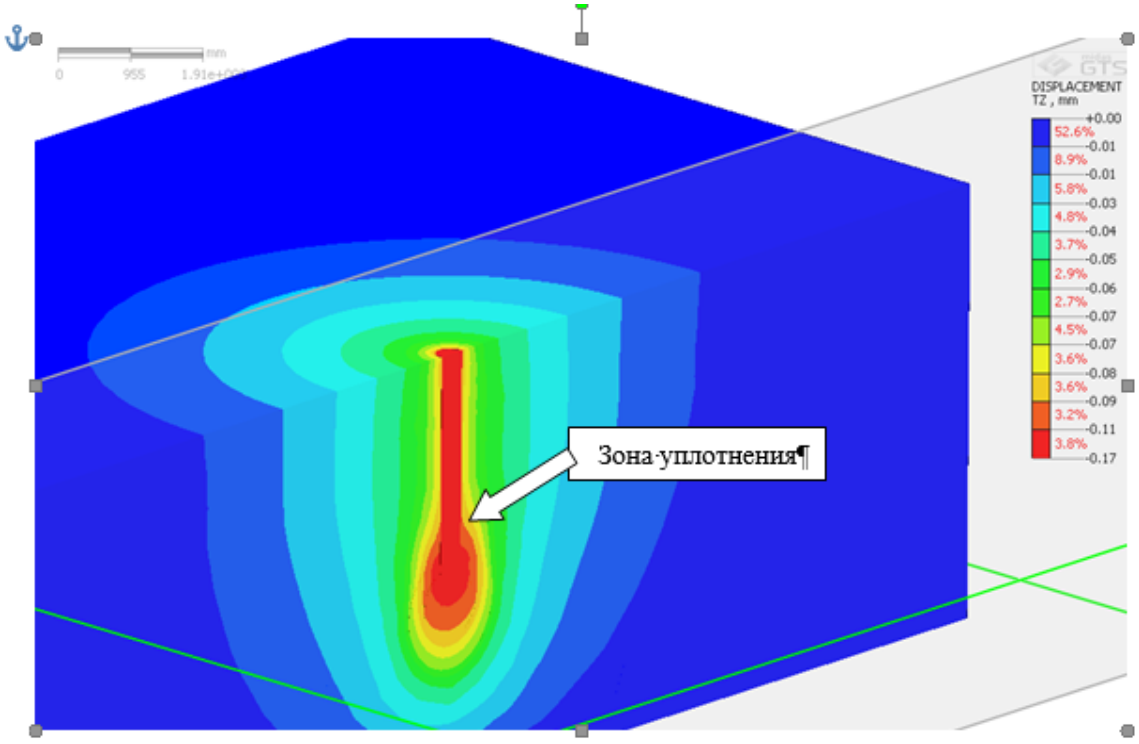


Рисунок 4.5 Изополя перемещений сваи с поверхностным уширением (*а*) и концевым (*б*) при вертикальной нагрузке (MIDAS)

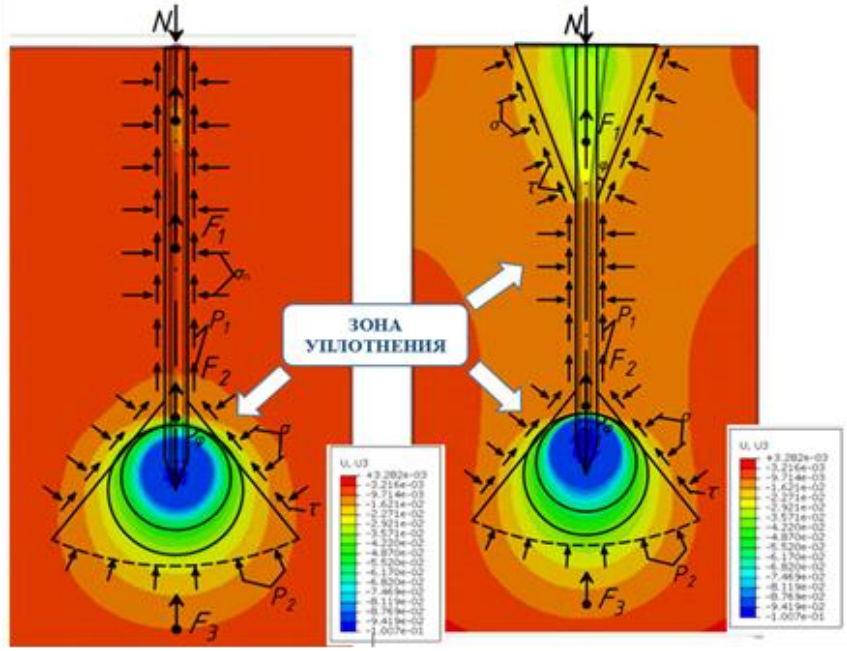


Рисунок 4.6 Изополя вертикальных перемещений буронабивной сваи диаметром 400мм с концевым уширением из щебня и сваи диаметром 500ммс совместными поверхностым и концевым уширением, длиной 15 м (ABAQUS)

Анализ изополей напряжений и деформаций выполненный по результатам численного моделирования с помощью программных геотехнических комплексов показывает особенности уплотнения грунта и соответственно изменения реактивных напряжений в окологрунтовом пространстве, совпадающие с результатами натурных и лабораторных исследований, для свай с параметрическими характеристиками, аналогичными экспериментальным. Для сваи с

поверхностным уширением при вертикальной статической нагрузке зона уплотнения в области уширения имеет вид сферы (см. рис. 4.5, *а*), а у сваи с концевым уширением - образование зоны уплотнения вокруг концевого уширения в виде конусообразной сферической призмы (см. рис. 4.5 и 4.6).

Рассмотрение физической модели сопротивления окологрунтового пространства свай с уширениями позволяют сформулировать особенности, которые необходимо учитывать при построении расчётной схемы:

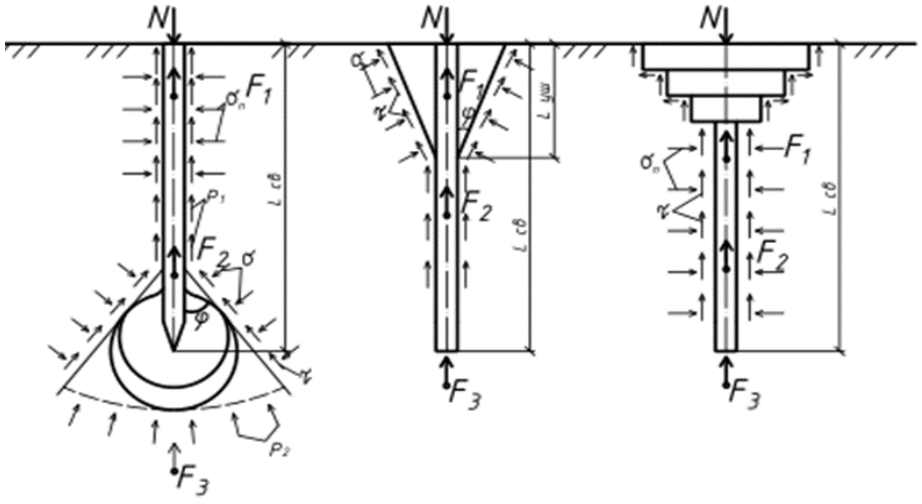
1) Для свай с поверхностными уширениями зона уплотнения грунта в нижней части на участке призматической части и под её нижним концом не отличается от зоны уплотнения обычной висячей сваи. В пределах высоты уширения зона уплотнения грунта значительно превосходит геометрию уплотнения грунта обычной сваи и имеет вид сферы;

2) Для свай с концевыми уширениями картина уплотнения грунта другая. В верхней части на участке призматического ствола сваи зона уплотнения аналогична зоне уплотнения обычной призматической сваи. Под нижней поверхностью уширения сваи зона уплотнения значительно увеличивается, приобретая очертание близкое к полусфере;

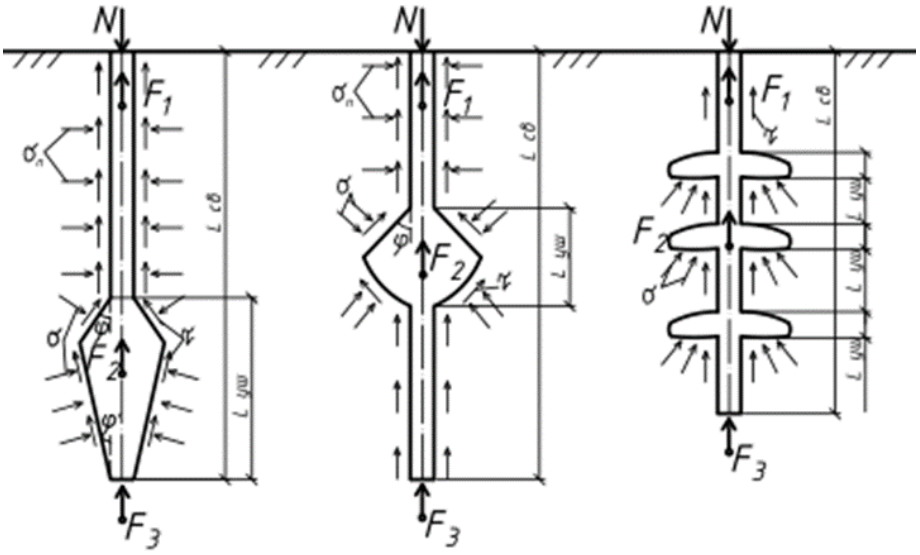
3) Для сваи с совметными поверхностными и концевыми уширениями или многоместными уширеними по стволу формообразование зон уплотнения приобретает сложный характер и зависит в значительной степени от геометрии уширения и физико-механических характеристик грунтового основания.

Несущая способность свай с поверхностными и концевыми уширениями в группе складывается из сопротивления грунта в основании сваи, или концевого уширения, её боковой поверхности призматической части и боковой поверхности поверхностного уширения.

Расчётная схема таких свай с уширениями (рис. 4.7) для определения предельного сопротивления строится с использованием основных положений, приведённых ранее.



а) *б*) *в*)



г) *д*) *е*)

Рисунок 4.7 - Расчётные схемы реактивных напряжений по площадкам предельного равновесия для свай с различными типами уширений: *а* – с концевым сферическим уширением; *б* – с поверхностным в виде сборных клиньев; *в* – с поверхностным в виде ступеней; *г* – *е* – с многоместными уширениями

В расчётной схеме для определения реактивных напряжений по площадкам предельного равновесия сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев зона уплотнения в верхней части формируется сферой с радиусом R из точки O и построением под углом $\alpha_{уш}$ касательных АБ и ВГ, где $\alpha_{уш}$ – угол скоса граней уширения (рис. 4.8). В общем виде условие предельного сопротивления одиночной сваи F_1 и сваи в составе группы определяется следующим образом. В грунте вокруг сваи возникает напряженная зона, имеющая сложное криволинейное очертание. Напряжения в подошве сваи σ_Z будем считать распределённым по площади, равной основанию конуса, образующая которого составляет наклонную с углом α. Зависящий от сил трения грунта по боковой поверхности, т.к. влияние поверхностного уширения в нижней части сваи отсутствует.

В границах призматического ствола сваи верхнего уширения и по боковым граням конусообразной сферической призмы действуют касательные напряжения, направленные вертикально вверх и равные силам сопротивления грунта сдвигу τ (см.рис.4.8).

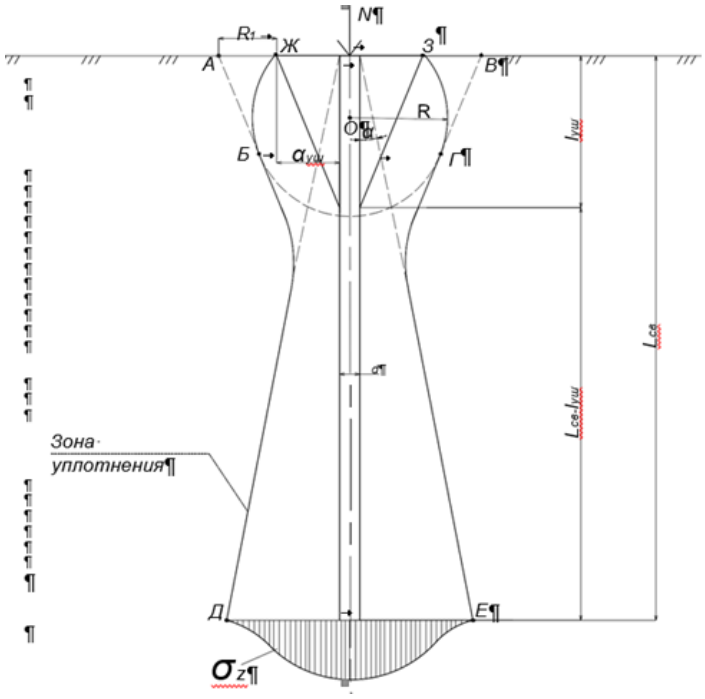


Рисунок 4.8 - Расчётная схема для определния реактивных напряжений по площадкам предельного равновесия сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев

Удельное сопротивление грунта сдвигу определяется из условия прочности Кулона-Мора по формуле [215]:

$$\tau = \sigma_n * \mathrm{tg}\varphi_1 + C \quad (4.1)$$

где σ_n - главные нормальные напряжения, МПа; τ - касательные напряжения, МПа.

Для определения несущей способности сваи с концевыми уширениями в виде сферы на вертикальное воздействие воспользуемся так же условием равновесия внешних и внутренних сил (рис. 4.9). Расчётная схема представляет собой уширение сферического очертания и может быть представлена по аналогии с методикой Григорян А. А. следующим образом. Проводим касательные по боковым поверхностям концевого уширения до пересечения с боковыми гранями сваи в точках A_1 и E_1 и шаровой поверхностью под нижней гранью уширения в точках B_1 и D_1.

Общая поверхность предельного состояния вокруг сваи с концевым уширением под нижним концом сваи ограничивается шаровой поверхностью *ABCDE*, образованной пересечением изолиний 1 и 2., расстояние от центра тяжести уширения (т.*O*) до центра дуги *BD* (т.*C*) принимаем равным *R*. Зона исследования напряжённо-деформированного состояния сваи с концевым уширением охарактеризовывается, как показали результаты экспериментов, тремя следующими плоскостями: 1 – плоскость уплотнённой зоны окологрунтового пространства вокруг призматической части сваи и сферического уширения, полученная по результатам испытаний; 2 – плоскость, образованная дугой окружности исходящей из точки *B* и *D* соответственно радиусом ($r_{уш}$+2$d_{уш}$); 3 – плоскость уплотнённой зоны окологрунтового пространства вокруг сферического уширения на расстоянии 2,5dуш от сферы.

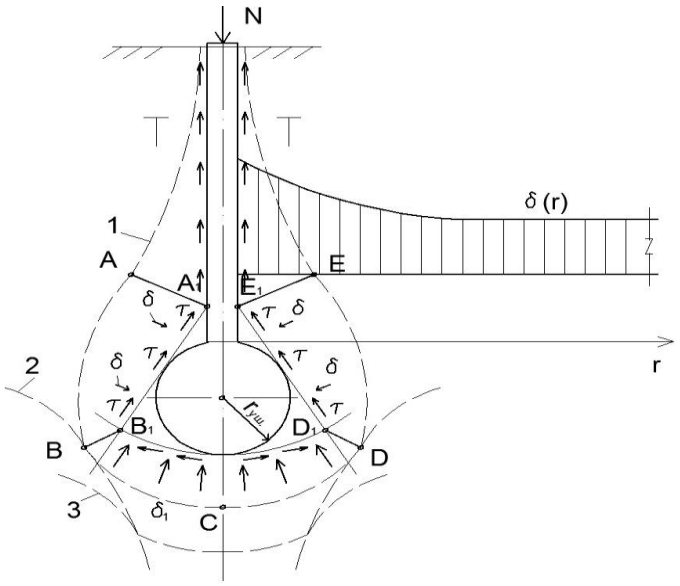


Рисунок 4.9 - Расчётная схема напряжённо-деформированного состояния сваи с концевым уширением: 1 – плоскость уплотнённой зоны окологрунтового пространства вокруг призматической части сваи и сферического уширения, полученная по результатам испытаний; 2 – плоскость, образованная дугой окружности исходящей из точки B и D соответственно радиусом ($r_{уш}$+2$d_{уш}$); 3 – плоскость уплотнённой зоны окологрунтового пространства вокруг сферического уширения на расстоянии 2,5$d_{уш}$ от сферы

Условие равновесия внешних и внутренних сил по аналогии с формулой (4.2) можно записать в виде уравнения:

$$F_d = \gamma_c (N_1 + N_2 + N_3 + N_4) \tag{4.3}$$

где γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; F_d – усилие, воспринимаемой сваей со сферическим концевым уширением, кН; N_1- сопротивление на участке ствола сваи l_0, кН; N_2- сопротивление на участке ствола сваи l_1, кН; где l_0 - участок линейного возрастания сопротивления от 0 до 12d но не более 6 м, а ниже - участок постоянного значения сопротивления, равного конечному значению по длине l_1, кН; N_3- сопротивление на участке боковой поверхности усеченного конуса сферической призмы, кН; N_4 - сопротивление под нижней поверхностью сферической зоны уплотнения грунта, кН;

Тогда $N_1 = \tau_1 u l_0$, $N_2 = \tau_2 u l_2$ (4.4)

Где $\tau_2 = \sigma_2 tg\varphi_1 + c$ (4.5)

$$N_4 = \cos\alpha k F_1 + \tau \sin\alpha F_2 \tag{4.6}$$

где $'\varphi_1$ - угол внутреннего трения грунта, с – удельное сопротивление грунта кН/м^2.

Экспериментальные и аналитические исследования сваи с концевым и поверхностным уширениями позволяют представить физическую модель взаимодействия тела сваи с уширениями и с грунтовым пространством при вертикальном нагружении за счёт реактивного давления нижней полусферы концевого уширения, сил сцепления и трения по боковой поверхности прямолинейного участка сваи и граней клиньев.

Изополя напряжений для длинных и коротких свай с совместным концевым и поверхностным уширениями показывают, что реактивные напряжения, возникающие у длинных свай на участке работы призматического ствола сваи между уширениями практически равны нулю (см. рис. 4.11 и 4.12), а у коротких свай напряжения перераспределяются практически равномерно в однородных грунтах по всему телу сваи с совместными уширениями (см.рис. 4.10).

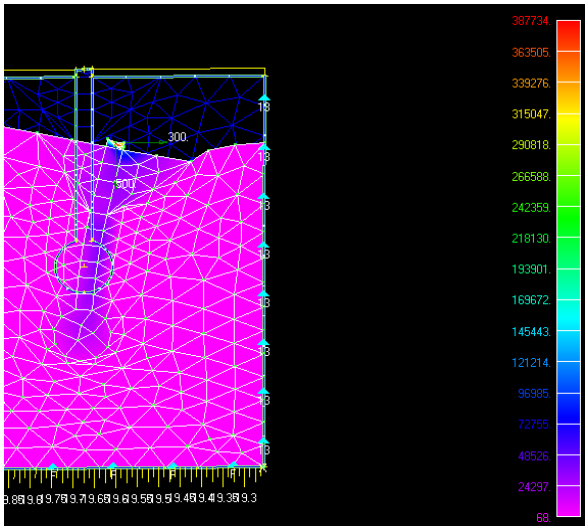


Рисунок 4.10 - Изополя напряжений по Мизесу для короткой сваи с поверхностным и концевым уширениями на совместное действие горизонтальной и вертикальной нагрузок. (Результаты расчёта сваи с совместными уширениями при загружении горизонтальной нагрузкой 300 Н и вертикальной – 500 Н)

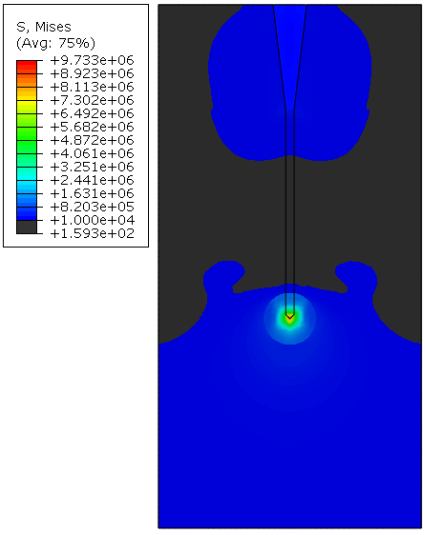


Рисунок 4.11 - Изополя напряжений по Мизесу для длинной сваи с концевым и поверхностным уширениями

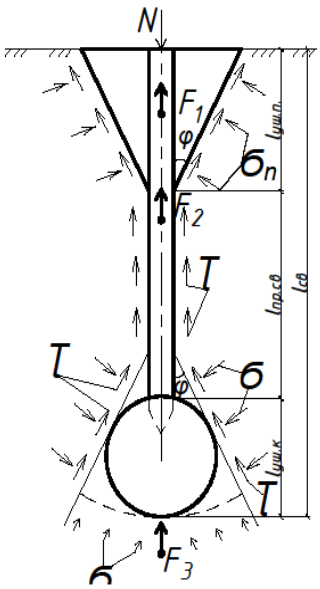


Рисунок 4.12 - Расчётная схема для длинной сваи с концевым и поверхностным уширениями

Условие предельного равновесия внешних сил и внутренних силовых факторов для длинной сваи с концевым и поверхностным уширениями определяется по формуле:

$$N = F_1 + F_2 + F_3 \qquad (4.7)$$

где F_1 – сопротивление окологурунтового пространства по боковой поверхности клиновидного уширения, кН; F_2 - сопротивление окологурунтового пространства по боковой поверхности приматической части ствола сваи (между уширениями) и F_3 - сопротивление под нижней шарообразной поверхностью концевого уширения, кН.

При действии возрастающей вертикальной нагрузки осадка таких свай с поверхностным и концевым уширнением как длинных так и коротких возрастала постепенно пропорционально величине нагрузки и для таких конструктивных решений при достижении некоторого постоянного значения внешней силы происходила незатухающая осадка, что и показывает вид кривых осадок, являющиеся развитием упругих деформаций грунта. Экспериментальные исследования в п. 3.4 показали, что количество уширений в сваях отражается на энергоемкости их погружения. Энергетические затраты на их погружение повышаются с увеличением количества уширений, также увеличиваются размеры деформированной зоны грунта вокруг опытных свай.

4.3.2 Определениие осадки свай со сферическим и цилиндрическим концевыми уширениями

Рассмотрим решение задачи для сваи с концевым уширением, не учитывающее уплотнение окологрунтовой зоны вокруг сферического и цилиндрического уширения.

Вокруг сферического уширения или эллиптического цилиндра под нижним концом сваи принимается во внимание объём грунта цилиндрической формы, ось которого совпадает с осью сваи, вовлекаемый сваей в работу при её погружении под нагрузкой (рис. 4.13).

Исходя из расчётных схем на рис. 4.13, имеем: слой зоны окологрунтового уплотнённого пространства вокруг концевого уширения $l_{упл}=r_{уп.гр.}- r_{уш.}$; сдвигаемый слой грунта вокруг уширения $1_{сдв.}=r_{сдв.}- r_{уш.}$. Тогда средняя сдвигаемая площадь грунта в цилиндре размером $(r_{сдв.}- r_{уш.})$ может быть определена по формуле:

$$A_{ср} = 2\pi\left[\left(r_{сдв} - r_{уш}\right)/2\right] * h_{уш} \tag{4.8}$$

где $r_{сдв.}$ - радиус границы сдвигаемого грунта; $r_{уш.}$ – радиус уширения, $h_{уш.}$ – высота уширения. При этом сдвиговая жесткость грунта вокруг уширения определяется равенством

а коэффициент его жесткости при сдвиге – равенством: : (4.9)

$$C_{гр} = G_{гр} A_{гр} = \pi G_{гр}\left(r_{сдв} - r_{уш}\right) * h_{уш}$$

$$C_{сдв} = C_{гр} A_{ср} / \left(r_{сдв} - r_{уш} \right) = \pi G_{гр} h_{гр} = \pi G_{гр} h_{уш} \qquad (4.10)$$

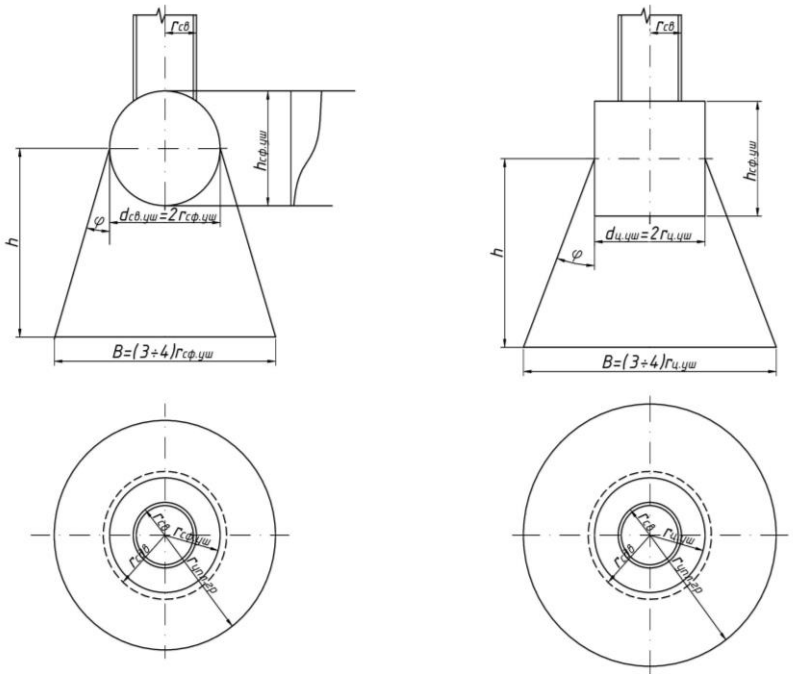


Рисунок 4.13 - Расчётная схема массива грунта, вовлекаемого сваей с концевым уширением в совместную с ней работу: а – сферическое уширение; б – цилиндрическое уширение

Для оценки фактического влияния трения вдоль сваи, учитывая вклад концевого уширения, можно сравнить её прогиб с прогибом обычной сваи той же длины, но подвергнутой аналогичной нагрузке, например, предельной для стандартной сваи. Подтверждением этому служит рис. 4.14, где отношение P_2/P_1 значительно меньше единицы. Здесь P_1 и P_2 представляют собой силы, действующие в обычной свае и свае с уширением при одинаковых перемещениях. Важно учитывать, что в обычной свае силы трения значительно превосходят сопротивление, оказываемое нижнему концу.

В свае с уширениями картина иная (см. рис. 4.14). Это обусловлено, в первую очередь, значительным отпором концевого уширения, а также уменьшением длины сваи, что приводит к снижению величины $F_{тр}$. Относительно, в сравнении с $N_к$, это уменьшение становится более заметным. В связи с этим, при расчете свай с уширениями можно пренебречь трением по боковой поверхности и заложить этот фактор в запас прочности.

При расчете, учитывающем влияние уплотнения грунта под сваей на её несущую способность, расчетную высоту сжимаемого слоя h принимают равной расстоянию между уширением с площадью $d^2_{уш}$ (или, для круглого сечения сваи, ($\pi r^2_{уш}$)) и основанием усечённой

призмы с площадью, в десять раз превышающей $\pi r^2_{уш}$, с наклоном грани, соответствующим углу внутреннего трения φ.

Средняя по высоте площадь сжимаемого грунта $A_{ср}= \pi r^2_{уш}$ (1+10)/2, а коэффициент жёсткости грунта на сжатие:

$$C_{сж} = E_{гр} A_{ср} / h_{уш} = E_{гр} 11\pi r^2{}_{уш} / 2h_{уш} \quad (4.11)$$

Введём следующие коэффициенты:

- коэффициент формы $0{,}6>k_ф>1$, характеризующий устройство уширения определённой формы (сферической, эллиптического цилиндра, усечённого конуса, полусферы);

- $k_{уп.св}>1$ коэффициент характеризующий увеличение плотности грунта за счёт его уплотнения при погружении сваи (определяется экспериментальным путём):

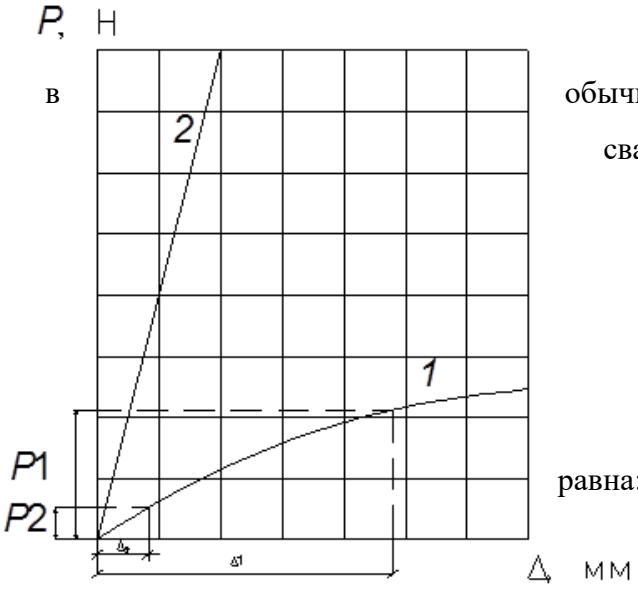


Рисунок 4.14 - Сравнение величин осадки Δ и сил Р в обычной и со сферическими уширениями свай: Δ - осадка свай, соответствующая расчётной для обычной сваи нагрузке $P= P_1$

$$C_{сж} = 11E_{гр} k_{уп.св} k_ф \pi r^2{}_{уш} / 2h_{уш} \quad (4.12)$$

Суммарная жёсткость грунта по отношению к свае равна:

$$C_\Sigma = C_{сж} + C_{сдв} \quad (4.13)$$

Учёт пластической работы сваи в формуле, описывающей ее осадку, было сделано в работе [96], введением компенсирующего коэффициента:

Осадку сваи при уширением рассчитывают по формуле $V=P/C_\Sigma$, где $P_{тр}$ – сопротивление трения, определяемое как $P_{тр}= C_{сдв} V$, а $P_{сж}$ – давление на грунт вследствие уширения, равное $P_{сж}=C_{сж} V$.

Теоретически вычисленное значение осадки сваи (V) отображено на графике (рис. 4.14).

В исследованиях автора ранее в работе [95, 153] была предложена модификация формулы для расчета осадки сваи с учетом пластической работы путем введения корректирующего коэффициента:

$$R_{пл} = \left(1 - aP / P_{пр}\right) \quad (4.14)$$

где a - эмпирический коэффициент, $a<1$;

$P_{пр}$ - предельное для грунта значение нагрузки.

Тогда имеем: $$V = P / C_{\Sigma} \left(1 - aP / P_{пр}\right) \quad (4.15)$$

Предельная нагрузка на сваи, характеристики грунта, были взяты по данным натурных исследований на моделях в работах авторов [95, 109, 153, 201]. Результаты опытных испытаний, проведенных с готовыми железобетонными сваями, имеющими сферические уширения в нижней части (созданные путем закачки цементного раствора) и эллиптические цилиндры (образованные уплотнением щебня в нижней зоне скважины для сваи-оболочки), были сверены с теоретическими расчетами (см. рисунок 4.15).

Анализ данных показал хорошую сходимость между расчетными и экспериментальными значениями. График зависимости "нагрузка-деформация" демонстрирует незначительные расхождения от линейной зависимости в широком диапазоне деформаций, независимо от способа формирования концевых уширений [109, 153].

Следующие исследования проведены по предлагаемой методике для буронабивных свай без уширения и с концевыми уширениями - цилиндрическим, образованным бетонированием раскатанной полости в грунте и сферическим, образованным втрамбовыванием щебня. На рис. 4.16 представлен сравнительный анализ по результатам натурных испытаний буронабивных свай длиной l=18000мм, диаметром сваи $d_{св}$=800мм и $d_{уш}$=1500мм в глинистых грунтах с результатами, полученными аналитическим методом при вертикальном статическом загружении. Сходимость в результатах составила от 1-го до 8-ми %.

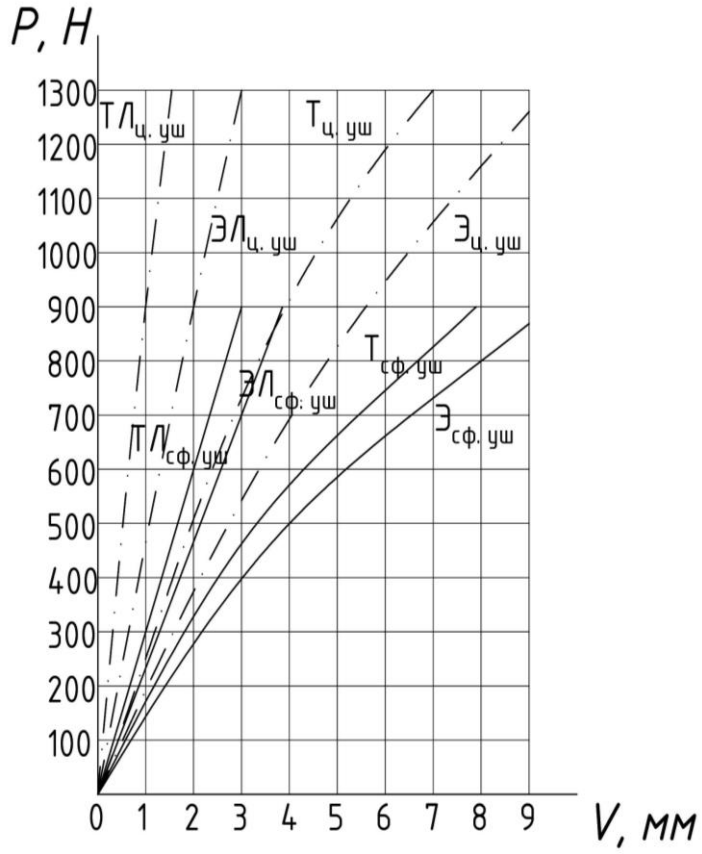
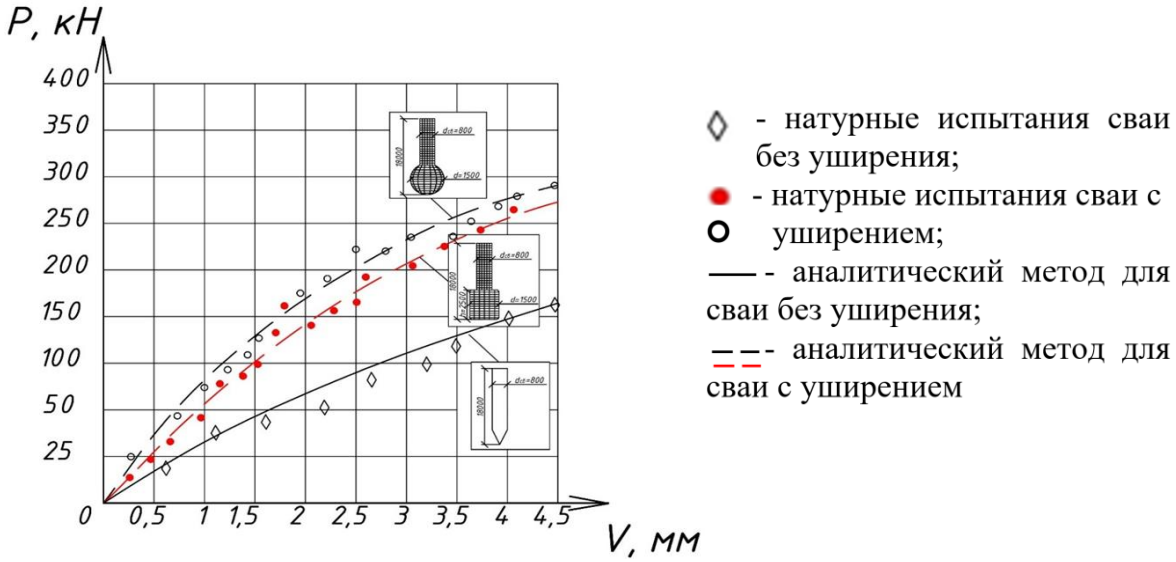


Рисунок 4.15 - Зависимость осадки сваи с концевыми уширениеми сферической и цилиндрической форм от действующей на неё вертикальной нагрузки: *тц.уш* – теоретическое решение для сваи с уширением в форме эллиптического цилиндра ; *тсф.уш* – теоретическое решение для сваи со сферическим уширением; *эц.уш* – экспериментальное решение для сваи с уширением в форме эллиптического цилиндра ; *эсф.уш* – экспериментальное решение для сваи со сферическим уширением; *тлц.уш* – теоретическое линейное для сваи с уширением в форме эллиптического цилиндра; *тлсф.уш* – теоретическое линейное для сваи со сферическим уширением; *элц.уш* – экспериментальное линейное для сваи с уширением в форме эллиптического цилиндра; *элсф.уш* –

экспериментальное линейное для сваи со сферическим уширением

Рисунок 4.16 - Зависимость осадки сваи с концевыми уширениями сферической и цилиндрической форм от действующей на неё вертикальной нагрузки:



4.3.3 Учёт коэффициента уплотнения окологрунтовой зоны вокруг уширений из втрамбованного щебня

По данным натурного испытания установлено (см. п. 3.2.3), что снижение осадки трубобетонной сваи с концевым уширением, образованным трамбованием щебня, по сравнению со сваей без уширения достигает в среднем в 6 раз.

Определяем напряжения и деформации для сваи с уширением из втрамбованного щебня с построением дополнительной сферической поверхности вокруг пяты в конечно-элементной модели сваи, учитывающей коэффициент уплотнения грунта при ударной забивке щебня. На рис. 4.17 и 4.18 представлены: конечно-элементная модель сваи с уширением из щебня и без него; конечно-элементная модель сваи с уширением из щебня и уплотнённым окологрунтовым пространством; изополя деформаций в ограниченном массиве грунта от вертикального нагружения (MIDAS GTS_NX,). Параметры и свойства материалов, задаваемые в ПК, соответствуют экспериментальным из п. 3.2.3 и представлены в табл. 4.1.

Натурные обмеры уширений буронабивных микросвай показали, что их форма близка к форме эллипсоида вращения, а соотношение полуосей находится в прямой зависимости от характеристик грунта и объема щебня, что было учтено при построении конечно-элементной модели в численном моделировании эксперимента [7, 145ч]. Результаты численных

исследований в MIDAS GTS показывают хорошую сходимость с результатами полевых испытаний, расхождение составляет 2-15%.

Таблица 4.1 - Исходные данные физико-механических характеристик грунтов

Mohr-Coulomb	**Измеритель**	**суглинок**	**глина**	**щебень втрамбованный в глину**
Type		Drained	Drained	Drained
F_{unsat}	[kN/mi]	18.70	21.20	20.00
F_{sat}	[kN/mi]	18.70	21.20	20.00
e_{init}	[-]	0.500	0.500	0.500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref} input modulus of elasticity	[kN/mI]	17000.000	10000.000	70000.000
	[-]	0.250	0.250	0.250
G_{ref}	[kN/mI]	6800.000	4000.000	28000.000
E_{oed}	[kN/mI]	20400.000	12000.000	84000.000
c_{ref}	[kN/mI]	24.00	40.00	20.00
$R_{inter.}$	[-]	0.10	0.10	1.00

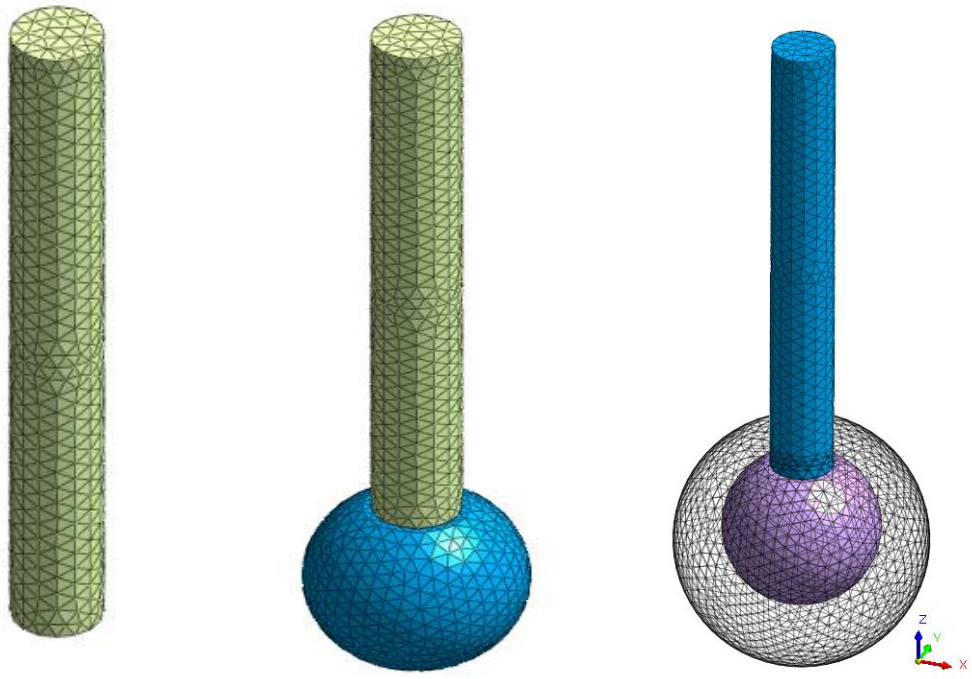


Рисунок 4.17 - Конечно-элементные модели сваи в GTS NX:

1- без уширения, 2 – с уширением, 3 – с уширением и уплотнённым окологрунтовым пространством вокруг пяты в виде дополнительной сферической поверхности

1) 2) 3)

Результаты исследований показали, что недоучёт коэффициента уплотнения около грунтовой зоны вокруг уширения из втрамбованного щебня приводит к большему расхождению результатов, что видно из сопоставления числовых параметров осадки с учётом и без учета коэффициента уплотнения около грунтовой зоны в табл. 4.2.

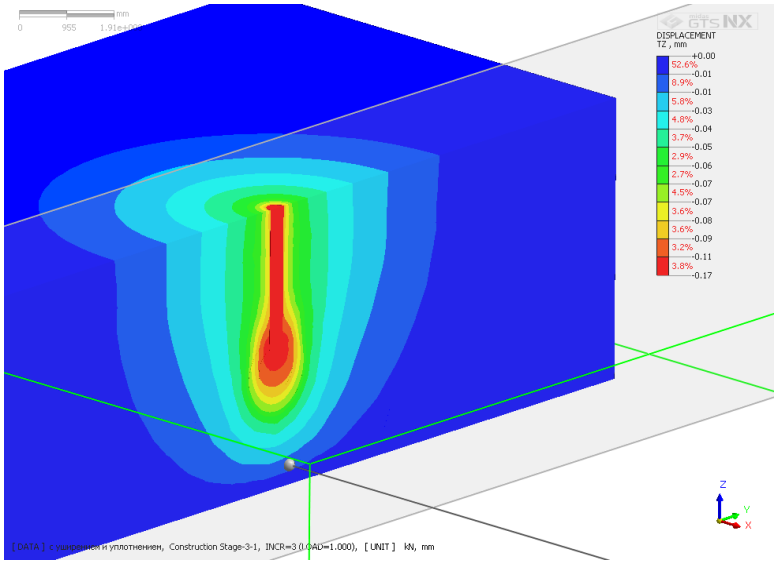


Рисунок 4.18 - Перемещения буронабивной микросваи диаметром 400 мм в GTS NX

Таблица 4.2 - Сопоставление результатов расчёта на MIDAS GTS с учётом и без учета коэффициента уплотнения около грунтовой зоны

№	Диаметр ,мм	Эксперимент, перемещение	MIDAS GTS с учетом коэффициента уплотнения около-грунтовой зоны	MIDAS GTS без учёта коэффициента уплотнения окологрунтовой зоны
1	Ø100 с уширением без уширения	0,9 3,20	0,86 3,41	0,77 3,0
2	Ø200 с уширением без уширения	0,39 0,55	0,35 0,51	0,33 0,43
3	Ø300 с уширением без уширения	0,30 0,42	0,28 0,42	0,23 0,29
4	Ø400 с уширением без уширения	0,3 0,53	0,29 0,49	0,17 0,47

На рис. 4.19 - график зависимости осадки буронабивных микросвай диаметрами Ø100мм, Ø200 мм, Ø300 мм, Ø400 мм от вертикального нагружения с различными диаметрами ствола сваи по результатам экспериментальных данных и численного анализа.

Таким образом по результатам полевых исследований и численного моделирования получена зависимость несущей способности буронабивных микросвай с уширением из втрамбованного щебня при вертикальном нагружении. При максимальном размере уширения 3,5 диаметра ствола микросваи несущая способность их грунта увеличивается в 1,8 - 6 раз по сравнению с микросваями без уширения в зависимости от диаметра ствола сваи. Экспериментальные и численные исследования позволили установить зависимости деформационно-прочностных параметров работы фундамента глубокого заложения состоящего из буронабивных микросвай с уширенной пятой, а именно диаметра сваи, фракции и объёма щебня, диаметра уплотнения грунтового полупространства, с учётом коэффициента уплотнения окологрунтового пространства вокруг уширения из щебня [110, 111].

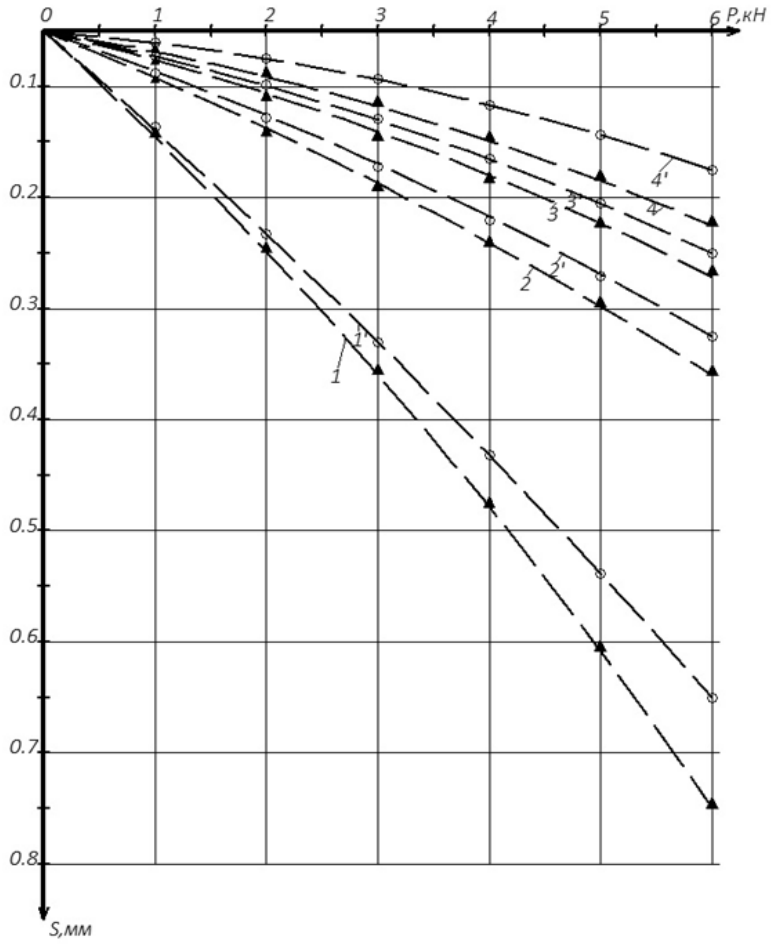


Рисунок 4.19 - График зависимости осадки буронабивных микросвай от вертикального нагружения с различными диаметрами ствола сваи:

- экспериментальные данные 1' – Ø100, 2' – Ø200, 3' - Ø300, 4' – Ø400;

- данные численного анализа 1 – Ø100 2 – Ø200 3 - Ø300 4 – Ø400

4.3.4 Определение несущей способности сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и ступеней

Несущую способность F_d, kH висячей сваи с поверхностными уширениями будем определять исходя из условий совместного действия призматического тела сваи и клиньев соединённых металлической пластиной (см. п. 3.3.2) в грунтовом основании под действием вертикальной нагрузки по формуле

$$F_d = F_1 + F_2 \tag{4.16}$$

где F_1- несущая способность участка сваи с наклонными боковыми гранями, F_2 - несущая способность призматического участка сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев (рис. 4.20).

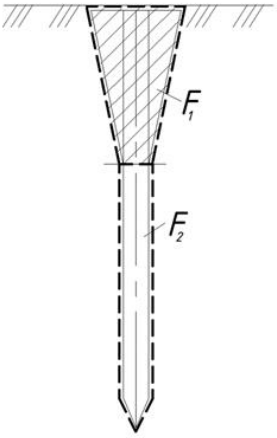


Рисунок 4.20 - Расчётная схема для определения несущей способности сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев

Воспользуемся формулами свода правил 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. (Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85) несущей способности F_1 кН, для свай с наклоном боковых граней i_p> 0,025, которую допускается определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунта основания на боковой поверхности сваи и под ее нижним концом по формуле:

$$F_1 = \sum_{i=1}^{n} A_I \cos\alpha \left[p_i (tg\alpha + tg\phi_{l.i.} + c_{l.i} \right] + \frac{d^2}{n_1} (p_1^{/} + n_2 c_{l.i}), \tag{4.17}$$

где A_i - площадь боковой поверхности сваи в пределах i-го слоя грунта, м^2; α - угол конусности сваи, град.; $\varphi_{I,i}$, $c_{I,I}$ - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и сцепления, кПа, i-го слоя грунта; d-сторона сечения нижнего конца сваи, м; n_1, n_2 - коэффициенты, значения которых приведены в таблице Г.1. свода правил.

Сопротивления грунта под острием сваи p_i и на ее боковой поверхности p'_i, кПа, определяют по формуле:

$$Pi = p_i^{/} = \left[\frac{E_i}{4p_{0.i}(1-\nu_i^2) - 2p_{0.i}(2-\nu)} \right]^{\xi} (p_{p.i} + c_{1.i} ctg\varphi_{1.i}) - c_{l.i} ctg\varphi_{l.i} \tag{4.18}$$

где E_i модуль деформации грунта i-го слоя, кПа, определяемый по результатам прессиометрических испытаний; v_i - коэффициент Пуассона i-го слоя грунта, принимаемый в соответствии с требованиями СП 22.13330; ξ - коэффициент, значения которого приведены в таблице Г.1.

Несущую способность призматического участка сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев F_2 определяем, как несущую способность висячей сваи, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_2 = \gamma_c \left(\gamma_{cR}\, RA + u \sum \gamma_{cf}\, f_i h_i \right) \qquad (4.19)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1; R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.2 СП; A - площадь опирания на грунт сваи, м^2, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто; u -наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м; f_i - расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.3; h_i - толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м; γ_{cR}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице 7.4. СП. В формуле (4.16) суммируем сопротивления грунта по всем слоям грунта, пройденным сваей согласно рекомендации свода правил.

Таким образом несущую способность F_d, kH висячей свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев будем определять по формуле:

$$F_d = F_1 + F_2 = \sum_{i=1}^{n} A_I \cos\alpha \left[p_i (tg\alpha + tg\phi_{l.i.} + c_{l.i} \right] + \frac{d^2}{n_1} (p_1' + n_2 c_{l.i}) +$$
$$+ \gamma_c \left(\gamma_{cR}\, RA + u \sum \gamma_{cf}\, f_i h_i \right) \qquad (4.20)$$

Выполним расчёт несущей способности по представленной формуле для следующих основных типов конструктивных решений свай с поверхностными уширениями и расширяющимися к верху: пирамидальной, пирамидально-цилиндрической, бипирамидальной и сваи со сборными клиньями для сравнительного анализа (рис. 4.21).

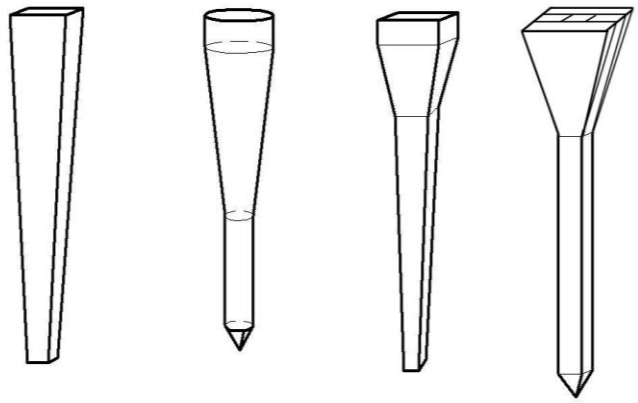


Рисунок 4.21 - Общий вид конструкций свай с поверхностными уширениями: пирамидальной, пирамидально-цилиндрической, бипирамидальной, сваи с клиньями

В работе [173] А. И Моргуна на основании обобщённого опыта применения свай с забивными поверхностными уширениями и комплексных полевых испытаний предложена модель сваи, которая состоит из двух пирамидальных элементов. При их соединении образуется пирамидальная свая с уширением в верхней части, поэтому свая получила название бипирамидальной. Такие сваи могут изготавливаться в заводских условиях и затем погружаться, как и забивные, традиционной формы. Однако при этой технологии изготовления свай возрастают затраты на остнастку, а широкое внедрение в строительство сдерживается отсутствием надёжных методов расчёта.

Эффективность применения пирамидальных свай, пирамидально-цилиндрических или сваи с углом сбега с разработанными методиками расчёта широко описаны в работах Тарасова М.В. [81], Хазина В.И., Зоценко Н.Л. [78], Головачева А.С. [39, 213], Голубкова В.Н. [40], Платонова Е.В. и др.

Результаты расчёта представим на графике (рис. 4.22, левая часть графика).

Луга А. А. [163] в своих исследованиях разработал метод определения допустимой нагрузки на забивную сваю для трёх наиболее часто встречающихся случая грунтового окружения сваи, представленных ранее в разделе 1, и воспользуемся следующими формулами:

- (1.5) – это первый случай, когда критическая нагрузка на сваю, т.е. нагрузка, при которой начинаются пластические выдавливания грунта из-под острия сваи, на 55-65 % превышает сопротивление боковой поверхности сваи;

- (1.6) - это второй случай, когда среднее удельное сопротивление по боковой поверхности для этих случаев колеблется в пределах 3,5-4 т/м^2, а критическая нагрузка на сваю на 55-65% превышает сопротивление боковой поверхности;

- (1.7) – третий случай, когда среднее удельное сопротивление по боковой поверхности в 2-2,5 т/м^2, а критическая нагрузка на сваю на 20-25% превышает сопротивление боковой поверхности.

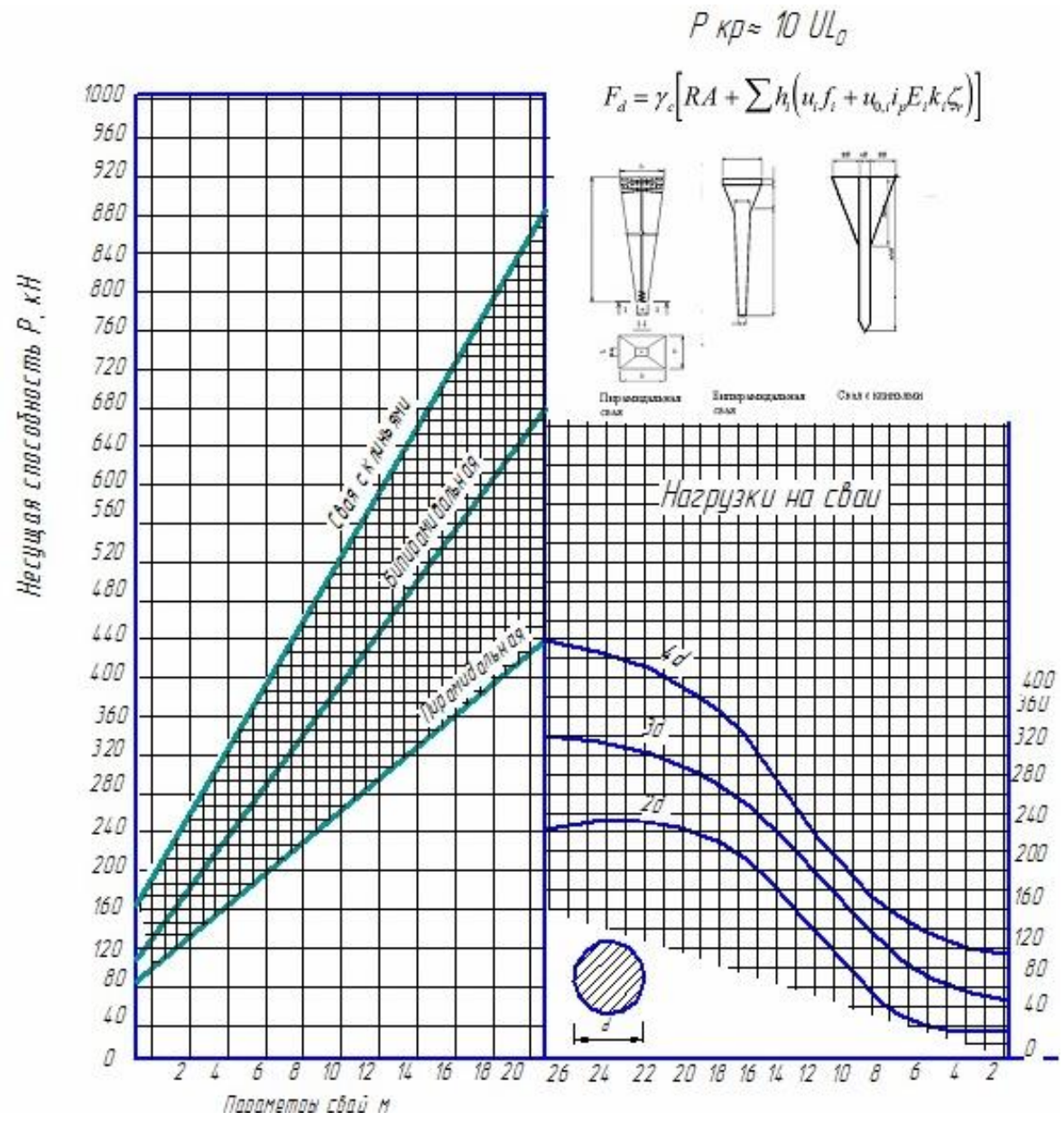


Рисунок 4.22 - График зависимостей несущей способности четырёх типов конструкций свай с поверхностными уширениями: пирамидальной, пирамидально-цилиндрической, бипирамидальной, сваи с клиньями от параметров поверхностных уширений и длины сваи

Для примера воспользуемся первой схемой определения допустимой нагрузки на пирамидально-цилиндрическую сваю, погружённую тяжелыми молотами в глинистые грунты с удельным боковым сопротивлением R_m в среднем 6-6,5 т/м^2, при этом варьируя диаметром сваи у поверхности, увеличивая его в 2; 3 и 4 раза по сравнению с диаметром тела сваи. Результаты представлены на рис. 4.22 в правой части графика. В результате выявлено, что несущая способность сваи с клиньями на 23% выше несущей способности бипирамидальной, и на 47% больше пирамидальной сваи. Несущая способность пирамидально-цилиндрической сваи возрастает на 50% при увеличении диаметра цилиндра с наклонными боковыми гранями на поверхности в 2 раза по сравнению с диаметром тела сваи, и несущая способность возрастает в 1,8 раз с увеличением диаметра цилиндра на поверхности в 3 раза по сравнению с диаметром тела сваи.

На рисунке 4.23 представлены результаты численного моделирования одиночных призматических свай без уширения (*а*) и с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев (*б*), по результатам натурных испытаний на вертикальное статическое загружение, представленных в п. 3.3.2 длиной *l=4000мм* и графики «нагрузка-осадка» одиночной сваи (*в*) и для сваи с поверхностным уширением (*г*).

Анализ обширных экспериментов автора с одиночными призматическими сваями, как без уширения, так и с поверхностными уширениями в форме сборных клиньев (детали представлены в п. 3.3.2), позволяет сформулировать следующие заключения:

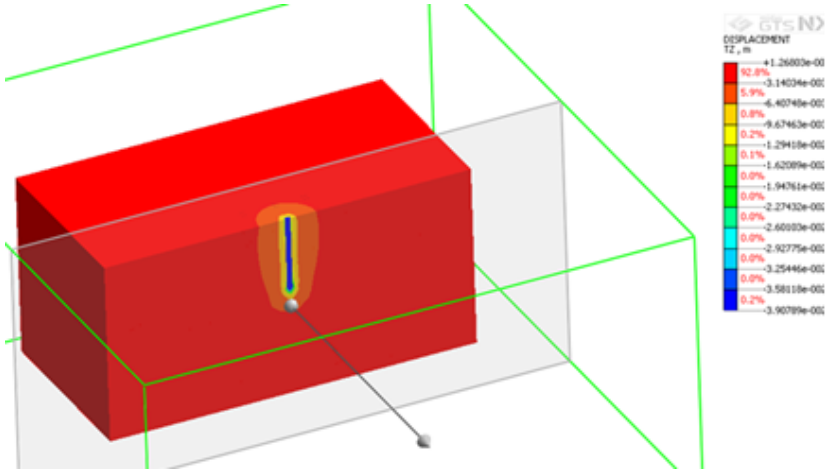
1) При одинаковой величине нагрузки прогиб сваи с "конусной" расширенной частью оказывается примерно на четверть ниже, чем у стандартной сваи;

2) Предельная нагрузка, которую может выдержать сваи с уширением, в 4–4,5 раза превышает аналогичный показатель для обычной сваи, однако это достигается при существенных деформациях.

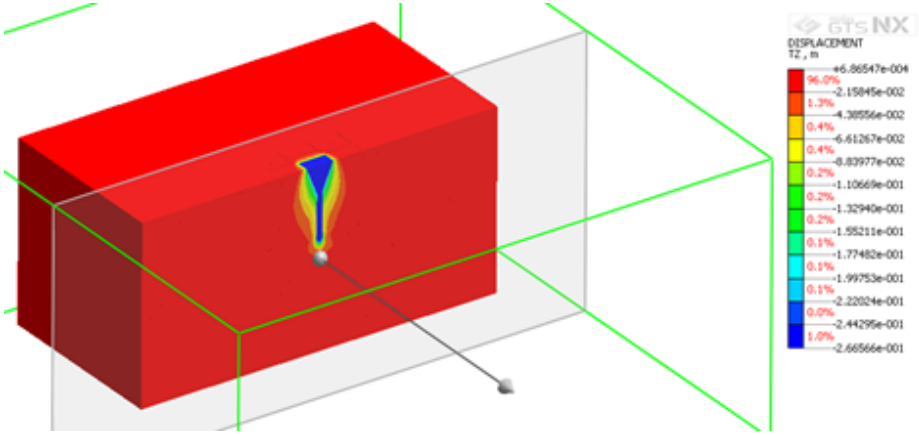
Таким образом, для рассматриваемых свай с уширениями несущая способность не является определяющим фактором, а основное внимание следует уделять величине осадки, что особенно актуально для длинных свай – данные по этому аспекту представлены в разделе 4.4.

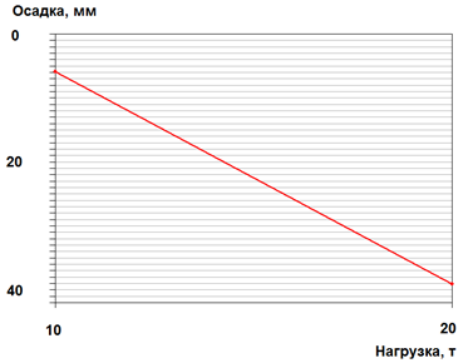
Несущую способность висячей сваи с поверхностными уширениями в виде ступеней будем определять исходя из условий совместного действия призматического тела сваи и отдельных ступеней уширения в грунтовом основании под действием вертикальной нагрузки для примера 14-ти этажного монолитного жилого дома с характеристиками основания в г. Астрахани, представленными на рис. 4.24 и в табл. 4.3.

а)

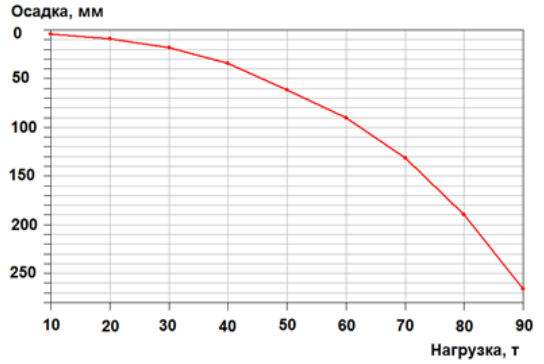


б)





в)



г)

Рисунок 4.23 - Результаты численного моделирования одиночных призматических свай без уширения (*а*) и с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев (*б*), по результатам натурных испытаний, представленных в п. 2.4.2 и график «нагрузка-осадка» одиночной сваи (*в*) и для сваи с поверхностным уширением (*г*)

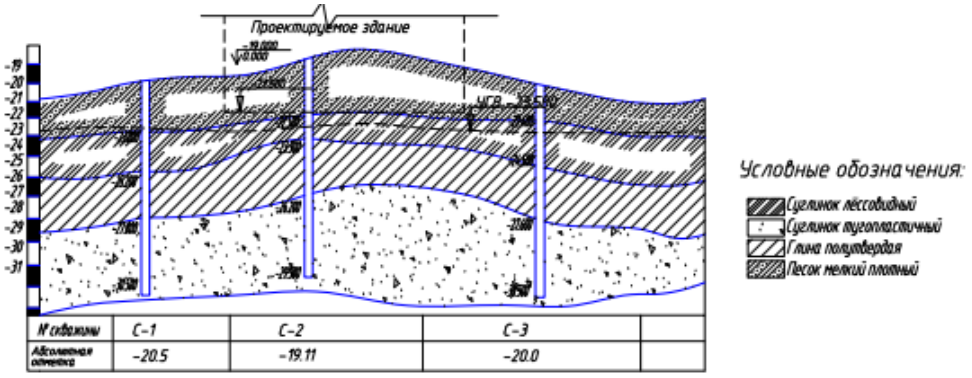


Рисунок 4.24 - Инженерно-геологический разрез

Таблица 4.3 - Физико-механические характеристики основания

Наименование	Коэффициент пористости e	плотность, г/см^3			Естественная влажность W, %	Степень влажности S_r	влажность на границе		Число пластичности I_P	Показатель текучести I_L	Угол внутреннего трения φ, град.	Удельное сцепление C, кПа	Модуль деформации E, МПа
		В естественном состоянии ρ	Минеральных частиц ρ_S	В сухом состоянии ρ_d			Текучести W_L	Раскатывания W_P					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1.Суглинок пластичный	0,62	2,03	2,71	0,7	0,2	-	-	-	0,12	0,5	14	34	17
2.Песок пылеватый водонасыщенный	0,67	1,99	2,66	1,59	0,25	0,99	-	-	-	-	34	6	25
3.Глина полутвердая	0,78	1,94	2,74	1,54	0,26	0,91	0,46	0,22	0,24	0,16	9	48	15
4.Песок мелкий плотный	0,59	2,05	2,68	1,68	0,22	0,99	-	-	-	-	36	4	38

.

Свайный фундамент проектируем из свай железобетонных призматических длиной 8 метров с уширением в виде ступеней различного сечения размерами 150х150, 450х450, 600х600 и 800х800 мм. Результирующие эпюры природного давления под нижним концом сваи для фундамента по внутренней и внешним осям представлены на рис. 4.25. В результате расчёта определено, что при расчётном сопротивлении грунта *R*=0,63МПа несущая способность сваи с уширением составила F_d=1,392МПа.

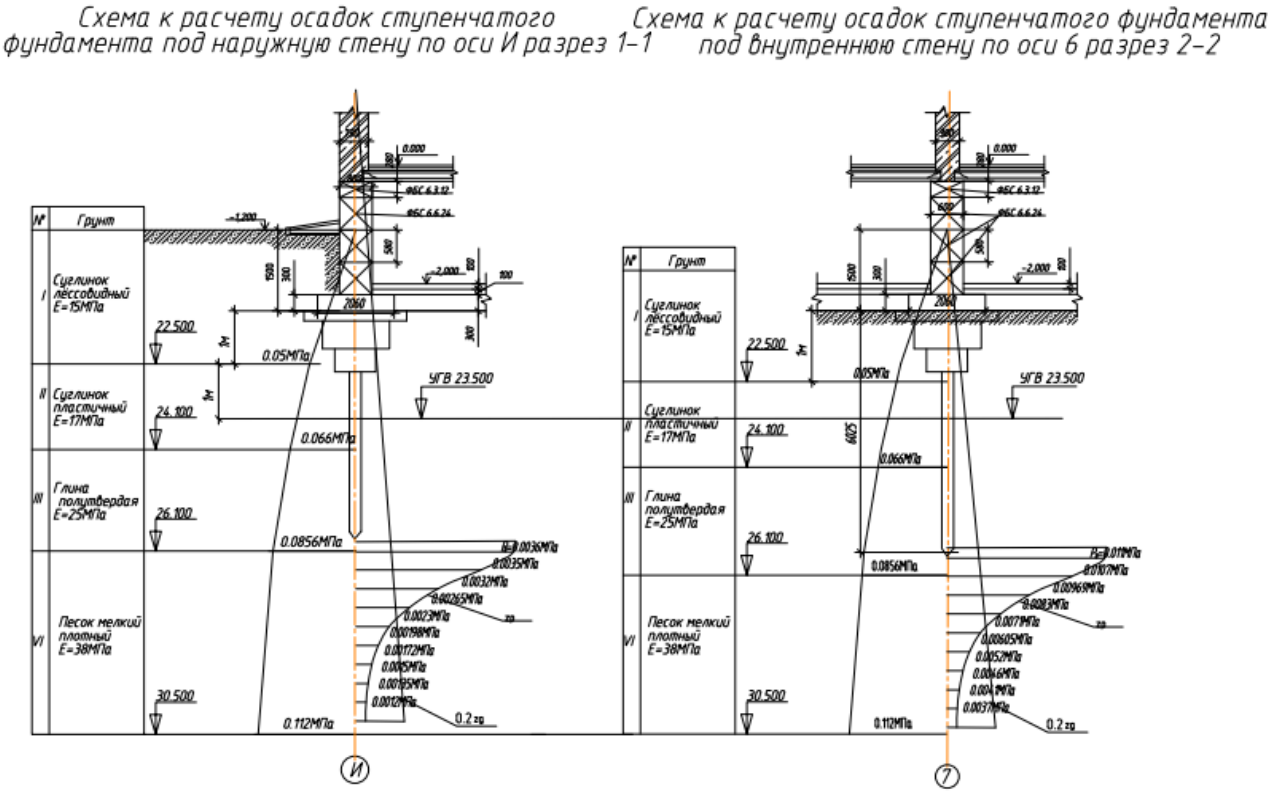


Рисунок 4.25 – Схемы к расчёту осадок свай с поверхностным уширением в виде ступеней

4.3.5 Сравнительный анализ конструкций свай с различными типами уширений и призматической сваи дискретным методом при решении пространственных и контактных задач

Конструкции свай с концевыми уширениями представляют собой сложносочленённые массивы, состоящие из призматических, цилиндрических и сферических тел. Дискретный метод для сложносочленённых массивов (свай с уширениями), основанный на теории упругости и пластичности сочетает идею смешанной постели, т.е. учитывает свойства основания с линейной пропорциональностью и в виде упругопластичного основания. Воспользуемся последовательностью решения дискретным методом (по Винокурову Л. П. [29]), который представляет собой решение контактных задач по определению напряжённо-деформированного состояния фундамента в массиве грунта, где искомая функция представляется в конечно-разностной форме для всех переменных, кроме одной, которая определятся аналитическим методом, т.е. дискретно. Представление искомой функции в дискретной форме для всех переменных, кроме одной связано с делением тела на ряд элементов и установлении при этом тех линий, для которых функцию находят в аналитической форме.

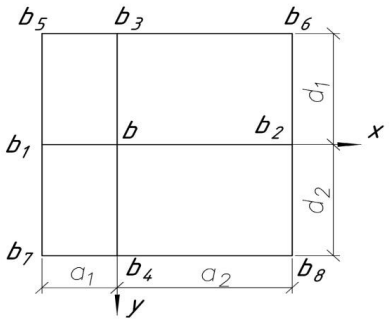


Рисунок 4.26 - Система параллелепипедов в дискретной постановке

Составление дифференциальных уравнений по дискретному методу при решении пространственных задач, которые решаются в прямоугольных и сферических координатах протекает следующим образом:

- исследуемый массив (конструкцию) разделяем системой взаимно перпендикулярных плоскостей, параллельных координатным плоскостям *xy yz,* на ряд элементарных параллелепипедов 1, 2, 3……*n* размерами *a, d, h* (рис. 4.26). Дифференциальные уравнения для определения функций *f(z),* выражающих изменение *u, v, w* по высоте *h* каждого из вертикальных рёбер элементарных параллелепипедов, получают, пользуясь уравнениями сплошного тела, составленными по методу перемещений, что, однако, позволяет удовлетворять условиям на контуре, заданным не только в перемещениях, но и в напряжениях.

Рассмотрим четыре смежных параллепипеда, показанного в плане на рис. 4.26 и один произвольно взятый в аксонометрии. В пределах каждой группы из четырёх отдельно взятых смежных элементарных параллелепипедов, имеющих одно общее центральное ребро *b,* компоненты перемещений точек *u, v, w* этих параллелепипедов выражаем степенными функциями типа (4.21) от *x* и *y,* коэффициенты которых являются некоторыми непрерывными функциями *f(z).*

Вертикальные рёбра параллелепипедов обозначаем для кратности одной буквой *b*. Для компонентов перемещений точек вертикальных рёбер сочленения этих массивов. На рис. 4.27 представлены две расчётные схемы в дискретном методе решения пространственных и контактных задач конструкций набивной и готовой призматической сваи с концевым уширением в форме сферы.

Конструкцию набивной сваи представляем, как массив, состоящей из объёмного цилиндра – тела сваи и сферы – концевого уширения. Конструкцию готовой сваи представим, как массив из объёмной призмы – тела сваи и так же сферического концевого уширения.

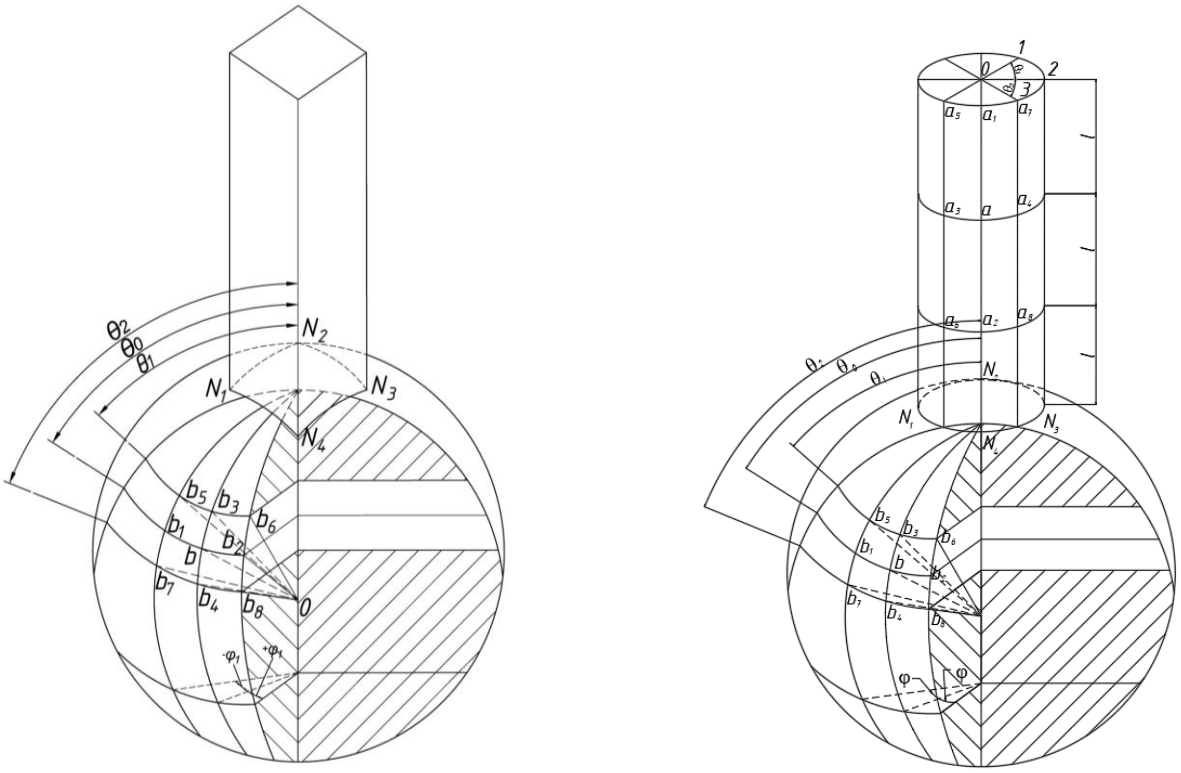


Рисунок 4.27 - Расчётная сема в дискретном методе решения пространственных и контактных задач конструкции набивной и готовой призматической сваи с концевым уширением в форме сферы

Значения перемещений *u, v, w* рёбер элементарных призм, являющиеся функциями *z*, принимаем за независимые неизвестные. При этом *u* – радиальное перемещение, *v* - тангенциальное, *w* – продольное перемещение по оси *z*.

Для *u, v, w* в пределах, рассматриваемых четырёх смежных параллелепипедов, на любом уровне *z* принимаем, полагая начало координат ребре *b*, запишем девятичленный полином функции, в которых коэффициенты *c*, *d*, и *e* суть функции *z*:

$$u = c_0 + c_1 x + c_2 y + c_3 xy + c_4 x^2 + c_5 y^2 + c_6 x^2 y^2 + c_7 xy^2 + c_8 x^2 y;$$
$$v = d_0 + d_1 x + d_2 y + d_3 xy + d_4 x^2 + d_5 y^2 + d_6 x^2 y^2 + d_7 xy^2 + d_8 x^2 y;$$
$$w = e_0 + e_1 x + e_2 y + e_3 xy + e_4 x^2 + e_5 y^2 + e_6 x^2 y^2 + e_7 xy^2 + e_8 x^2 y \qquad (4.21)$$

Коэффициенты *c*, *d*, и *e* определяются в результате решения уравнений, составленных из условий совпадения на любом уровне *z* перемещений *u, v, w* с перемещениями u_b , v_b, w_b ; u_{b1} , v_{b1}, w_{b1}..... u_{b8} , v_{b8}, w_{b8} точек девяти вертикальных рёбер рассматриваемых четырёх смежных элементарных параллелепипедов.

Результаты аппроксимации компонентов перемещений u, v, w по переменным координатных плоскостей *xy yz* полиномами типа (4.21) будут, очевидно, тем меньше

расходиться с действительными, чем меньше размеры *a* и *d* элементарных параллелепипедов в сравнении с размерами *l*x и *l*y тела.

В результате решения уравнений, вытекающих из этих условий, получаем следующие коэффициенты *c*, *d*, и *e*:

$$
\begin{aligned}
c_0 &= \frac{1}{2}\left[-2\left(\alpha^2-1\right)u_b+\alpha(\alpha+1)u_{b_3}+\alpha(\alpha-1)u_{b_4}\right]\\
c_1 &= \frac{1}{2\bar{\lambda}}\left[4\alpha u_b-2(\alpha+1)u_{b_3}-\alpha(2\alpha-1)u_{b_4}\right]\\
c_2 &= \frac{1}{4\varphi_1}\left[-2\left(\alpha^2-1\right)\left(u_{b_2}-u_{b_1}\right)+\alpha(\alpha+1)\left(u_{b_6}-u_{b_5}\right)+\alpha(\alpha-1)\left(u_{b_8}-u_{b_7}\right)\right]\\
c_3 &= \frac{1}{4\varphi_1\bar{\lambda}}\left[4\alpha\left(u_{b_2}-u_{b_1}\right)-(2\alpha+1)\left(u_{b_6}-u_{b_5}\right)-(2\alpha-1)\left(u_{b_8}-u_{b_7}\right)\right]\\
c_4 &= \frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\left[-2u_b+u_{b_3}+u_{b_4}\right]\\
c_5 &= \frac{1}{4\varphi_1^2}\begin{bmatrix}-2\left(\alpha^2-1\right)\left(-2u_b+u_{b_1}+u_{b_2}\right)+\alpha(\alpha+1)\left(u_{b_6}-u_{b_5}\right)-\left(-2u_{b3}+u_{b_5}+u_{b_6}\right)+\\+\alpha(\alpha-1)\left(-2u_{b_4}+u_{b_7}+u_{b_8}\right)\end{bmatrix}\\
c_6 &= \frac{1}{4\varphi_1^2\lambda^2}\left[-2\left(-2u_b+u_{b_1}+u_{b_2}\right)+\left(-2u_{b_3}+u_{b_5}+u_{b_6}\right)+\left(-2u_{b_4}+u_{b_7}+u_{b_8}\right)\right]\\
c_7 &= \frac{1}{4\varphi_1^2\lambda}\left[4\alpha\left(-2u_b+u_{b_1}+u_{b_2}\right)-(2\alpha+1)\left(-2u_{b_3}+u_{b_5}+u_{b_6}\right)-(2\alpha-1)\left(-2u_{b_4}+u_{b_7}+u_{b_8}\right)\right]\\
c_8 &= \frac{1}{4\varphi_1\lambda^2}\left[-2\left(u_{m_2}-u_{m_1}\right)+\left(u_{m_4}-u_{m_3}\right)+\left(u_{b_8}-u_{b_7}\right)\right]
\end{aligned}
\tag{4.22}
$$

где

$$\alpha=\frac{\theta_0}{\bar{\lambda}},\theta_1=\theta_0-\lambda,\theta_2=\theta_0+\lambda.$$

$$
\begin{aligned}
&\alpha_\nu\frac{d^2u_m}{dr^2}+\frac{2\alpha_\nu}{dr}\frac{du_b}{dr}-\frac{2\alpha_\nu}{r_0^2}u_m+\frac{ctg\theta_0\beta_\nu}{r_0}\frac{dw_b}{dr}-\frac{ctg\theta_0\gamma_\nu}{r_0^2}w_b\\
&+\frac{\alpha\left(\rho_\nu+\frac{\theta_0}{2}\right)}{2r_0\theta_0}\frac{d}{dr}\left(w_{b4}-w_{b_3}\right)+\frac{\beta_\nu}{2r_0\varphi_1\sin\theta_0}\frac{d}{dr}\left(v_{b_2}-v_{b_1}\right)\\
&-\frac{\alpha\left(\frac{\theta_0}{2}+\alpha_\nu\right)}{2r_0^2\theta_0}\left(w_{b_4}-w_{b_3}\right)-\frac{\gamma_\nu}{2r_0^2\varphi_1\sin\theta_0}\left(v_{b_2}-v_{b_1}\right)\\
&+\frac{\alpha ctg\theta_0}{4r_0^2\theta_0}\left(u_{b_4}-u_{b_3}\right)+\frac{1}{2r_0^2\varphi_1^2\sin^2\theta_0}\left(-2u_b+u_{b_1}+u_{b_2}\right)\\
&+\frac{\alpha^2}{2r_0^2\theta_0}\left(-2u_b+u_{b_3}+u_{b_4}\right)=0
\end{aligned}
\tag{4.23}
$$

$$\frac{1}{2}\frac{d^2v_m}{dr^2}+\frac{1}{r_0}\frac{dv_m}{dr}-\frac{1}{r^2{}_0\sin^2\theta_0}v_m+\frac{\beta_v}{2r_0\varphi_1\sin\theta_0}\frac{d}{dr}\left(u_{b_2}-u_{b_1}\right)$$
$$+\frac{\alpha_v}{\varphi_1 r^2{}_0\sin\theta_0}\left(u_{b_2}-u_{b_1}\right)+\frac{\alpha_v}{r^2{}_0\varphi_1\sin^2\theta_0}\left(-2v_b+v_{b_1}+v_{m_2}\right)+$$
$$\frac{\alpha ctg\theta_0}{4r^2{}_0\theta_0}\left(v_{b_4}-v_{b_3}\right)=0$$

Определение коэффициентов *d* и *e* по аналогии с (4.22 и 4.23) опущено в данном пункте.

Эти уравнения (4.22 и 4.23), содержащие функции *u, v, w* одной переменной *r*, имеют переменные коэффициенты. Они преобразовываются в дифференциальные уравнения с постоянными коэффициентами с помощью подстановки $r=e^t$:

$$\alpha_v\frac{d^2u_b}{dt^2}+2\alpha_v\frac{du_b}{dt}-2\alpha_v u_b+\frac{\alpha ctg\theta_0}{4\theta_0}\left(u_{b4}-u_{b3}\right)$$
$$+\frac{1}{2\varphi_1{}^2\sin^2\theta_0}\left(-2u_b+u_{b_1}+u_{b2}\right)+\frac{\alpha^2}{2\theta_0}\left(-2u_b+u_{b_3}+u_{b_4}\right)+$$
$$+\frac{\beta_v}{2\varphi_1\sin\theta_0}\frac{d}{dt}\left(v_{b_2}-v_{b_1}\right)-\frac{\gamma_v}{2\varphi_1\sin\theta_0}\frac{d}{dt}\left(v_{b_2}-v_{b_1}\right)+\frac{\alpha\left(\frac{\theta_0}{2}+\rho_v\right)}{2\theta_0}\frac{d}{dt}\left(w_{b_4}-w_{b_3}\right)$$
$$+\beta_v ctg\theta_0\frac{dw_b}{dt}-$$
$$-\gamma_v ctg\theta_0 w_b-\frac{\alpha\left(\frac{\theta_0}{2}+\alpha_v\right)}{2\theta_0}\left(w_{b_4}-w_{b_3}\right)=0$$
$$\frac{1}{2}\frac{d^2v_b}{dt^2}+\frac{dv_b}{dt}-\frac{1}{\sin^2\theta_0}v_b+\frac{\alpha ctg\theta_0}{4\theta_0}\left(v_{b_4}-v_{b_3}\right)+$$
$$+\frac{\alpha_v}{\varphi^2{}_1\sin\theta_0}\left(-2v_b+v_{b_1}+v_{b_2}\right)+\frac{\alpha^2}{2\theta^2{}_0}\left(-2v_b+v_{b_3}+v_{b_4}\right)+ \qquad (4.24)$$
$$+\frac{\beta_v}{2\varphi_1\sin\theta_0}\frac{d}{dt}\left(u_{b_2}-u_{b_1}\right)+\frac{\alpha_v}{\varphi_1\sin\theta_0}\left(u_{b2}-u_{b1}\right)+\frac{ctg\theta_0\left(\alpha_v+1\right)}{2\varphi_1\sin\theta_0}\left(w_{b_2}-w_{b_1}\right)$$
$$+\frac{\alpha\beta_v}{4\varphi_1\theta_0\sin\theta_0}\left(w_{b_5}-w_{b_6}-w_{b_7}+w_{b_8}\right)=0$$
$$\frac{1}{2}\frac{d^2\omega^2}{dt^2}-\frac{d\omega_b}{dt}-\frac{1}{\sin^2\theta_0}\omega_b+\frac{\alpha\rho_v ctg\theta_0}{2\theta_0}\left(\omega_{b_4}-\omega_{b_3}\right)+$$
$$+\frac{1}{2\varphi^2{}_1\sin^2\theta_0}-\left(2\omega_b+\omega_{b_1}+\omega_{b_2}\right)+$$
$$+\frac{\alpha_v\alpha^2}{\theta_0{}^2}\left(-2\omega_b+\omega_{b_3}+\omega_{b_4}\right)-\frac{3ctg\theta_0}{2\varphi_1\sin\theta_0}\left(v_{b_2}-v_{b_1}\right)+$$
$$+\frac{\alpha\beta_v}{4\varphi_1\theta_0\sin\theta_0}\left(v_{b_3}-v_{b6}-v_{b_7}+v_{b_8}\right)-ctg\theta_0 u_b+$$
$$+ctg\theta_0\frac{du_b}{dt}+\frac{\alpha\alpha_v}{\theta_0}\left(u_{b_4}-u_{b_3}\right)+$$
$$+\frac{\alpha\beta_v}{2\theta_0}\frac{d}{dt}\left(u_{b_4}-u_{b_3}\right)=0$$

Опуская промежуточные вычисления, приводим окончательные выражения напряжений для ребра *m*, составленные в конечных разностях по переменным θ и φ.Уравнения нормальных и касательных напряжений для сложносочленнённого тела конструкции, состоящих из цилиндрического тела и сферы:

$$\sigma_r = \frac{E}{1+\nu}\left[\begin{array}{l} 2\rho_\nu \dfrac{u_b}{r_0} + \alpha_\nu \dfrac{du_b}{dr} + \dfrac{\rho_\nu}{2r_0\varphi_1 \sin\theta_0}\left(v_{b_2} - v_{b_1}\right) + \\ \dfrac{\rho_\nu ctg\theta_0}{r_0}\omega_b + \dfrac{\alpha\rho_\nu}{2r_0\theta_0}\left(\omega_{b_4} - \omega_b\right) \end{array}\right]$$

$$\sigma_\varphi = \frac{E}{1+\nu}\left[\begin{array}{l} 2\beta_\nu \dfrac{u_b}{r_0} + \rho_\nu \dfrac{du_b}{dr} + \dfrac{\alpha_\nu}{2r_0\varphi_1 \sin\theta_0}\left(v_{b_2} - v_{b_1}\right) + \\ \dfrac{\alpha_\nu ctg\theta_0}{r_0}\omega_b + \dfrac{\alpha\rho_\nu}{2r_0\theta_0}\left(\omega_{b_4} - \omega_{b_3}\right) \end{array}\right]$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1+\nu}\left[\begin{array}{l} 2\beta_\nu \dfrac{u_b}{r_0} + \rho_\nu \dfrac{du_b}{dr} + \dfrac{\rho_\nu}{2r_0\varphi_1 \sin\theta_0}\left(v_{b_2} - v_{b_1}\right) + \\ \dfrac{\rho_\nu ctg\theta_0}{r_0}\omega_b + \dfrac{\alpha\alpha_\nu}{2r_0\theta_0}\left(\omega_{b_4} - \omega_b\right) \end{array}\right] \qquad (4.25)$$

$$\tau_{r_\varphi} = \frac{E}{2(1+\nu)}\left[\frac{1}{2r_0\varphi_1 \sin\theta_0}\left(u_{b_2} - u_{b_3}\right) + \frac{dv_b}{dr} - \frac{v_b}{r_0}\right]$$

$$\tau_{\varphi\theta} = \frac{E}{2(1+\nu)}\left[\frac{\alpha}{2r_0\theta_0}\left(v_{b4} - v_{b_3}\right) - \frac{ctg\theta_0}{r_0}v_b + \frac{1}{2r_0\varphi_1 \sin\theta_0}\left(w_{b_2} - w_{b_1}\right)\right] \qquad (4.26)$$

$$\tau_{\theta r} = \frac{E}{2(1+\nu)}\left[\frac{dw_b}{dr} - \frac{w_b}{r_0} + \frac{\alpha}{2r_0\theta_0}\left(u_{b_4} - u_{b_3}\right)\right]$$

Для определения напряжений для сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев воспользуемся уравнением равновесия системы «клин-грунт» относительно оси *x* и *y:*

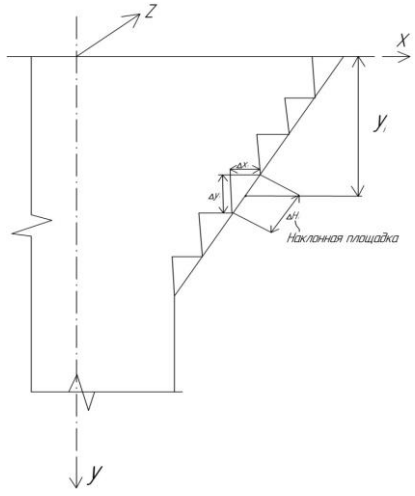


Рисунок 4.28 - Схема разбиения клина на площадки ΔH

Давление на наклонную поверхность – переменное по глубине, поэтому ввели индекс *i*. Для упрощения будем считать давление на наклонную поверхность ступенчато-переменным (PH_i – const в пределах), чем больше m, тем точнее ΔH_i ; $1 \le i \le m$.Найдём статический эквивалент для PH_i и $PH_i^{(\tau)}$ на вертикальной и горизонтальной площадках.

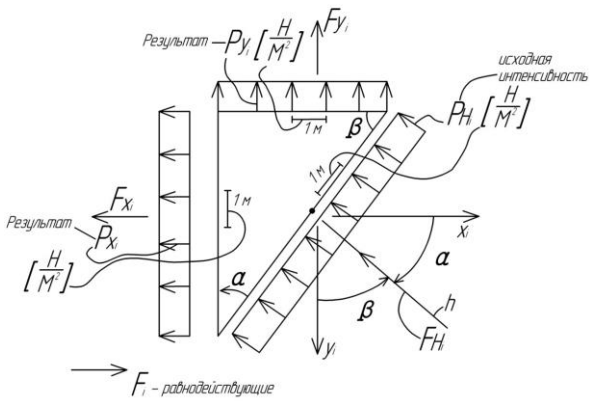


Рисунок 4.29- Интенсивность воздействия внутренних усилий по граням клина на одной площадки ΔH

Сила, нормальная наклонной поверхности:

$$F_{H_i} = P_{H_i} \cdot \Delta_{H_i} \cdot 1 \tag{4.27}$$

Ее проекция на ось x:

$$Fx_i = F_{H_i} \cdot \cos\alpha \tag{4.28}$$

Ее проекция на ось y:

$$Fy_i = F_{H_i} \cdot \cos\beta \tag{4.29}$$

Интенсивность на горизонтальной площадке:

$$Py_i = \frac{Fy_i}{\Delta x} = \frac{F_{H_i}\cos\beta}{\Delta x} = \frac{P_{H_i}\Delta H\cos\beta}{\Delta x} = P_{H_i}\frac{\cos\beta}{\Delta x/\Delta \text{H}} \tag{4.30}$$

Интенсивность на вертикальной площадке:

$$Px_i = \frac{Fx_i}{\Delta y} = \frac{F_{H_i}\cos\alpha}{\Delta y} = \frac{P_{H_i}\Delta H\cos\alpha}{\Delta y} = P_{H_i}\frac{\cos\alpha}{\Delta y/\Delta \text{H}} \tag{4.31}$$

$$\cos\alpha = \frac{\Delta y}{\Delta H}\ ; \quad \cos\beta = \frac{\Delta x}{\Delta H}\ ; \quad \frac{\cos\alpha}{\cos\beta} = \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} = ctg\alpha\ ; \quad \frac{\cos\beta}{\cos\alpha} = \frac{\sin\alpha}{\cos\alpha} = tg\alpha \tag{4.32}$$

Сила, касательная к наклонной поверхности:

$$F^{(\tau)}_{H_i} = P^{(\tau)}_{H_i} \cdot \Delta H \cdot 1 \text{ , причем } P^{(\tau)}_{H_i} = k \cdot P_{H_i} \text{ , (*)} \tag{4.33}$$

Где k – коэффициент трения.

Ее проекция на ось x:

$$F^{(\tau)}_{X_i} = F^{(\tau)}_{H_i} \cdot \cos\beta \tag{4.34}$$

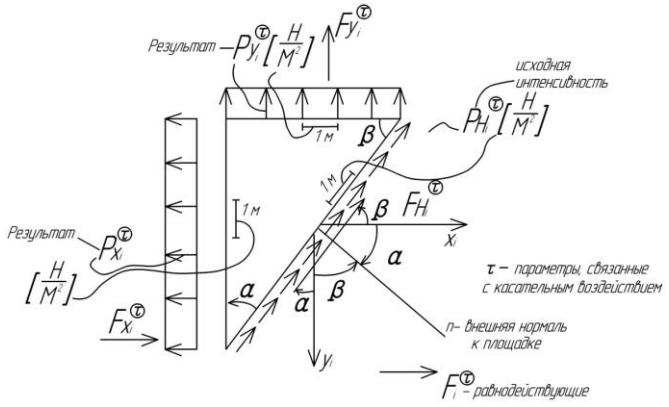


Рисунок 4.30 - Интенсивность воздействия внутренних усилий по граням клина на одной площадки ΔH

Ее проекция на ось y:

$$F^{(\tau)}_{y_i} = F^{(\tau)}_{H_i} \cdot \cos\alpha \tag{4.35}$$

Интенсивность на горизонтальной площадке:

$$P^{(\tau)}_{y_i} = \frac{F^{(\tau)}_{y_i}}{\Delta x} = \frac{F^{(\tau)}_{H_i}\cos\alpha}{\Delta x} = \frac{P^{(\tau)}_{H_i}\Delta H\cdot 1\cos\alpha}{\Delta x} = \frac{P^{(\tau)}_{H_i}\cos\alpha}{\Delta x/\Delta \text{H}} = P^{(\tau)}_{H_i}\cdot ctg\alpha \tag{4.36}$$

Интенсивность на вертикальной площадке:

$$P_{x_i}^{(\tau)} = \frac{F_{y_i}^{(\tau)}}{\Delta y} = \frac{F_{H_i}^{(\tau)} \cos\beta}{\Delta y} = \frac{P_{H_i}^{(\tau)} \Delta H \cdot 1 \cos\beta}{\Delta y} = \frac{P_{H_i}^{(\tau)} \cos\beta}{\Delta y / \Delta \text{н}} = P_{H_i}^{(\tau)} \cdot tg\alpha \tag{4.37}$$

В результате интенсивного воздействия на вертикальной и горизонтальной площадках будут определяться как алгебраическая сумма $P^{(\tau)}$ и P .

$$P_{y_i}^0 = P_{y_i} + P_{y_i}^{(\tau)} = P_{H_i} + P_{H_i}^{(\tau)} ctg\alpha = P_{y_i}^0 \tag{4.38}$$

Если учитывать (*), то

$$P_{y_i}^0 = P_{H_i} + k \cdot P_{H_i} ctg\alpha = P_{H_i}(1 + k \cdot ctg\alpha) = P_{y_i}^0 \tag{4.39}$$

$$P_{x_i}^0 = P_{x_i} + P_{x_i}^{(\tau)} = P_{H_i} + P_{H_i}^{(\tau)} tg\alpha = P_{x_i}^0 \tag{4.40}$$

Если учитывать (*), то

$$P_{x_i}^0 = P_{H_i} - k \cdot P_{H_i} tg\alpha = P_{H_i}(1 - k \cdot tg\alpha) = P_{x_i}^0 \tag{4.41}$$

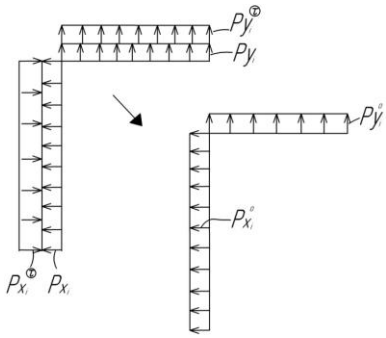


Рисунок 4.31 - Интенсивность воздействия внутренних усилий по граням клина на одной площадки ΔH

С помощью программного комплекса MathCad (MathSoftInc), облегчающего вычисления математического аппарата для выведенного тензора напряжений получаем следующие значения, представленные на рис. 4.32. Из полученных графиков видно, что касательные напряжения в районе уширений возрастают до 6-ти раз по сравнению со значениями напряжений, действующих на участках самого призматического тела сваи.

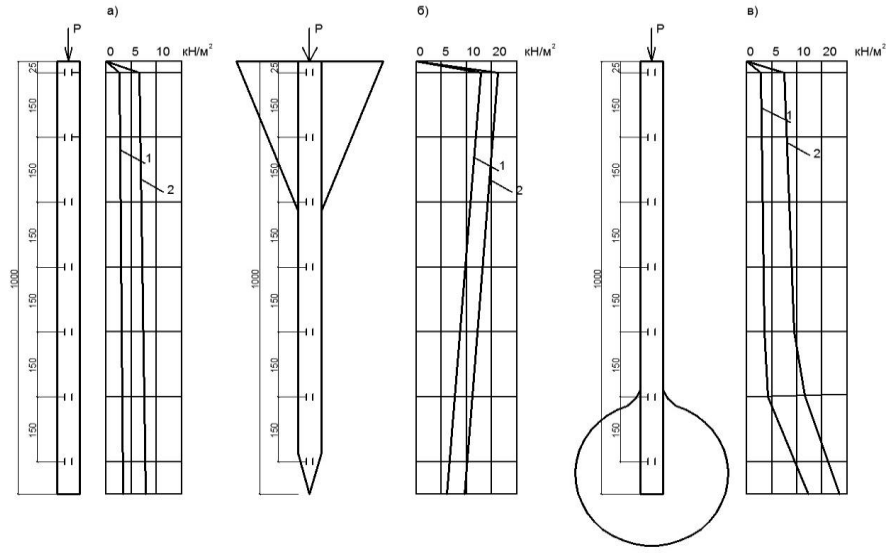


Рисунок 4.32 - Эпюры касательных напряжений для трёх типов свай *а*) призматическая, *б*) с поверхностным уширением в виде отдельно погружённых клиньев, в) с концевым уширением путём втрамбования в забой щебня

4.3.6 Результаты чиссленного моделирования свай с концевыми и поверхностными уширениями

Выполним сравнительный анализ по результатам численного моделирования и загружения вертикальной статической нагрузкой призматическую сваю и трёх типов длинных свай с уширениями с помощью ПК ABAQUS для следующих конечно-элементных моделей, представленных на рис. 4.4 в п. 4.1: забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400 (вариант 1); свая длиной 15 м с поверхностным уширением в виде клиньев длиной 5м (вариант 2); набивная свая-стойка длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи (вариант 3); набивная свая-стойка длиной 15 м, круглого сечения диаметром 500 мм, с усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи (вариант 4). Результаты расчётного исследования при вертикальном нагружении представлены на: рис. 4.33 в виде изополей напряжений по Мизесу; рис. 4.35 в виде изополей деформаций; в табл. 4.4 - данные осадки от действия вертикальной нагрузки для 4-ёх вариантов конструкций свай.

Максимальные напряжения в грунтовом пространстве по Мизесу при вертикальном нагружении возникают для набивной сваи-стойки длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виде сферы из уплотнённого щебня (вариант 3), которые в 2,8-3 раза больше под нижнем концом, чем для обычной призматической сваи-стойки и в 7 раз больше, чем для висячей сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев (рис. 4.33).Полученные изополя напряжений являются эквивалентными напряжениями в элементах и вычисляются в соответствии с гипотезой энергии формоизменения Фон Мизеса [135]:

$$\sigma_{\text{M}} = \left[\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\sigma_{\text{X}} - \sigma_{\text{Y}}\right)^2 + \left(\sigma_{\text{Y}} - \sigma_{\text{Z}}\right)^2 + \left(\sigma_{\text{Z}} - \sigma_{\text{X}}\right)^2 + 6 \cdot \left(\tau^2{}_{\text{XY}} + \tau^2{}_{\text{YZ}} + \tau^2{}_{\text{XZ}}\right)} \right],$$

где σ_X, σ_Y, σ_Z - нормальные, а τ_{XY}, τ_{YZ}, τ_{XZ} – касательные напряжения в точке на площадках, перпендикулярных к координатным осям X, Y, Z.

Таблица 4.4 - Данные осадки от действия вертикальной нагрузки для 4-ёх вариантов конструкций свай

№ варианта	Осадка при отказе, *мм* / нагрузка при отказе, *т*	Нагрузка при осадке 100 *мм*
1	6 / 17	*отказ*
2	8 / 38	*отказ*
3	*нет отказа*	616
4	*нет отказа*	496

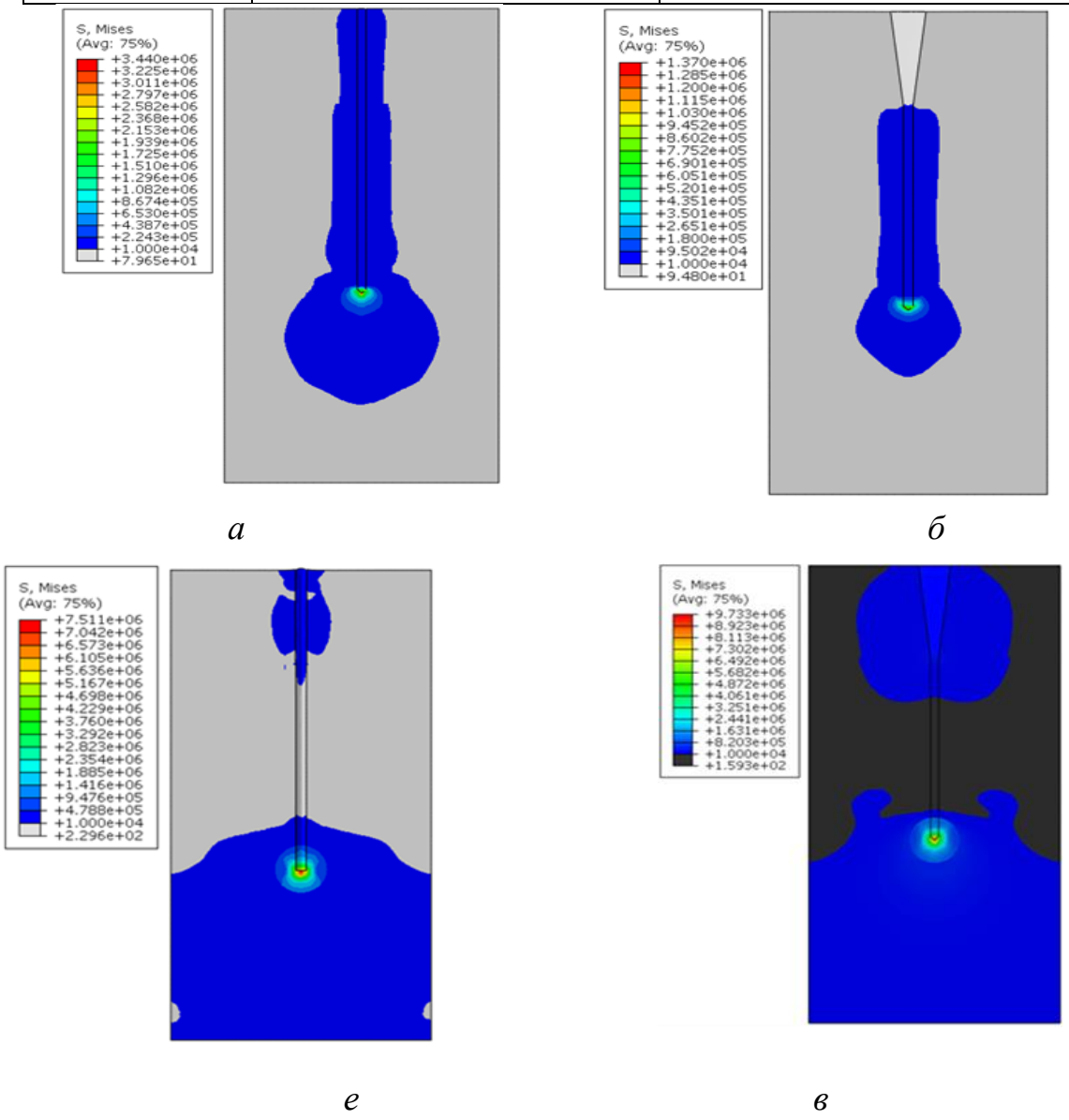
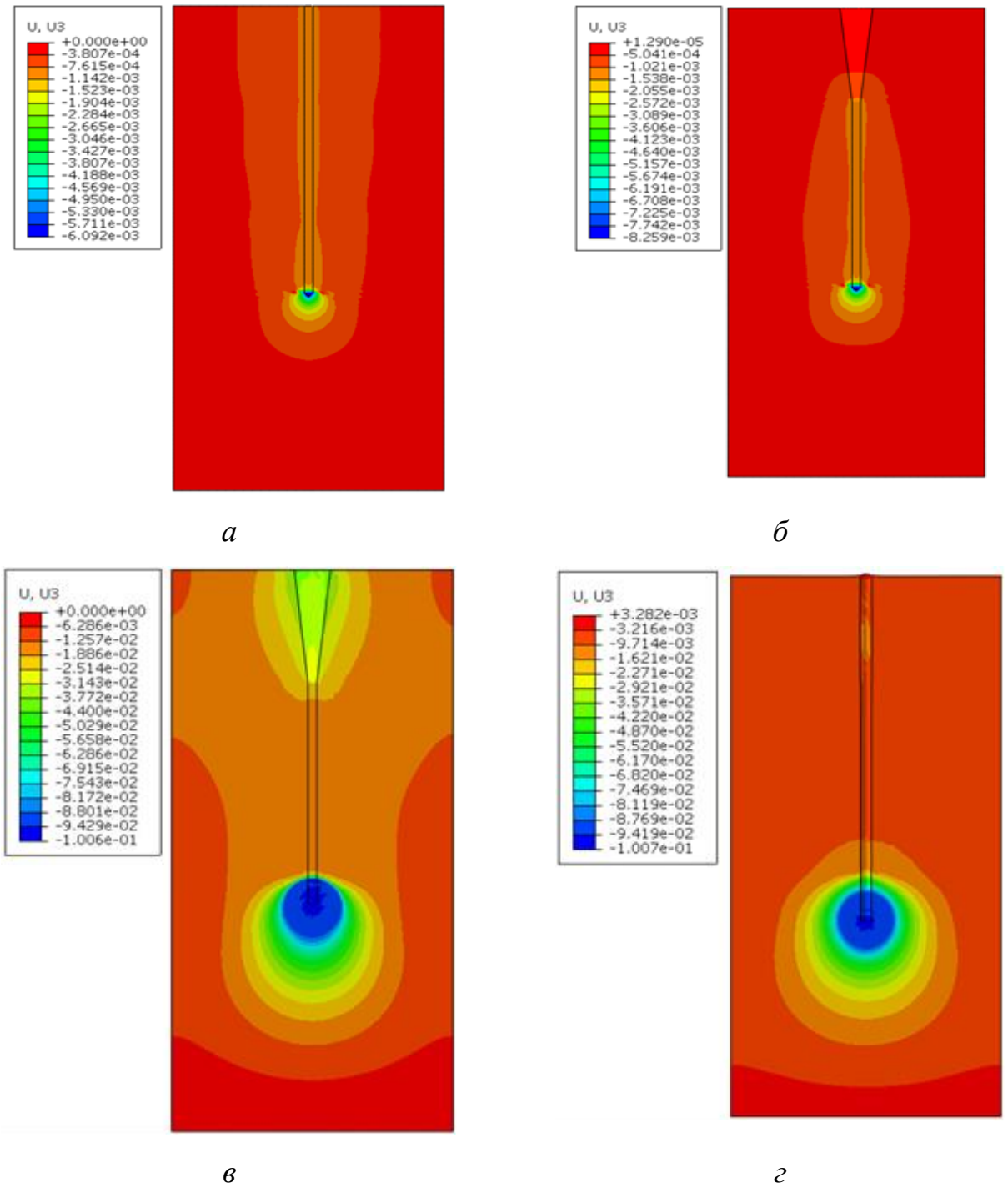


Рисунок 4.33 - Изополя напряжений по Мизесу при вертикальном нагружении, Па: *а* - забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400 (вариант 1); *б* – сваи длиной 15 м с поверхностным уширением в виде клиньев длиной 5м (вариант 2); *в* – набивной сваи-стойки длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня

(вариант 3); *г* - набивная свая-стойка длиной 15 м, диаметром 500 мм, усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня (вариант 4)



а *б*

в *г*

Рисунок 4.34 Изополя деформаций при вертикальном нагружении, Па: *а* - забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400 (вариант 1); *б* – сваи длиной 15 м с поверхностным уширением в виде клиньев длиной 5м (вариант 2); *в* – набивной сваи-стойки длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня (вариант 3); *г* - набивная свая-стойка длиной 15 м, диаметром 500 мм, усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня (вариант 4)

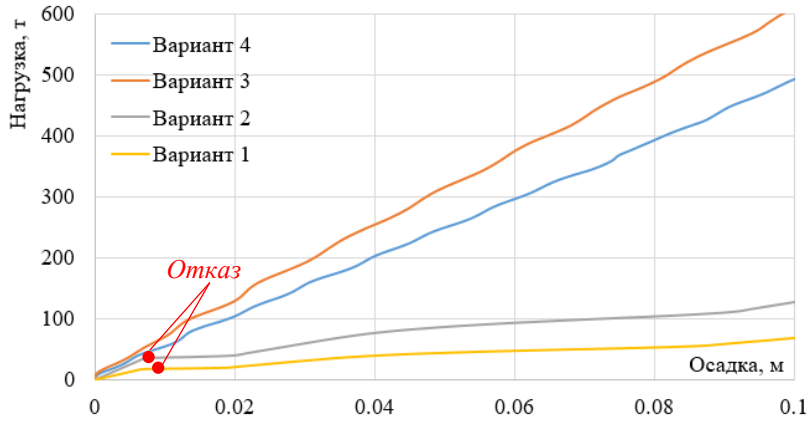


Рисунок 4.35 - Зависимость осадки сваи от вертикальной нагрузки при различных вариантах устройства

Для обычной длинной сваи длиной 15 м при вертикальном загружении максимальная несущая способность составила 17 т, а осадка - 6 мм. При аналогичном варианте с устройством поверхностных уширений в виде сборных клиньев (вариант 2, рис. 4.35) несущая способность повышается до 38 т (т.е. в 2, 2 раза больше) при той же осадки.

Для вариантов 3 и 4 ключевым показателем являются предельные значения по второй группе состояний, так как при нагрузке более 500 т, значение осадки составляет более 100 мм, а отказ не был достигнут. Вариант 3 является наиболее эффективным из всех при действии вертикальных нагрузок. Устройство уплотнённой зоны щебня под концом длиннй сваи снижает осадки при незначительной вертикальной нагрузке в 2 раза, а также обеспечивает восприятие нагрузок более чем в 20 раз (при условии достаточной прочности уплотнённой зоны щебня).

4.4 Одиночные сваи с уширениями при горизонтальном воздействии

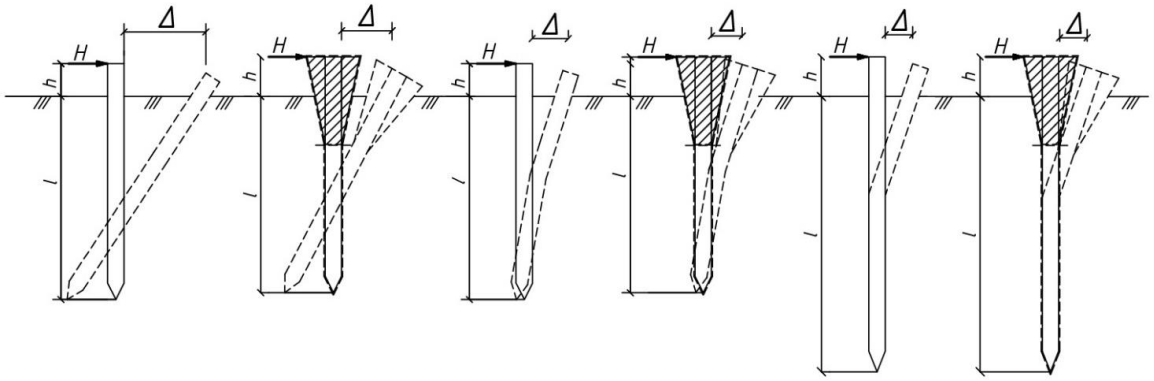
4.4.1 Обоснование построения расчётных схем свай с уширениями различного формообразования

В разделе 1 п. 1.2.2 подробно представлен анализ методов оценки жёсткости горизонтально нагруженных свай в грунте, который показал, что в настоящее время всё активнее расчёты коррелируются ведущими учёными и специалистами для дальнейшего развития и получения наиболее достоверных результатов. Однако закономерности

сопротивления основания сваи с поверхностными и концевыми уширениями в грунтах различного формообравания и этиологии горизонтальной нагрузке ранее изучены не были.

С целью достижения обозначенных целей был реализован ряд экспериментальных исследований, включавших как полевые испытания, так и лабораторные анализы. Они проводились на примере как реальных, так и искусственных свайных оснований, размещенных в природных (песчаных и глинистых) и созданных искусственным путем грунтах, с использованием аналогичных материалов. Наибольший объем работ был выполнен с использованием моделей, что дало возможность охватить более широкий спектр проблем и существенно уменьшить затраты времени и ресурсов на проведение опытов.

Расчётные схемы свай в оценке напряжённо-деформированного состояния при горизонтальном загружении по характеру их деформаций в грунтовом массиве условно подразделяют на короткие и длинные, работающие по «жёсткой» и «гибкой» схемам в одно- или многослойном основании [50]. Экспериментальными исследованиями определено, что одна и та же конструкция сваи с уширением в различных грунтовых условиях на горизонтальное воздействие может показывать различную степень отпорности грунтового основания (рис. 4.36).

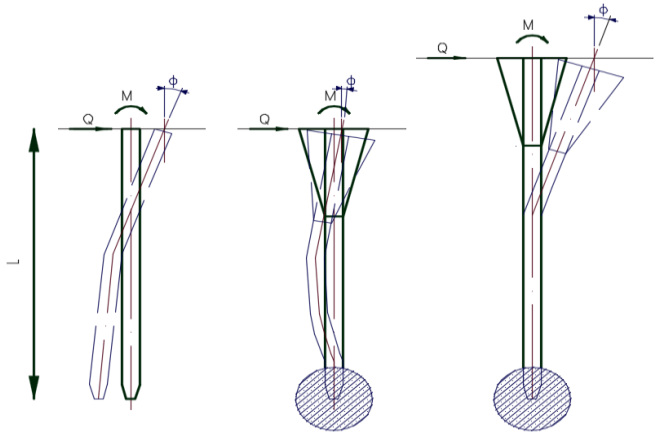


а) б) в) г) д) е)

Рисунок 4.36 Схемы работы в грунте горизонтально нагруженных свай с поверхностным уширением в виде сборных клиньев (*б, г, е*) и без уширения (*а, в, д*): *а, б* – короткие жёсткие сваи; *в, г* – короткие гибкие сваи; *д, е* – длинные гибкие сваи

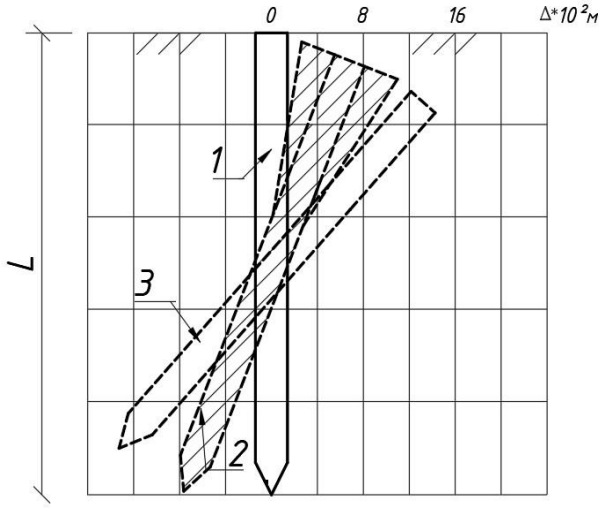
Короткие гибкие сваи с верхним уширением перемещаются в грунте с изгибом; повороту препятствует не только верхнее уширение, но и обратный момент в заделке. Наличие поверхностного уширения приводит к снижению горизонтального перемещения короткой гибкой сваи по сравнению с аналогичной сваей, но без поверхностного уширения (то есть со свободной головой) при равном горизонтальном воздействии. То есть повороту сваи, кроме сопротивления грунта, препятствует площадь уширения и возникающий обратный момент, как

в заделке, при испытании коротких гибких свай с верхним уширением на горизонтальное воздействие (рис. 4.36). Схемы работы в грунте горизонтально нагруженных свай с поверхностным уширением в виде сборных клиньев и нижним жёстким сферическим уширением (рис. 4.37 *б, в*) и без уширения (рис. 4.37*а*) по данным экспериментальных исследований и численного моделирования показали деформирование как по «жёсткой», так и по «гибкой» схемам.



а) *б*) *в*)

Рисунок 4.37 - Схемы работы в грунте горизонтально нагруженных свай с поверхностным уширением в виде сборных клиньев и нижним жёстким сферическим уширением (*б, в*) и без уширения (*а*): *а, б* – короткие гибкие сваи; *в* – длинная гибкая свая



.

Рисунок 4.38 - Поворот коротких «жёстких» свай с поверхностными уширениями в сравнительном анализе с короткой жёсткой призматической сваей

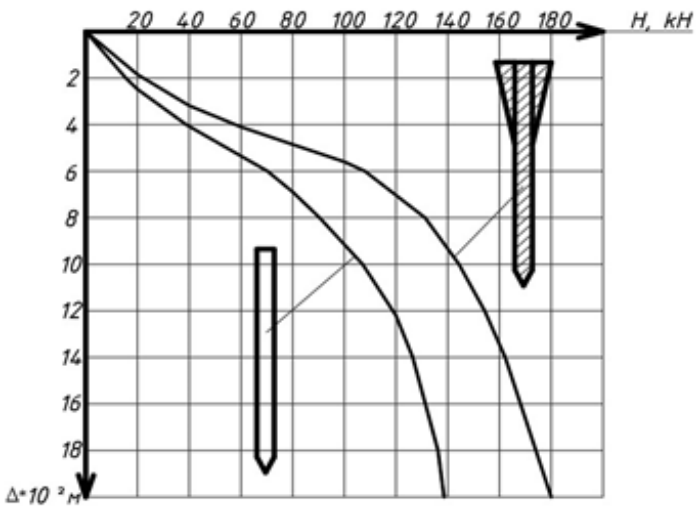


Рисунок 4.39 - Сравнительный анализ экспериментальных исследований перемещения одиночной сваи без уширения и сваи с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев на горизонтальное воздействие

Поворот коротких жёстких свай с поверхностными уширениями в сравнительном анализе с короткой жёсткой призматической сваей показан на рис. 4.38

Тот факт, что нормальное сопротивление грунта на лобовой грани возрастает на последних ступенях нагружения именно вблизи острие сваи с поверхностным уширением, свидетельствует о том, что свая поворачивается в грунте как жёсткий стержень, так как величина нормального напряжения находится в линейной зависимости от величины перемещения, т.е. имеет место схема поворота ствола сваи под нагрузкой, как показано на рис. 4.38. Из результатов лабораторных испытаний (рис. 4.39) очевидно следует, что для жёстких свай определяющим фактором предельного состояния системы «свая с поверхностным уширением – основание» является её деформаруемость, а условие прочности сваи играет вторичную роль и должно быть включено в расчётный комплекс как проверочное с целью определения степени армирования.

Кроме того, для получения достоверной информации о поведении сваи в пределах большого диапазона перемещений необходимо в расчётной схеме предусматривать возможность учёта нелинейности работы материала сваи, уширения и грунта.

4.4.2 Методика деформационного расчёта коротких и длинных свай с концевыми и поверхностными уширениями в линейно-деформируемом основании с учётом сдвига

Метод деформационного расчёта коротких свай с поверхностными и концевыми уширениями с учётом коэффициента сдвига

Расчет сваи в упругой среде осуществляется путем формирования и решения системы уравнений равновесия метода перемещений строительной механики [173], имеющей следующий матричный вид:

$$C\{q\} = \{P\} \tag{4.42}$$

где С – матрица коэффициентов жесткости грунта; $\{q\}, \{P\}$ - векторы смещений и воздействий;

$$C = \begin{Vmatrix} R_{11} & R_{12} & & & & & \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} & & & & \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ & & & & R_{n.n-1} & R_{nn} & \end{Vmatrix}; \ \{q\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \dots \\ q_n \end{Bmatrix}; \ \{P\} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \dots \\ P_n \end{Bmatrix} \ (4.43);$$

Где элементы блочной матрицы жесткости

$$R_{kk} = \begin{Vmatrix} r_{V_kV_k} & r_{V_k\varphi_k} \\ r_{\varphi_kV_k} & r_{\varphi_k\varphi_k} \end{Vmatrix}; \quad R_{k,k\pm1} = \begin{Vmatrix} r_{V_kV_{k\pm1}} & r_{V_k\varphi_{k\pm}} \\ r_{\varphi_kV_{k\pm1}} & r_{\varphi_k\varphi_{k\pm1}} \end{Vmatrix}$$; элементы искомого блочного

вектора горизонтальных поступательных и угловых перемещений $\{q_k\} = \begin{Bmatrix} V_k \\ \varphi_k \end{Bmatrix}$;

элементы блочного вектора силового воздействия на сваю

$$\{P_k\} = \{0,0\}^T \ ; \ \{P_n\} = \{P,m\}^T \text{ т} \ ; \ r_{V_kV_k} = r^{CB}_{V_kV_k} + C_k \ ; \ (C_k \neq 0 \quad при \quad R \le n_0)$$

V_k – горизонтальное перемещение деформируемой сваи в ее k - м сечении; φ - угловое перемещение сваи в ее k - м сечении; r^{CB}_{ij} - «балочные» коэффициенты жесткости участков сваи, определяемые по формулам:

$$r^{CB}_{V_kV_k} = \frac{24EI}{l^3}\theta \ ; \quad r^{CB}_{V_k\varphi_k} = \frac{12EI}{l^2}\theta \ ; \quad r^{CB}_{\varphi_k\varphi_k} = \frac{2EI}{l}(3\theta+1) \ ; \qquad r^{CB}_{\varphi_k\varphi_{k\pm1}} = \frac{EI}{l}(3\theta-1) \ ;$$

θ - коэффициент, учитывающий сдвиговые деформации:

$$\theta = 1/(1+12\ EJ \cdot K_1/\ GA \cdot l^2) \qquad (4.44);$$

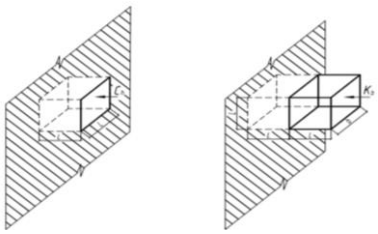
EJ, GA – жесткость поперечного сечения сваи при изгибе и сдвиге; l, k_1 – расстояние между связями метода перемещений и коэффициент формы поперечного сечения; P, – внешнее горизонтальное усилие; n_0, n – число упругих опор расчётной схемы и расчетных узлов сваи.

При определении горизонтального смещения сваи, применяют коэффициент постели K_0, который характеризует усилие, необходимое для вдавливания в грунт куба объемом в 1 см³ на расстояние в 1 см (см. рисунок 4.40). Умножив K_0 на ширину сваи, то есть приняв $K=K_0B$, мы получим балочный коэффициент постели, отражающий силу, способную вдавить в грунт пластину размером $B \cdot 1$ (см²) – где B обозначает ширину сваи.

Коэффициент постели является комплексной характеристикой, описывающей сопротивление грунта свае. Если представить его в виде совокупности упругих опор, расположенных на некотором расстоянии «a» друг от друга, то коэффициент их жесткости будет равен

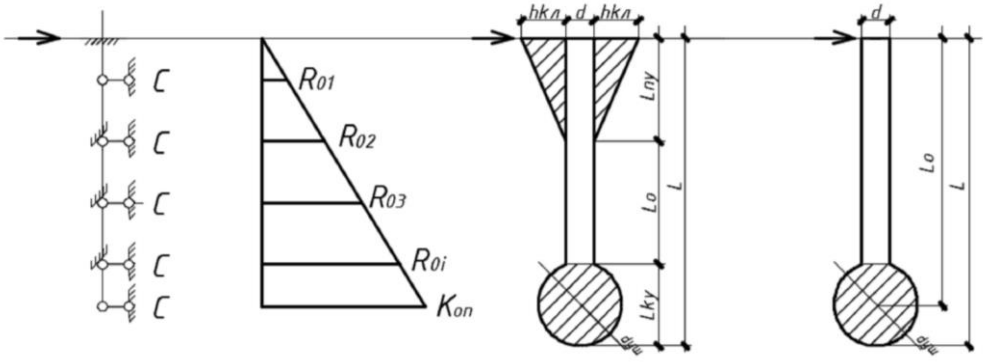
$$C = K \cdot a = K_0\ B \cdot a \qquad (4.45)$$

Расчетная схема свайной опоры представляется как многопролетный стержень, опирающийся на упругие опоры, моделирующие грунт основания в конечном числе точек.



а) *б*)

Рисунок 4.40 - Расчётная схема определения отпорности основания: *а* – определение коэффициента жёсткости грунта; *б* – определение балочного коэффициента постели



а) *б)* *в)* *г)*

Рисунок 4.41 - Расчётная схема свай: а – расчётная схема сваи на упругих опорах при горизонтальном загружении; *б* – эпюра коэффициента постели по глубине K_o, кН/м^3 в – расчётная схема сваи с совместными поверхностным и концевым уширениями; г - расчётная схема сваи с концевым уширением

Система уравнений, описывающих равновесие сваи, соединенной с расчетной схемой (иллюстрация на рис. 4.41), может быть представлена следующим образом. Схема разделена на i сегментов и включает в себя n связей, при этом учитываются деформации, возникающие вследствие изгиба и сдвига поперечных сечений сваи. Данное уравнение справедливо для k-й расчетной позиции:

$$\begin{cases} -\frac{12E_iI_i}{s_i^3}\Theta_i V_{k-1} - \frac{6E_iI_i}{s_i^2}\Theta_i\varphi_{k-1} + \left(\frac{12E_iI_i}{s_i^3}\Theta_i + \frac{12E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}^3}\Theta_{i+1} + C_{V,k}\right)V_k + \\ + \left(\frac{6E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}^2}\Theta_{i+1} - \frac{6E_iI_i}{s_i^2}\Theta_i\right)\varphi_k - \frac{12E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}^3}\Theta_{i+1}V_{k+1} + \frac{6E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}^2}\Theta_{i+1}\varphi_{k+1} = P_k \\ \\ \frac{6E_iI_i}{s_i^2}\Theta_i V_{k-1} + \frac{E_iI_i}{s_i}(3\Theta_i - 1)\varphi_{k--} + \left(\frac{6E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}^2}\Theta_{i+1} - \frac{6E_iI_i}{s_i^2}\Theta\right)V_k + \\ + \left(\frac{E_iI_i}{s_i}(3\Theta_i + 1) + \frac{E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}}(3\Theta_{i+1} + 1) + C_{\varphi,k}\right)\varphi_k - \frac{6E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}^3}\Theta_{i+1}V_{k+1} + \frac{E_{i+1}I_{i+1}}{s_{i+1}}(3\Theta_{i+1} - \\ -1)\varphi_{k+1} = M_k \end{cases} \quad (4.46)$$

где, E_i, I_i – модуль упругости и момент инерции рассматриваемого *i*-го участка балки длиной s_i, V_k, φ_k – соответственно смещение и поворот *k*-й точки; P_k, M_k – поперечная сила и момент в *k*-й точки; Θ_i – коэффициент, учитывающий влияние сдвига, определяемый по формуле:

$$\Theta_i = 1/\left(1+12E_iI_i\eta/G_iA_is_i^2\right) \tag{4.47}$$

G_i – модуль сдвига i -го участка сваи; A_i – площадь поперечного сечения сваи; η – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений по высоте поперечного сечения балки; $C_{V,k}$ и $C_{\varphi,k}$ – жесткость основания, в *k*-й точке балки.

$K_0=8\cdot10^4$кН/м^3 для мелких песков средней плотности.

Изгибная и сдвиговая жёсткость поперечного сечения сваи:

$EJ_{сеч}=EJ_{дер.сваи}+EJ_{мет.трубки}=10\cdot10^3\cdot0{,}44\cdot10^{-5}+2\cdot10^6\cdot15\cdot10^{-4}=3000$кН·м^2;

$GA_{сеч}=0{,}039\cdot0{,}037^2\cdot10^4+0{,}314\cdot0{,}135^2/4\cdot2\cdot10^6=28613{,}78$кН

Выполним расчёт базовой модели железобетонной сваи, используемой в лабораторном эксперименте сечением 40х40 мм, длиной 1000 мм.

Для анализа сваи предлагается использовать модель в виде балки, состоящей из четырех пролётов, которая опирается на основание в пяти местах. Каждая из этих опор учитывает упругие свойства грунта, на который она воздействует, и отражает его сопротивляемость деформациям. Для модели сваи с характеристиками EJ=3000 Н·м^2; GA=6720000 Н;

K_1 = 1.2; l =0.22 м, коэффициент сдвига равен:

θ = 1/(1+12 $EJ\cdot K_1/GA\cdot l^2$)=1/(1+12·3000·1.2/6720000·0.22^2)=0.87

Вычислим коэффициент $r^{CB}_{V_kV_k}$: $r^{CB}_{V_kV_k} = \dfrac{24\cdot3000}{0.22^3}0.87 = 5882795 кН/м$

По аналогии вычисляем все остальные коэффициенты жёсткости сваи и составляем матрицу жёсткости:

$$C_{св} = \begin{Vmatrix} \frac{12EJ}{l^3}\theta & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{6EJ}{l^2}\theta & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{24EJ}{l^3}\theta & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{6EJ}{l^2}\theta & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2}\theta & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{2EJ}{l}(3\theta+1) & \frac{-6EJ}{l^2}\theta & \frac{EJ}{l}(3\theta-1) & 0 \\ 0 & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{-6EJ}{l^2}\theta & \frac{24EJ}{l^3}\theta & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{-12EJ}{l^3}\theta \\ 0 & \frac{6EJ}{l^2}\theta & \frac{EJ}{l}(3\theta-1) & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{2EJ}{l}(3\theta+1) & \frac{-6EJ}{l^2}\theta \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{-6EJ}{l^2}\theta & \frac{12EJ}{l^3}\theta \end{Vmatrix} =$$

$$= \begin{Vmatrix} 2941397 & -2941397 & 323553 & 0 & 0 & 0 \\ -2941397 & 5882795 & -161777 & -2941397 & 323553 & 0 \\ 323553 & -161777 & 98455 & -323553 & 21955 & 0 \\ 0 & -2941397 & -323553 & 5882795 & -66541 & -2941397 \\ 0 & 323553 & 21955 & -161777 & 98455 & -323553 \\ 0 & 0 & 0 & -2941397 & -323553 & 2941397 \end{Vmatrix}$$

Вычисляем коэффициенты жёсткости упругих опор для сваи по формуле $C = K_0\ l\ a$. $K_0 = 8 \cdot 10^4$кН/м^3 на глубине 3-х м для мелких песков средней плотности; l =0.22 м – расстояние между опорами;$\cdot a$=0.04м – ширина сечения сваи.

$C_1 = 4.6 \cdot 10^7 \cdot 0.22 \cdot 0.04 = 404800$ (Н/м); $C_2 = 3 \cdot 10^7 \cdot 0{,}22 \cdot 0.04 = 264000$ (Н/м);

$C_3 = 2 \cdot 10^7 \cdot 0{,}22 \cdot 0.04 = 176000$ (Н/м); $C_4 = 0.5 \cdot 10^7 \cdot 0{,}22 \cdot 0{,}04 = 44000$ (Н/м).

Тогда матрица жёсткости грунта:

$$C_{гр} = \begin{Vmatrix} C_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_1 \end{Vmatrix} = \begin{Vmatrix} 44000 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 176000 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 264000 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 404800 \end{Vmatrix}$$

Вектор нагрузок $P=\{P_i;0;0;0;0\}$, выполняя последовательно вычисления, получаем значения линейных и угловых перемещений в пяти опорах сваи с учётом сдвига.

По данным расчётных параметров линейных и угловых перемещений в пяти опорах сваи с учётом сдвига из табл. 4.5 изобразим изогнутую ось модели сваи (рис. 4.42). Сравнительный анализ полученных линейных и угловых перемещений модели сваи со сваей с уширениями выполним после расчёта второй модели. Сваю с совместными уширениями считаем жёстко защемлённой у верхнего и нижнего концов, поэтому в 1-й и 4-й опорах вычисляем только линейные перемещения в обоих случаях [109].

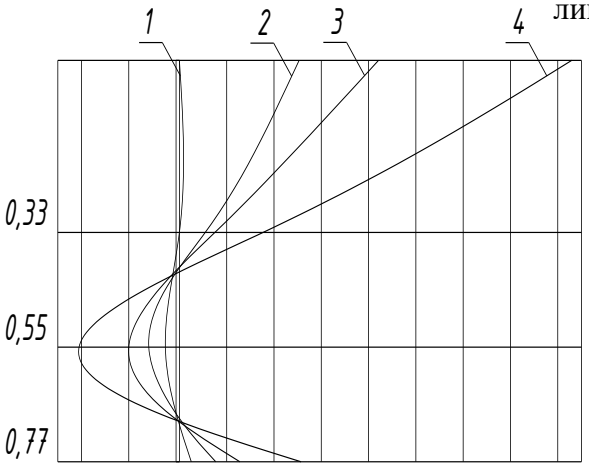


Рисунок 4.42- Изогнутая ось сваи без учёта сдвига:
1 - P=2; 2 - P=6; 3 - P=10; 4 - P=20Н

Матрица жёсткости сваи без учёта сдвига (θ=1)

$$C_{св} = \begin{Vmatrix} \frac{12EJ}{l^3}\theta & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{6EJ}{l^2}\theta & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{24EJ}{l^3}\theta & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{6EJ}{l^2}\theta & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2}\theta & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{2EJ}{l}(3\theta+1) & \frac{-6EJ}{l^2}\theta & \frac{EJ}{l}(3\theta-1) & 0 \\ 0 & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{-6EJ}{l^2}\theta & \frac{24EJ}{l^3}\theta & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{-12EJ}{l^3}\theta \\ 0 & \frac{6EJ}{l^2}\theta & \frac{EJ}{l}(3\theta-1) & \frac{-3EJ}{l^2}\theta' & \frac{2EJ}{l}(3\theta+1) & \frac{-6EJ}{l^2}\theta \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-12EJ}{l^3}\theta & \frac{-6EJ}{l^2}\theta & \frac{12EJ}{l^3}\theta \end{Vmatrix} =$$

$$= \begin{Vmatrix} 3380916 & -3380916 & 371901 & 0 & 0 & 0 \\ -3380916 & 6761833 & -185950 & -3380916 & 371901 & 0 \\ 371901 & -185950 & 109091 & -371901 & 27273 & 0 \\ 0 & -3380916 & -371901 & 6761833 & -185950 & -3380916 \\ 0 & 371901 & 27273 & -185950 & 109091 & -371901 \\ 0 & 0 & 0 & -3380916 & -371901 & 3380916 \end{Vmatrix}$$

Таблица 4.5 - Линейные и угловые перемещения в пяти опорах сваи с учётом сдвига

P_i, Н	V_1, м	V_2, м	φ_2, м	V_3, м	φ_3, м	V_4, м
2	$1.76\cdot10^{-6}$	$2.7\cdot10^{-7}$	$-7.63\cdot10^{-6}$	$-5.46\cdot10^{-7}$	$2.19\cdot10^{-6}$	$6.92\cdot10^{-7}$
4	$3.52\cdot10^{-6}$	$5.4\cdot10^{-7}$	$-1.53\cdot10^{-5}$	$-1.09\cdot10^{-6}$	$4.38\cdot10^{-6}$	$1.38\cdot10^{-6}$
6	$5.29\cdot10^{-6}$	$8.1\cdot10^{-7}$	$-2.29\cdot10^{-5}$	$-1.64\cdot10^{-6}$	$6.57\cdot10^{-6}$	$2.07\cdot10^{-6}$
8	$7.05\cdot10^{-6}$	$1.08\cdot10^{-6}$	$-3.05\cdot10^{-5}$	$-2.18\cdot10^{-6}$	$8.77\cdot10^{-6}$	$2.76\cdot10^{-6}$
10	$8.81\cdot10^{-6}$	$1.35\cdot10^{-6}$	$-3.81\cdot10^{-5}$	$-2.73\cdot10^{-6}$	$1.09\cdot10^{-5}$	$3.46\cdot10^{-6}$
15	$1.32\cdot10^{-5}$	$2.02\cdot10^{-6}$	$-5.72\cdot10^{-5}$	$-4.09\cdot10^{-6}$	$1.64\cdot10^{-5}$	$5.19\cdot10^{-6}$
20	$1.76\cdot10^{-5}$	$2.7\cdot10^{-6}$	$-7.63\cdot10^{-5}$	$-5.46\cdot10^{-6}$	$2.19\cdot10^{-5}$	$6.92\cdot10^{-6}$

Для сравнения выполним расчёт модели сваи в линейно-деформируемом основании без учёта сдвига. Результаты расчёта сведём в табл. 4.6.

Таблица 4.6 - Линейные и угловые перемещения в пяти опорах сваи без учёта сдвига

P_i, Н	V_1, м	V_2, м	φ_2, м	V_3, м	φ_3, м	V_4, м
2	$1.68\cdot10^{-6}$	$3.51\cdot10^{-7}$	$-6.9\cdot10^{-6}$	$-4.03\cdot10^{-7}$	$1.6\cdot10^{-6}$	$5.17\cdot10^{-7}$
4	$3.36\cdot10^{-6}$	$7.03\cdot10^{-7}$	$-1.38\cdot10^{-5}$	$-8.06\cdot10^{-7}$	$3.21\cdot10^{-6}$	$1.03\cdot10^{-6}$
6	$5.04\cdot10^{-6}$	$1.05\cdot10^{-6}$	$-2.07\cdot10^{-5}$	$-1.209\cdot10^{-6}$	$4.81\cdot10^{-6}$	$1.55\cdot10^{-6}$
8	$6.72\cdot10^{-6}$	$1.4\cdot10^{-6}$	$-2.76\cdot10^{-5}$	$-1.61\cdot10^{-6}$	$6.42\cdot10^{-6}$	$2.07\cdot10^{-6}$
10	$8.4\cdot10^{-6}$	$1.75\cdot10^{-6}$	$-3.45\cdot10^{-5}$	$-2.015\cdot10^{-6}$	$8.02\cdot10^{-6}$	$2.58\cdot10^{-6}$

15	$1.26\cdot10^{-5}$	$2.63\cdot10^{-6}$	$-5.18\cdot10^{-5}$	$-3.02\cdot10^{-6}$	$1.2\cdot10^{-5}$	$3.88\cdot10^{-6}$
20	$1.68\cdot10^{-5}$	$3.51\cdot10^{-6}$	$-6.9\cdot10^{-5}$	$-4.03\cdot10^{-6}$	$1.6\cdot10^{-5}$	$5.17\cdot10^{-6}$

По данным табл. 4.4 и 4.5 построим изогнутую ось сваи для P=4 и 20 Н. Полученные результаты вычислений показывают, что не учёт деформаций сдвига показывает снижение значений фактических перемещений в опорах сваи до 35%.

Расчёт сваи с совместным поверхностным уширением в виде клиньев и концевым, полученным путём цементации на горизонтальную нагрузку в линейно-деформируемом основании с учётом сдвига выполним по аналогии с расчётом базовой модели сваи [145].

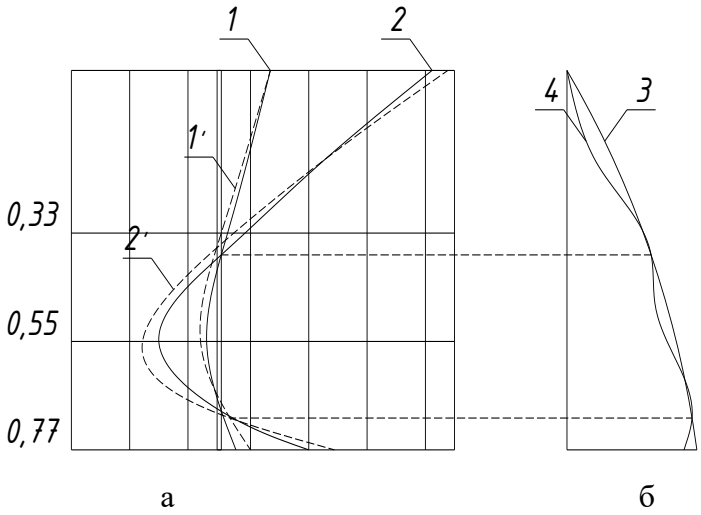


Рисунок 4.43 - Результаты расчёта сваи на горизонтальные нагрузки
а - изогнутая ось сваи по результатам линейных перемещений в пяти опорах сваи: 1 - без учёта сдвига при P=2Н;1′ - с учётом сдвига при P=2Н; 2 – без учёта сдвига при P=20Н; 2′ - с учётом сдвига при P=20Н; *б* - эпюра коэффициента постели в зависимости от прилагаемой нагрузки: 1 – в упругой стадии работы; 2 – при P=20Н

Примем свайную опору с поверхностным и концевым уширением (см. рис. 4.41 *в*), которая внедрена в грунт и загружена обобщенной сосредоточенной нагрузкой. Отпор грунта описывается коэффициентом постели, изменяющимся с глубиной.

Свайная опора, имеющая уширения, может быть представлена в виде балки, состоящей из трех пролетов и опирающаяся в четырёх точках. При этом каждая из опор учитывает упругость, которая отражает сопротивление конкретного участка грунта. Для модели сваи с характеристиками EJ=3000Н·м^2; GA=6720000 Н; K_1 = 1.2; l =0.66 м, коэффициент сдвига равен:

$$\theta = 1/(1+12\,EJ\cdot K_1/GA\cdot l^2)=1/(1+12\cdot3000\cdot1.2/6720000\cdot0.22^2)=0.87$$

Вычисляем коэффициенты жёсткости упругих опор для сваи с совместным поверхностным в виде клиньев уширениями и концевым полученным, путём цементации:

C_1=4.6·10^7·0.22·0.2=2024000 (Н/м); C_2=3·10^7·0,22·0.04=264000 (Н/м);

C_3=2·10^7·0,22·0.04=176000 (Н/м); C_4=0.5·10^7·0,22·0,2=220000 (Н/м).

Значения K_0 на уровне каждой из опор представлены на рис. 4.41, *б*.

Тогда матрица жёсткости грунта будет такой:

$$C_{гр} = \begin{Vmatrix} C_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_1 \end{Vmatrix} = \begin{Vmatrix} 220000 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 176000 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 264000 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2024000 \end{Vmatrix}$$

Получаем значения линейных и угловых перемещений в пяти опорах сваи с поверхностным и концевым уширениями, результаты сведём в табл. 4.6. и 4.7.

Таблица 4.7 - Результаты линейных и угловых перемещений в пяти опорах сваи с поверхностным и концевым уширениями с учётом сдвига

P_i, Н	V_1, м	V_2, м	φ_2, м	V_3, м	φ_3, м	V_4, м
2	$1\cdot10^{-6}$	$-6.42\cdot10^{-7}$	$-9.49\cdot10^{-6}$	$-1.16\cdot10^{-6}$	$5.83\cdot10^{-6}$	$1.07\cdot10^{-6}$
4	$2.1\cdot10^{-6}$	$-1.28\cdot10^{-6}$	$-1.89\cdot10^{-5}$	$-2.33\cdot10^{-6}$	$1.16\cdot10^{-5}$	$2.14\cdot10^{-6}$
6	$3.02\cdot10^{-6}$	$-1.92\cdot10^{-6}$	$-2.84\cdot10^{-5}$	$-3.49\cdot10^{-6}$	$1.74\cdot10^{-5}$	$3.21\cdot10^{-6}$
8	$4.02\cdot10^{-6}$	$-2.56\cdot10^{-6}$	$-3.79\cdot10^{-5}$	$-4.66\cdot10^{-6}$	$2.33\cdot10^{-5}$	$4.28\cdot10^{-6}$
10	$5.03\cdot10^{-6}$	$-3.21\cdot10^{-6}$	$-4.74\cdot10^{-5}$	$-5.83\cdot10^{-6}$	$2.91\cdot10^{-5}$	$5.53\cdot10^{-6}$
15	$7.55\cdot10^{-6}$	$-4.81\cdot10^{-6}$	$-7.12\cdot10^{-5}$	$-8.74\cdot10^{-6}$	$4.37\cdot10^{-5}$	$8.03\cdot10^{-6}$
20	$1\cdot10^{-5}$	$-6.42\cdot10^{-6}$	$-9.49\cdot10^{-5}$	$-1.16\cdot10^{-5}$	$5.83\cdot10^{-5}$	$1.07\cdot10^{-5}$

Таблица 4.8 - Результаты линейных и угловых перемещений в пяти опорах сваи с поверхностным и концевым уширениями без учёта сдвига

P_i, Н	V_1, м	V_2, м	φ_2, м	V_3, м	φ_3, м	V_4, м
2	$1.22\cdot10^{-6}$	$-1.09\cdot10^{-7}$	$-7.5\cdot10^{-6}$	$-6.74\cdot10^{-7}$	$3.31\cdot10^{-6}$	$6.5\cdot10^{-7}$
4	$2.45\cdot10^{-6}$	$-2.19\cdot10^{-7}$	$-1.49\cdot10^{-5}$	$-1.34\cdot10^{-6}$	$6.63\cdot10^{-6}$	$1.3\cdot10^{-6}$
6	$3.68\cdot10^{-6}$	$-3.28\cdot10^{-7}$	$-2.24\cdot10^{-5}$	$-2.02\cdot10^{-6}$	$9.94\cdot10^{-6}$	$1.95\cdot10^{-6}$
8	$4.9\cdot10^{-6}$	$-4.38\cdot10^{-7}$	$-2.99\cdot10^{-5}$	$-2.69\cdot10^{-6}$	$1.32\cdot10^{-5}$	$2.6\cdot10^{-6}$
10	$6.13\cdot10^{-6}$	$-5.47\cdot10^{-7}$	$-3.74\cdot10^{-5}$	$-3.37\cdot10^{-6}$	$1.65\cdot10^{-5}$	$3.25\cdot10^{-6}$
15	$9.2\cdot10^{-6}$	$-8.21\cdot10^{-7}$	$-5.62\cdot10^{-5}$	$-5.06\cdot10^{-6}$	$2.48\cdot10^{-5}$	$4.87\cdot10^{-6}$
20	$1.22\cdot10^{-5}$	$-1.09\cdot10^{-6}$	$-7.49\cdot10^{-5}$	$-6.74\cdot10^{-6}$	$3.31\cdot10^{-5}$	$6.5\cdot10^{-6}$

По данным вычислений строим по аналогии изогнутую ось базовой модели сваи и сваи с уширениями (рис. 4.44). Из рисунка видно, что линейные перемещения в пяти опорах сваи с поверхностным и концевым уширениями без учёта сдвига меньше на 20-50%, по сравнению с перемещениями, при вычислении которых учтены деформации сдвига.

Результаты испытания модели сваис концевым уширеним для расчётной схемы, изображённой на рис. 4.41, *г* на горизонтальную силу, представлены в табл. 4.9.

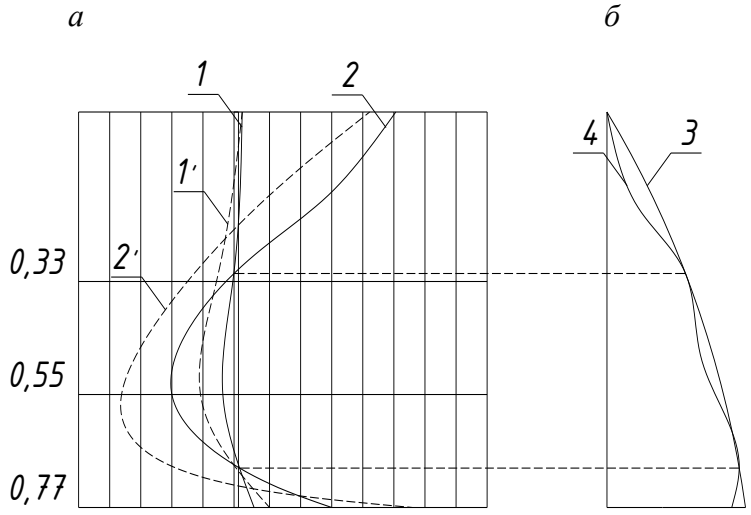


Рисунок 4.44 - Результаты расчёта сваи на горизонтальные нагрузки
а - изогнутая ось сваи с поверхностным и концевым уширениями по результатам вычисления линейных перемещений в пяти опорах сваи: 1 - без учёта сдвига при *P*=2Н;1′ - с учётом сдвига при *P*=2Н; 2 – без учёта сдвига при *P*=20Н; 2′ - с учётом сдвига при *P*=20Н;
б – эпюра коэффициента постели в зависимости от прилагаемой нагрузки: 1 – в упругой стадии работы; 2 – при *P*=20Н

Таблица 4.9 Результаты перемещений сваи от горизонтальной нагрузки

№ п/п	*P*, Н	$V_{эксперим.}$, мм	$V_{теоретич.}$, мм (предлагаемая методика).	$V_{теоретич.}$, мм. (программа БУ-2)
1	200	1,1	1,2	1,198
2	300	1,5	1,7	1,688
3	500	2,5	2,6	2,59

Получив коэффициенты жёсткости упругих опор по формуле и введя данные в программу ЭВМ БУ-2 «Расчёт балок и свай на упругом основании» (разработана в ГАОУ АО ВО АГАСУ), получаем значения линейных и угловых перемещений в пяти опорах сваи с

уширением (табл. 4.8). Разработанная методика показала хорошее совпадение результатов лабораторных исследований с близкой точностью [316].

Метод деформационного расчёта длинных «гибких» свай с поверхностыми клиновидными уширениями и в виде ступеней

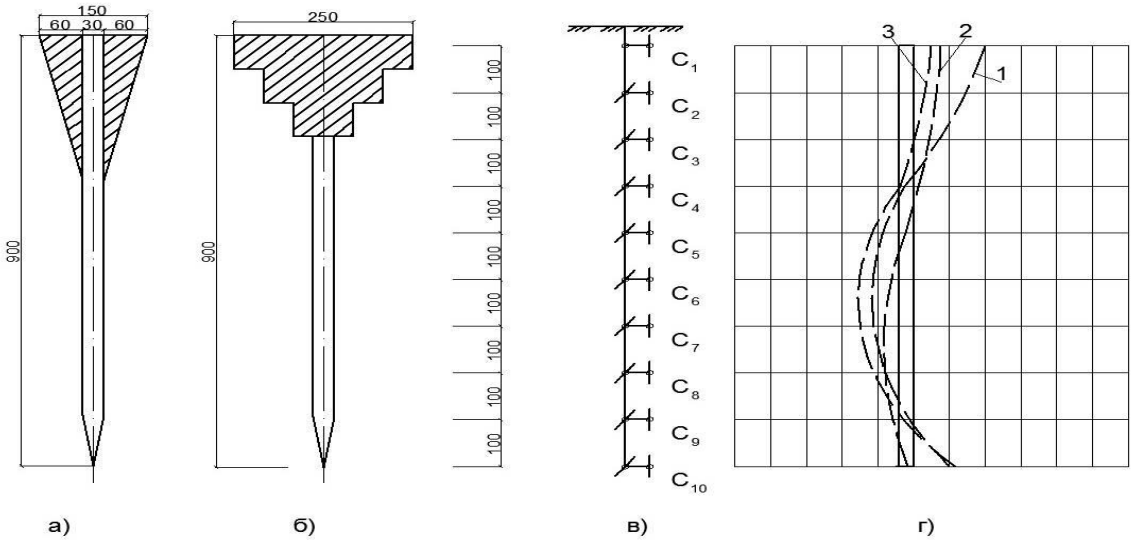


Рисунок 4.45 - Расчетная схема сваи: *а* – с уширением в виде сборных клиньев; *б* - с уширением в виде ступеней; *в* - схема расположения упругих опор; *г* - изогнутая ось сваи по результатам вычисления линейных перемещений: 1 – призматическая свая без уширения, 2 – свая с уширениями в виде клиньев, 3 – свая с уширением в виде ступеней

Исходные данные для расчёта: длина сваи L=9 м; коэффициенты постели - K_1=40000 Н/м^3; K_2=30000 кН/м^3; K_3=45000 кН/м^3; K_4=60000 кН/м^3; горизонтальная нагрузка P=1500 кН; модуль упругости сваи $E_б$=27×10^6; модуль сдвига $G_б$=0,3×$E_б$; h_1=2 м; h_2=4 м; h_3=2 м; h_4>6 м

Определяем условную ширину сваи и результаты расчёта для призматической сваи и с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и ступеней сводим в табл. 4.10:

$$b_{усл} = 0{,}5 + 1{,}5d_{св} \tag{4.48}$$

Таблица 4.10 - Условная ширина свай - результаты расчёта для призматической сваи и с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и ступеней

$d_{призм}$	$d_{клин}$	$d_{ступен}$	$b_{призм}$	$b_{клин}$	$b_{ступен}$
0.3	1.5	2.5	0.95	2.75	4.25
0.3	1.17	1.62	0.95	2.25	3.005
0.3	0.85	0.84	0.95	1.77	1.76
0.3	0.52	0.3	0.95	1.28	0.95
0.3	0.3	0.3	0.95	0.95	0.95
0.3	0.3	0.3	0.95	0.95	0.95
0.3	0.3	0.3	0.95	0.95	0.95
0.3	0.3	0.3	0.95	0.95	0.95

0.3	0.3	0.3	0.95	0.95	0.95

Определяем жесткости упругих опор:

$$C_i = k_i \times l_i \times b_{усл} \quad (4.49)$$

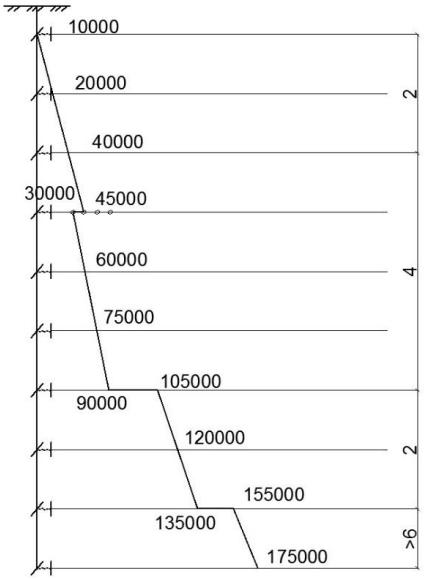


Рисунок 4.46 - Эпюра коэффициента постели трехслойного основания

Полученные данные вычислений для трёх типов свай сводим в таблицу 4.11.

Вычисляем жесткости поперечного сечения при изгибе (EI) и сдвиге (GA):

$$EI = E_б \times \frac{b \times h^3}{12} \quad (4.50)$$

$$GA = 0{,}3 \times E_б \times b \times h \quad (4.51)$$

Результаты расчета сведены в табл. 4.12.

Таблица 4.11 - Жёсткости упругости опор

N п/п	$C_{призм}$, кН/м	$C_{клин}$, кН/м	$C_{ступен}$, кН/м
	1	2	3
1	2375	6875	10625
2	19000	45000	60100
3	42750	79650	79200
4	42750	57600	42750
5	57000	57000	57000
6	71250	71250	71250
7	99750	99750	99750
8	114000	114000	114000
9	147250	147250	147250
10	166250	166250	166250

Таблица 4.12 - Результаты расчёта

N п/п	$EI_{призм}$	$EI_{клин}$	$EI_{ступен}$
	1	2	3
1	18225	11390625	87890625
2		4216246	17500417
3		1174514	1120210
4		164511	18225
5		18225	
6-10			
N п/п	$GA_{призм}$	$GA_{клин}$	$GA_{ступен}$
	1	2	3
1		18225000	50625000
2		11088090	22590090
3		5852250	5715360

4	729000	2190240	729000
5		729000	
6-10			
N п/п	$V_{призм}$	$V_{клин}$	$V_{ступен}$
	1	2	3
1	0.1774330	0.0326299	0.0323239
2	0.0682339	0.0217455	0.0198560
3	0.0084952	0.0110376	0.0074546
4	-0.0067379	0.0012431	-0.0043783
5	-0.0044621	-0.0054574	-0.0058151
6	-.0.0010055	-0.0041283	-0.0018822
7	0.0001418	-0.0008475	-0.0000166
8	0.0001478	0.0001648	0.0001894
9	0.0000275	0.0001247	0.0000538
10	-0.0000122	0.0000053	-0.0000140

Результаты расчёта представлены на рис. 4.45 *г* - изогнутая ось сваи по результатам вычисления линейных перемещений

4.4.3 Метод деформационного расчёта свай с концевыми уширениями в нелинейно-деформируемом основании с учётом сдвига

Работа свайных фундаментов рассчитывается с большей точностью, если учитываются пластические деформации как в грунте, так и в свае. Хотя такой расчёт сваи разработан [96, 170], однако до сих пор отсутствует простая и надёжная методика расчёта свай с концевыми расчётами, внедрённых в нелинейно-деформируемое основание. Представим сравнительно простой метод решения указанной задачи, где определяется влияние на прочность и деформативность конструкции пластической работы грунта и сваи, а также деформации сдвига ее поперечного сечения.

Примем свайную опору, которая внедрена в грунт и загружена в её верхней точке сосредоточенной горизонтальной нагрузкой. Отпор грунта описывается коэффициентом постели, изменяющимся с глубиной (допускается использование других методов описания отпорности грунта).

Свайная опора в расчетах обычно рассматривается как балка, работающая на несколько пролетов и опирающаяся на основание в нескольких местах. При этом каждая из опор учитывает упругость конкретного грунта, прилегающего к сваям. Фиктивные опоры метода

перемещений, расположенные выше поверхности грунта, позволяют учесть пластическую работу сваи (рис. 4.46).

Согласно [171] диаграмма работы каждой *k*-й опоры, моделирующей грунт основания, служащая для вычисления коэффициента постели, строится по формуле:

$$y(x_k)=\left(\frac{1-\mu^2(x_k)}{E_0(x_k)}\,\omega b\right)\frac{P_k}{1-P_k/P_k^{np}}, \qquad (4.52)$$

где $y(x_k)$ - перемещение штампа в уровне *k*-й фиктивной опоры грунта;

$E_0(x_k)$, $\mu(x_k)$ - модуль деформации и коэффициент Пуассона в уровне *k*-й фиктивной опоры;

b - ширина штампа, передающего давление на грунт, равная ширине сваи;

ω - безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения сторон штампа;

P_k - давление в уровне контакта штампа и грунта (*k*-й фиктивной опоры), Па.

Диаграмма работы каждой *k*-й опоры, моделирующей грунт основания, служащая для вычисления коэффициента постели, строится по формуле (4.51). По данным вычислений (табл. 4.14, 4.15) строим диаграмму работы упругих опор сваи. По данным диаграммы получаем (рис. 4.47):

Таблица 4.13 - Модуль упругости грунта и давление по боковой поверхности сваи

N п/п опоры	*X, м*	*E, кПа*	$P_{пр}$,*кПа*	ω
	1	2	3	4
1	0.11	4081	40	2.2
2	0.33	36734	360	2.2
3	0.55	102040	1000	2.2
4	0.77	200000	1960	2.2

Таблица 4.14 - Результаты вычислений модуля упругости E грунта

N п/п опоры	*X, м*	*E, кПа*	$P_{пр}$,*кПа*	ω
	1	2	3	4
1	0.11	4081	40	1.12
2	0.33	36734	360	2.2
3	0.55	102040	1000	2.2
4	0.77	200000	1960	1.12

Таблица 4.15 - Результаты вычислений смещений опор при различном загружении

N п/п опоры	Смещение опор, м	P_1=10 кПа	P_2=20 кПа	P_3= 30 кПа	P_4= 50 кПа	P_4= 100 кПа
	1	2	3	4	5	6
1	$y_{(x=0.11)}$	0.00026	0.0008	0.0024	-	-
2	$y_{(x=0.33)}$	0.000023	0.000047	0.000074	0.00013	0.00031
3	$y_{(x=0.55)}$	0.000008	0.000016	0.000025	0.000042	0.00023
4	$y_{(x=0.77)}$	0.000004	0.0000083	0.000012	0.000021	0.00014
	1	2	3	4	5	6
	Смещение опор, м	P_5= 200 кПа	P_6=300 кПа	P_7=500 кПа	P_8=800 кПа	P_9=1000 кПа
	7	8	9	10	11	12
1	$y_{(x=0.11)}$	-	-	-	-	-
2	$y_{(x=0.33)}$	-	-	-	-	-
3	$y_{(x=0.55)}$	0.0002	0.00034	0.0008	0.003	-
4	$y_{(x=0.77)}$	0.00009	0.00014	0.00027	0.00055	0.00084

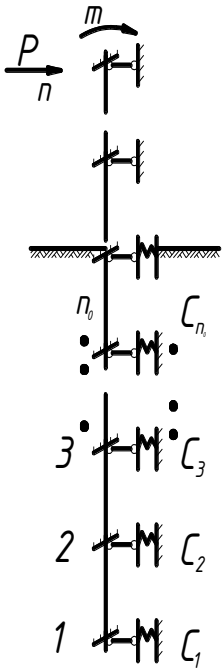


Рисунок 4.46 - Расчётная схема сваи

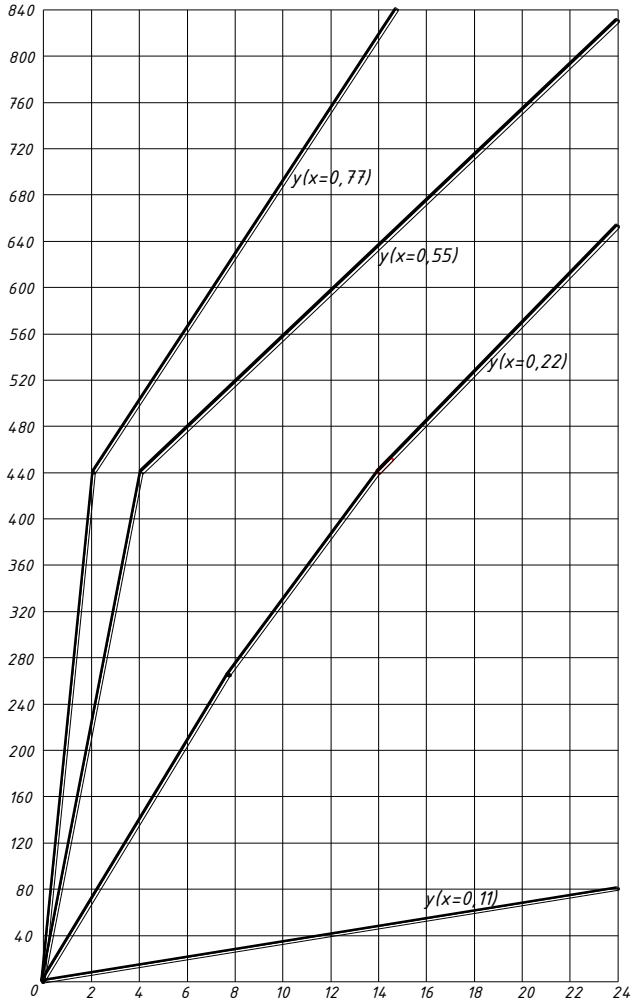


Рисунок 4.47 - Диаграмма работы упругих опор сваи с уширениями из щебня

4.4.4 Определение реактивных силовых факторов сваи с совместными поверхностными и концевыми уширениями в однослойном основании

Экспериментальными исследованиями установлено, что доля сопротивления горизонтальной нагрузке вследствие трения на боковых поверхностях пирамидальных свай может достигать 30-45% от общего [36-38]. Используя универсальный метод расчёта пирамидальных свай на горизонтальную нагрузку и изгибающий момент с учётом трения на боковых гранях по Готману А. Л. [48-50] для сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев и концевым «жёстким» уширением путём втрамбовывания щебня построим расчётную схему, отличие которой от расчётной схемы сваи без уширений, заключается в граничных условиях на верхнем и нижнем концах конструкции (см. рис. 4.48). Основные предпосылки метода представлены в п.1.2.2., разовьём данную методику для конструкции сваи с поверхностными и концевыми уширениями.

В соответствии с результатом экспериментов в п. 3.2.4 и п.3.3.2 третьего раздела диссертации нижний конец сваи закреплён без возможности горизонтального перемещения при смещении ствола от действия нагрузки с возможностью поворота. В связи с этим, принимаем следующие граничные условия:

$$z = I, U_e = 0, M_e = 0, Q_e = P \tag{4.53}$$

где P – реактивная сила, возникающая в уровне нижнего конца сваи.

При выводе формул для расчёта сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев и концевым «жёстким» уширением путём втрамбовывания щебня на горизонтальную нагрузку изменение горизонтального перемещения сваи U_z по глубине принимаем как для стержня в упругой среде в виде:

$$U_z = U_0\left(1 - z / l_0\right) \tag{4.54}$$

Принимаем следующие предпосылки:

- свая с совместными концевым и поверхностным уширением состоит из трёх разных по сечению частей: клиновидного поверхностного уширения, призматической части сваи и концевого сферического уширения.

- размер стороны сечения поверхностного уширения в виде сборных клиньев длиной 3 метра принимаем с глубиной изменения по следующей линейной зависимости:

$$d_{пов.уш.z} = d_{пов.уш.0} - \xi d_{пов.уш.0} z \tag{4.55}$$

- размер стороны сечения призматической части тела сваи длиной 10,75 метра принимаем с глубиной изменения по следующей линейной зависимости:

$$d_{св.z} = d_{св.} - \xi d_{св.z} z \tag{4.56}$$

$$\xi = \left(d_{св.0} - d_{св.z}\right) / l_{призм.св.} d_{св.0}$$
$$\xi_{пов.уш.} = \left(d_{пов.уш.0} - d_{пов.уш.z}\right) / l_{пов.уш.} d_{пов.уш.0} \tag{4.57}$$

где $d_{св.}$ и $d_{св.z}$ - размеры стороны сечения соответственно верха и низа поверхностного уширения в виде сборных клиньев; $d_{пов.уш.0}$ и $d_{пов.уш.z}$ - размеры стороны сечения соответственно верха и низа призматической части сваи; $l_{призм.св.}$ и $l_{пов.уш.}$ - длина соответственно призматической части сваи и поверхностного уширения; z – расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения поверхностного уширения или призматической части сваи.

Из условия равновесия действующих и реактивных сил, в соответствии с расчётной схемой на рис. 4.48 поперечную силу Q_z и изгибающий момент M_z запишем в произвольном сечении сваи на глубине z при действии внешних горизонтальной нагрузки H_0 и изгибающего момента M_0:

$$Q_0 = H_0 - Q^{ср}{}_z; M_z = M_0 + H_0 z - M^{ср}{}_z \tag{4.58}$$

При этом после интегрирования и с учётом граничных условий (4.52) получаем систему двух уравнений, из решений которой получим формулы для определения перемещения и угла поворота сваи в уровне поверхности грунта:

$$U_0 = H_0 \delta_{нн} + M_0 \delta_{мн};$$
$$\varphi_0 = H_0 \delta_{мн} + M_0 \delta_{мм} \tag{4.59}$$

где $\delta_{нн}$ и $\delta_{мн}$ - горизонтальное перемещение и угол поворота конструкции в уровне поверхности грунта от H_0 =1; $\delta_{нм}$ и $\delta_{мм}$ - горизонтальное перемещение и угол поворота конструкции в уровне поверхности грунта от M_0 =1.

Значения $\delta_{нн}$, $\delta_{нм}$, $\delta_{мн}$ и $\delta_{мм}$ определяются по формулам

$$\delta_{нн} = \frac{\Phi_4 - l\Phi_2}{\eta}; \delta_{нм} = \delta_{мн} = -\frac{\Phi_2}{\eta}; \delta_{мм} = \frac{\Phi_1}{\eta} \tag{4.60}$$

где

$$\Phi_{1св.} = 4D - 3\xi C; \Phi_{2св.} = 6B - 4\xi$$
$$\Phi_{1пов.уш.} = 4D - 3\xi_{пов.уш.} C; \Phi_{2пов.уш.} = 6B - 4\xi_{пов.уш.}$$

$$\Phi_{3св.} = 12A - 6\xi A; \Phi_{3пов.уш.} = 12A - 6\xi_{пов.уш.} A;$$
$$\Phi_{4св.} = d_{св.0}\left(\xi\overline{B} - 2\overline{A}\right); \Phi_{5св.} = \frac{d_{св.0}}{3}\left(3\overline{B} - 2\xi\overline{D}\right); \quad (4.61)$$
$$\Phi_{4пов.уш.} = d_{пов.уш.0}\left(\xi_{пов.уш.}\overline{B} - 2\overline{A}\right); \Phi_{5пов.уш.} = \frac{d_{пов.уш.0}}{3}\left(3\overline{B} - 2\xi_{пов.уш.}\overline{D}\right);$$

$$A = \sum_{i=1}^{j} K_i\left(z_i - z_{i-1}\right); B = \sum_{i=1}^{j} K_i\left(z^2{}_i - z^2{}_{i-1}\right)$$
$$D = \sum_{i=1}^{j} K_i\left(z^3{}_i - z^3{}_{i-1}\right); C = \sum_{i=1}^{j} K_i\left(z^4{}_i - z^4{}_{i-1}\right) \quad (4.62)$$

Тогда, исходя из (4.55):

$$U_0 = \frac{M_0\Phi_2 + H_0\Phi_1 + D'}{\eta + \eta_1} \quad (4.63)$$

$$\varphi = \frac{M_0\Phi_3 + H_0\Phi_2 + C'}{\eta + \eta_2}$$

$$\text{где } \eta_1 = \frac{PJ_1}{\eta}; \eta_2 = \frac{PJ_2}{\eta}; J_1 = \Phi_2 l - \Phi_1; \quad (4.64)$$
$$J_2 = \Phi_3 l - \Phi_2$$

Для призматической части сваи:

$$Q_Z = H_0 - \frac{d_0}{12}\left(U_0\Phi_3 - \varphi_0\Phi_2\right) + \Phi_4$$
$$M_z = M_0 + H_0 z + U_0\frac{d}{12}(\Phi_2 - z\Phi_3) + \varphi_0\frac{d}{12}(z\Phi_2 - \Phi_1) + z\Phi_4 + \Phi_3 \quad (4.65)$$

Значение P определяем исходя из условия нахождения перемещения конструкции в уровне подошвы:

$$U_e = U_0 - \varphi_0 l = 0 \quad (4.66)$$

Подставляя выражения (4.59) в (4.61) и решая относительно P, получим:

$$P = \frac{H_0\left(\Phi_{1конц.уш.} - \Phi_{2_{конц.уш.}} l\right) + M_0\left(\Phi_{2_{конц.уш.}} - \Phi_{3_{конц.уш.}} l\right)}{J_{2_{конц.уш.}} + lJ_{1_{конц.уш.}}} \quad (4.67)$$

где $l = l_{пов.уш.} + l_{призм.св.} + 0.5l_{конц.уш.}$. Исходные данные для расчёта: свая длиной 12,5 м, с совместными концевым и поверхностным уширением состоит из трёх разных по сечению частей: клиновидного поверхностного уширения длиной 3 м, призматической части сваи длиной 7 м и концевого сферического уширения – 2,5 м. Диаметр сваи – 300х300 мм, диаметр поверхностного уширения – 1500 мм, концевого – 1500 мм. Физико-механические характеристики грунтового основания приняты по результатам натурных экспериментов в п. 3.3.2.

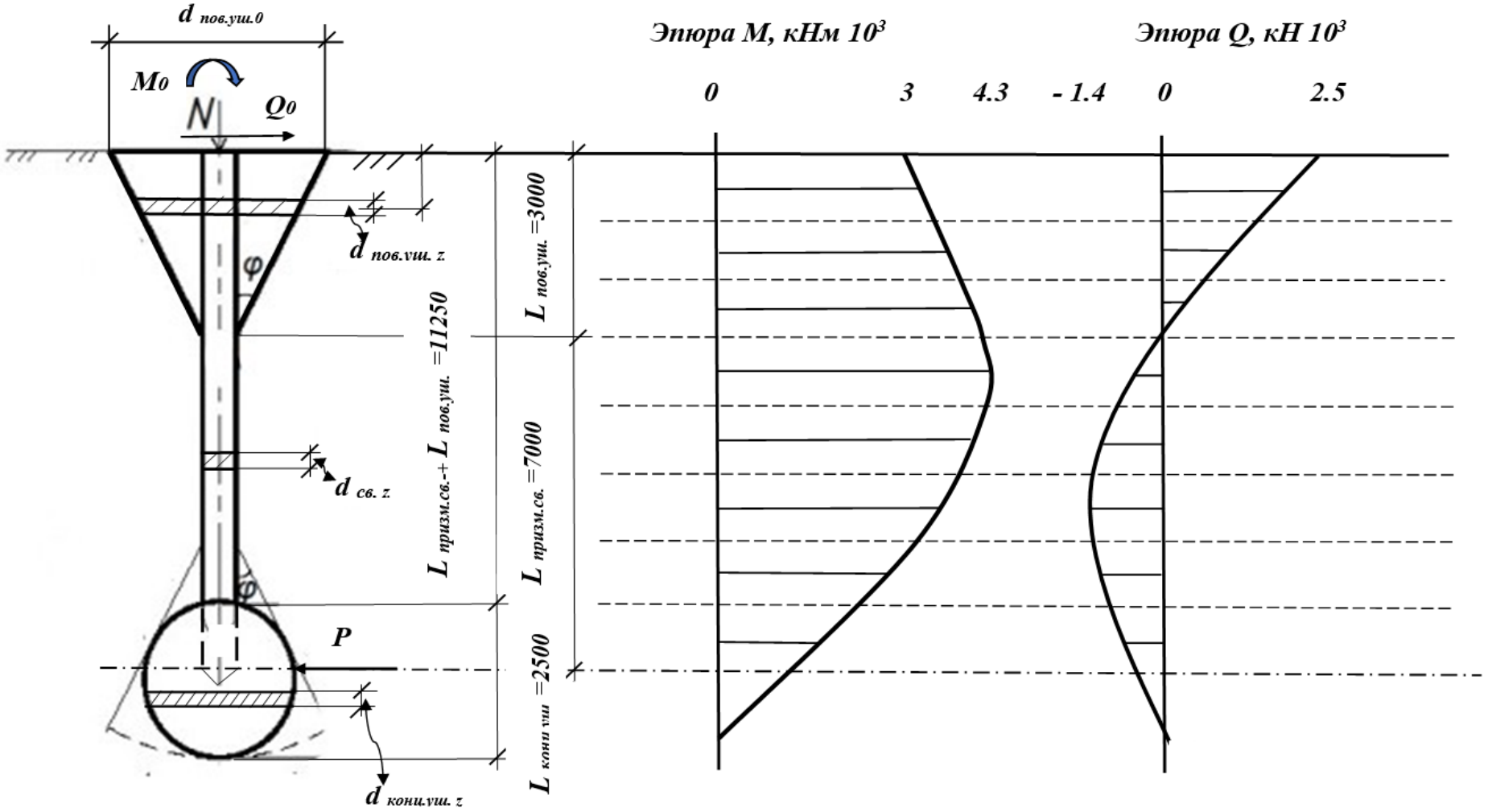


Рисунок 4.48 - Расчётная схема сваи с концевым и поверхностным уширениями и эпюры изгибающего момента и поперечной силы с учётом трения на боковой поверхности

242

4.4.5 Методика расчёта свай с уширениями, основанная на свойствах изображений Фурье финитных функций

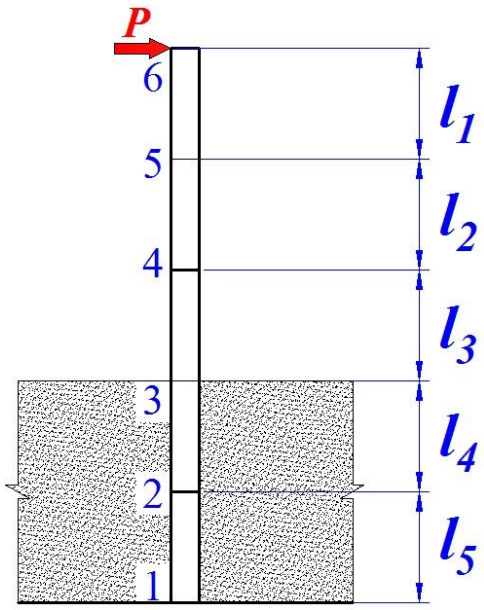


Рисунок 4.49 - Расчётная схема сваи с высоким ростверком под опоры мостовых сооружений на статическое горизонтальное воздействие

Согласно результатам, представленным в первом разделе (пункты 1.2.2 и 1.2.3), для определения характеристик свайных оснований, особенно при расчете нагрузок, действующих горизонтально и меняющихся во времени, одним из наиболее надежных подходов является применение методов, заимствованных из теории упругости и строительной механики. Эти методы базируются на использовании преобразований Фурье для представления конечных функций и были разработаны профессором РУТ МИИТА, доктором технических наук Е.Н. Курбацким [158, 160]. Сваи с уширениями являются сложносочленёнными конструкциями, элементы которых имеют ни только различные геометрические параметры, но и физические характеристики, что отражается на точности результатов расчёта. Поэтому в работе рассмотрен метод решения расчёта свай с уширениями, основанного на свойствах изображения Фурье финитных функций.

В целях создания методики расчёта свай, имеющих уширения в нижней части, и использующей возможности преобразования Фурье для конечно-разностных функций с дискретными ступенчатыми параметрами, рассмотрим сваю, установленную в грунте, при воздействии статических и гармонических нагрузок, длиной L. Разделим на три участка сваю со ступенчатыми уширениями, расширяющиеся к поверхности с соответствующими длинами l_1, l_2, l_3., с кусочно-постоянными изгибной жёсткостью EI_1, EI_2, EI_3 и жёсткостью основания k_1, k_2, k_3 по трём участкам. Примем начало координат в верхнем сечении каждого участка сваи, обозначив их точками [*1, 2, 3, 4*] (рис. 4.49).

Перечислим основные определения и теоремы применяемые в разрабатываемой методике расчёта свай с уширениями:

1) *Финитная функция*. Функции, тождественно равные нулю вне конечного интервала (a, b) (вне ограниченной области Ω), называются финитными.Финитную функцию можно получить, умножив определённую на всей оси функцию на функцию, равную единице

на интервале (a, b) и равную нулю вне этого интервала. Функции, описывающие напряжённо-деформированное состояние тел ограниченных размеров, можно всегда записать в виде финитных функций, используя для этой цели *функцию Хевисайда* Дифференциальные уравнения, устанавливающие связь между силовым воздействием на механическую систему и функциями, определяющими её напряжённо-деформированное состояние, можно также представить в финитных функциях (рис. 4.50).

2) Изображения Фурье финитных функций обладают замечательным свойством - они являются целыми функциями. *Целые функции*. Целой функцией называется аналитическая функция комплексного переменного, представимая всюду сходящимся степенным рядом $f(z) = C_0 + C_1 z + C_2 z^2 + C_3 z^3 + \ldots$

Целыми функциями являются: многочлены – $P_n(x) = C_0 + C_1 x + C_2 x^2 + \ldots + C_n x^n$,

тригонометрические функции - sinx и cosx, экспоненциальные функции и т. д., в общем, все функции, которые можно представить сходящимися степенными рядами. Областью определения этих функций является вся комплексная плоскость, т.е. аргумент этих функций может принимать комплексные значения $z = x + iy$.

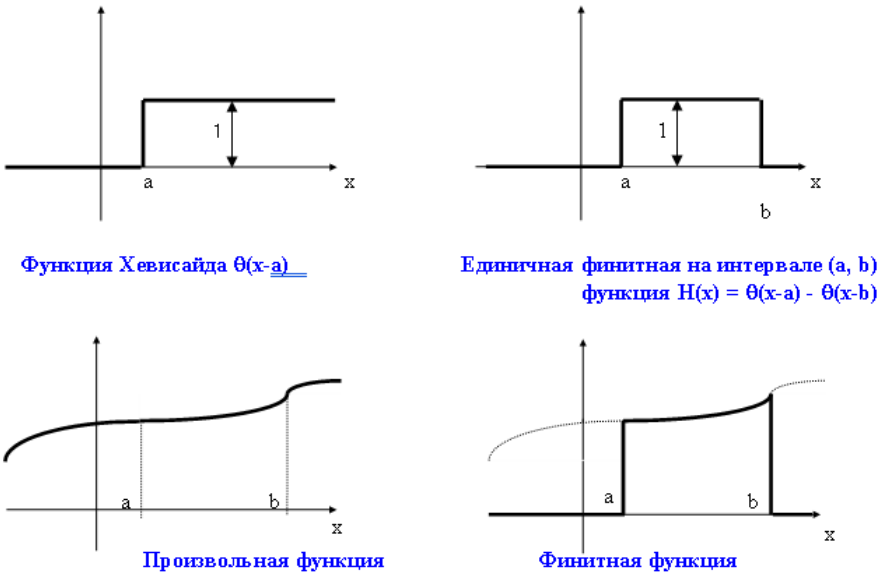


Рисунок 4.50 - Графическое пояснение граничных условий функций, принятых в методике

3) *Теорема Винера - Пэли - Шварца*. Преобразование Фурье финитной функции V(x), обращающейся в нуль при $|x| > a$, есть целая функция.

4) Для решения задач понадобится теорема о делимости многочлена.

Теорема Безу. Многочлен, целый относительно x, делится на одночлен (x-a) без остатка или имеет остаток, равный тому значению делимого, которое оно принимает при x = a.

Например, для того, чтобы многочлен $P_n(x)$ делился на одночлен (x-a) без остатка, необходимо чтобы $P_n(a) = C_0 + C_1 a + C_2 a^2 + ... + C_n a^n = 0$.

5) *Интеграл (преобразование) Фурье*. Действие над функцией *f(t)*, выполняемое по формуле $F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt$ называется преобразованием Фурье.

Обратная операция (обратное преобразование Фурье) определяется выражением

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{-i\omega t} d\omega .$$

Запишем дифференциальное уравнение изгиба участка сваи l_1 в обобщённых финитных функциях:

$$\begin{aligned} EI_1 \frac{d^4 u_1}{dx^4} &= EI_1 u_1(0)\delta'''(x) - EIu_1(l_1)\delta'''(x-l_1) + EI_1 u_1'(0)\delta''(x) - EI_1 u_1'(l_1)\delta''(x-l_1) + \\ &+ M(0)\delta'(x+l_1) - M\delta'(x-l_1) + Q(0)\delta(x+l_1) - Q(l_1)\delta(x-l_1) \end{aligned} \quad (4.68)$$

Разделив на изгибную жёсткость и используя общепринятое обозначение $4\beta_2^4 u_2 = k / EI$ имеем

$$\begin{aligned} \frac{d^4 u_1}{dx^4} &= u_1(0)\delta'''(x) - u_1(l_1)\delta'''(x-l_1) + u_1'(0)\delta''(x) - u_1'(l_1)\delta''(x-l_1) + \\ &+ \frac{M(0)}{EI_1}\delta'(x) - \frac{M(l_1)}{EI_1}\delta'(x-l_1) + \frac{Q(0)}{EI_1}\delta(x) - \frac{Q(l_1)}{EI_1}\delta(x-l_1) \end{aligned} \quad (4.69)$$

Применим преобразования Фурье к обеим частям уравнения

$$\tilde{u}_1(\nu)(\nu^4) = \frac{1}{EI_1}\tilde{Q}(\nu);\ \tilde{u}_1(\nu) = \frac{\tilde{Q}(\nu)}{EI_1(\nu^4)}, \quad (4.70)$$

где

$$\begin{aligned} \tilde{Q}(\nu) &= \frac{P}{EI_1} + u_1(0)(-i\nu)^2 - u_1(0)(-i\nu)^3 - \frac{Q(l_1)}{EI_1} - \frac{M(l_1)}{EI_1}(-i\nu)e^{-i\nu l_1} - \\ &- u_1'(l_1)(-i\nu)^2 e^{-i\nu l_1} - u(l_1)(-i\nu)^3 e^{-i\nu l_1} \end{aligned} \quad (4.71)$$

$$\begin{aligned} -\frac{P}{EI_1} &= \frac{Q(0)}{EI_1} + \frac{M(0)}{EI_1}(-i\nu) + u_1'(0)(-i\nu)^2 + u_1(0)(-i\nu)^3 - \frac{Q(l_1)}{EI_1} - \\ &- \frac{M(l_1)}{EI_1}(-i\nu)e^{-i\nu l_1} - u_1'(l_1)(-i\nu)^2 e^{-i\nu l_1} - u(l_1)(-i\nu)^3 e^{-i\nu l_1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\frac{P}{EI_1} &= \frac{Q(0)}{EI_1} - i\frac{M(0)}{EI_1}\nu - u_1'(0)\nu^2 + iu_1(0)\nu^3 - \\ &- \frac{Q(l_1)}{EI_1}e^{-i\nu l_1} + i\frac{M(l_1)}{EI_1}\nu e^{-i\nu l_1} + u_1'(l_1)\nu^2 e^{-i\nu l_1} - iu(l_1)\nu^3 e^{-i} \end{aligned} \quad (4.72)$$

Учтём граничные условия

$$-\frac{P}{EI_1}=-u_1'(0)\nu^2+iu_1(0)\nu^3-\frac{Q(l_1)}{EI_1}e^{-i\nu l_1}+i\frac{M(l_1)}{EI_1}\nu e^{-i\nu l_1}+u_1'(l_1)\nu^2e^{-i\nu l_1}-iu(l_1)\nu^3e^{-i\nu l_1}$$
$$при\ \nu=0\quad -\frac{P}{EI_1}=-\frac{Q(l_1)}{EI_1} \tag{4.73}$$

Знаменатель имеет корень кратности, равный 4 при $\nu=0$

В соответствии с теоремой Винера Пэли Шварца функция $\tilde{u}_1(\nu)$ должна быть целой, т.к. является изображением Фурье, финитной функции. Поэтому числитель $\tilde{Q}(\nu)$ должен делиться без остатка на знаменатель ν^4. Это условие эквивалентно четырём уравнениям:

$$\tilde{Q}(0)=0;\ \ \frac{\partial\tilde{Q}(0)}{\partial\nu}=0;\quad \frac{\partial^2\tilde{Q}(0)}{\partial\nu^2}=0;\ \frac{\partial^3\tilde{Q}(0)}{\partial\nu^3}=0. \tag{4.74}$$

Которые в развёрнутом виде имеют вид:

$$-\frac{P}{EI_1}=-u_1'(0)\nu^2+i\frac{M(l_1)}{EI_1}\nu e^{-i\nu l_1}+u_1'(l_1)\nu^2e^{-i\nu l_1}-iu(l_1)\nu^3e^{-i\nu l_1} \tag{4.75}$$

$$0=-2\nu u_1'(0)+3i\nu^2u_1(0)+\frac{Q(l_1)}{EI_1}il_1e^{-i\nu l_1}+i\frac{M(l_1)}{EI_1}\left[e^{-i\nu l_1}-il_1\nu e^{-i\nu l_1}\right]+$$
$$+u_1'(l_1)\left[2\nu e^{-i\nu l_1}-il_1\nu^2e^{-i\nu l_1}\right]-iu(l_1)\left[3\nu^2e^{-i\nu l_1}-il_1\nu^3e^{-i\nu l_1}\right] \tag{4.76}$$

При ν=0

$$\frac{Q(l_1)}{EI_1}il_1+i\frac{M(l_1)}{EI_1}=0\ \Rightarrow Q(l_1)l_1+M(l_1)=0 \tag{4.77}$$

$$0=-2\nu u_1'(0)+3i\nu^2u_1(0)+\frac{Q(l_1)}{EI_1}il_1e^{-i\nu l_1}+i\frac{M(l_1)}{EI_1}\left[e^{-i\nu l_1}-il_1\nu e^{-i\nu l_1}\right]+$$
$$+u_1'(l_1)\left[2\nu e^{-i\nu l_1}-il_1\nu^2e^{-i\nu l_1}\right]-iu(l_1)\left[3\nu^2e^{-i\nu l_1}-il_1\nu^3e^{-i\nu l_1}\right] \tag{4.78}$$

$$\frac{\partial^2Q}{\partial\nu^2}=-2u_1'(0)+6i\nu u_1(0)+\frac{Q(l_1)}{EI_1}l_1^2e^{-i\nu l_1}+i\frac{M(l_1)}{EI_1}\left[-il_1e^{-i\nu l_1}-(il_1e^{-i\nu l_1}+l_1^2\nu e^{-i\nu l_1}\right]+$$
$$+u_1'(l_1)\left[(2e^{-i\nu l_1}-il_12\nu e^{-i\nu l_1})-(2il_1\nu e^{-i\nu l_1}+l_1^2\nu^2e^{-i\nu l_1})\right]-$$
$$-iu(l_1)\left[6\nu e^{-i\nu l_1}-3il_1\nu^2e^{-i\nu l_1}-(3il_1\nu^2e^{-i\nu l_1}+l_1^2\nu^3e^{-i\nu l_1})\right] \tag{4.79}$$

При ν=0

$$0=-2u_1'(0)+\frac{Q(l_1)}{EI_1}l_1^2+2l_1\frac{M(l_1)}{EI_1}+2u_1'(l_1) \tag{4.80}$$

$$\frac{\partial^3 Q}{\partial \nu^3} = 6iu_1(0) - il_1^3 \frac{Q(l_1)}{EI_1} e^{-i\nu l_1} + i\frac{M(l_1)}{EI_1}\left[-l_1^2 e^{-i\nu l_1} - (l_1^2 e^{-i\nu l_1} + l_1^2 e^{-i\nu l_1} - il_1^3 \nu e^{-i\nu l_1})\right] +$$
$$+u_1'(l_1)\left[(-2il_1 e^{-i\nu l_1} - il_1 2e^{-i\nu l_1} - 2l_1^2 \nu e^{-i\nu l_1}) - (2il_1 e^{-i\nu l_1} + 2l_1^2 \nu e^{-i\nu l_1} + 2l_1^2 \nu e^{-i\nu l_1} - il_1^3 \nu^2 e^{-i\nu l_1})\right] -$$
$$-iu(l_1)\left[6e^{-i\nu l_1} - 6il_1 \nu e^{-i\nu l_1} - 6il_1 \nu e^{-i\nu l_1} - 3l_1^2 \nu^2 e^{-i\nu l_1} - (6il_1 \nu e^{-i\nu l_1} - 3il_1^2 \nu^2 e^{-i\nu l_1} + 3l_1^2 \nu^2 e^{-i\nu l_1} - il_1^3 \nu^3 e^{-i\nu l_1})\right]$$

При ν =0

$$\begin{aligned} 0 &= 6iu_1(0) - il_1^3 \frac{Q(l_1)}{EI_1} - 3il_1^2 \frac{M(l_1)}{EI_1} - 6il_1 u_1'(l_1) - 6iu(l_1) \\ 0 &= 6u_1(0) - l_1^3 \frac{Q(l_1)}{EI_1} - 3l_1^2 \frac{M(l_1)}{EI_1} - 6l_1 u_1'(l_1) - 6u(l_1) \end{aligned} \tag{4.81}$$

Получим матрицу коэффициентов граничного элемента (сваи l_1)

$$\begin{bmatrix} u'(0) & u(0) & Q(l_1) & M(l_1) & u'(l_2) & u(l_1) \\ 0 & 0 & -1/EI_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & l_1/EI_1 & 1/EI_1 & 0 & 0 \\ -2 & 0 & l_1^2/EI_1 & 2l_1/EI_1 & 2 & 0 \\ 0 & 6 & -l_1^3/EI_1 & -3l_1^2/EI_1 & -6l_1 & -6 \end{bmatrix} \tag{4.82}$$

Запишем дифференциальное уравнение изгиба участка сваи l_2 в обобщённых финитных функциях

$$EI_2 \frac{d^4 u_2}{dx^4} + k_2 u_2 = EI_2 u(0)\delta'''(x) - EIu(l_2)\delta'''(x-l_2) + EI_2 u'(0)\delta''(x) - EI_2 u'(l_2)\delta''(x-l_2) + \tag{4.83}$$
$$+M(0)\delta'(x+l_2) - M\delta'(x-l_2) + Q(0)\delta(x+l_2) - Q(l_2)\delta(x-l_2)$$

Разделив на изгибную жёсткость и используя общепринятое обозначение $4\beta_2^4 u_2 = k/EI$ имеем

$$\frac{d^4 u_2}{dx^4} + 4\beta_2^4 u_2 = u(0)\delta'''(x) - u(l_2)\delta'''(x-l_2) + u'(0)\delta''(x) - u'(l_2)\delta''(x-l_2) +$$
$$+\frac{M(0)}{EI_2}\delta'(x) - \frac{M(l_2)}{EI_2}\delta'(x-l_2) + \frac{Q(0)}{EI_2}\delta(x) - \frac{Q(l_2)}{EI_2}\delta(x-l_2) \tag{4.84}$$

$$\tilde{u}_2(\nu) = \frac{1}{EI_2}\frac{\tilde{Q}(\nu)}{\nu^4 + 4\beta_2^4} \tag{4.85}$$

В соответствии с теоремой Винера-Пэли-Шварца функция $\tilde{u}_2(\nu)$ должна быть целой, т.к. является изображением Фурье, финитной функции. Поэтому числитель $\tilde{Q}(\nu)$ должен делиться без остатка на знаменатель $\nu^4 + 4\beta_2^4$, что соответствует условию делимости функции $\tilde{Q}(\nu)$ на одночлены $(\nu - \nu_j)$, где $\nu_j, (j = 1,2,3,4)$ являются корнями знаменателя:

$$\nu^4 + 4\beta_2^4 = 0 \tag{4.86}$$

Имеем:

$\tilde{Q}(\nu_j)=0;(j=1,2,3,4)$

$$\tilde{Q}(\nu)=\frac{Q(0)}{EI_2}+\frac{M(0)}{EI_2}(-i\nu)+u'(0)(-i\nu)^2+u(0)(-i\nu)^3-\frac{Q(l_2)}{EI_2}-$$
$$-\frac{M(l_2)}{EI_2}(-i\nu)e^{i\nu l_2}-u'(l_2)(-i\nu)^2e^{i\nu l_2}-u(l_2)(-i\nu)^3e^{i\nu l_2} \quad (4.87)$$

$$\begin{bmatrix} Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & Q(l_2) & M(l_2) & u'(l_2) & u(l_2) \\ 1/EI_2 & -i\nu_1/EI_2 & -\nu_1^2 & -i\nu_1^3 & -1/EI_2 & i\nu_1e^{i\nu_1l_2}/EI_2 & -\nu_1^2e^{i\nu_1l_2} & -i\nu_1^3e^{i\nu_1l_2} \\ 1/EI_2 & -i\nu_2/EI_2 & -\nu_2^2 & -i\nu_2^3 & -1/EI_2 & i\nu_2e^{i\nu_2l_2}/EI_2 & -\nu_2^2e^{i\nu_2l_2} & -i\nu_2^3e^{i\nu_2l_2} \\ 1/EI_2 & -i\nu_3/EI_2 & -\nu_3^2 & -i\nu_3^3 & -1/EI_2 & i\nu_3e^{i\nu_3l_2}/EI_2 & -\nu_3^2e^{i\nu_3l_2} & -i\nu_3^3e^{i\nu_3l_2} \\ 1/EI_2 & -i\nu_4/EI_2 & -\nu_4^2 & -i\nu_4^3 & -1/EI_2 & i\nu_4e^{i\nu_4l_2}/EI_2 & -\nu_4^2e^{i\nu_4l_2} & -i\nu_4^3e^{i\nu_4l_2} \end{bmatrix} \quad (4.88)$$

$$\frac{Q(0)}{EI_2}+\frac{M(0)}{EI_2}(-i\nu_j)-\frac{Q(l_2)}{EI_2}-\frac{M(l_2)}{EI_2}(-i\nu)+\nu_j^2u'(0)-i\nu_j^3u(0)-\nu_j^2u'(l_2)e^{i\nu_jl}+i\nu_j^3u(l_2)e^{i\nu_jl}=0; \quad (4.89)$$

$(j=1,2,3,4);$

$$\nu_1=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}}=\beta(1+i);\qquad \nu_1^2=2\beta^2e^{i\frac{\pi}{2}}=2\beta^2i;\quad \nu_1^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{3\pi}{4}}=2\beta^3(-1+i);$$
$$\nu_2=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{3\pi}{4}}=\beta(-1+i);\quad \nu_2^2=2\beta^2e^{i\frac{3\pi}{2}}=-2\beta^2i;\quad \nu_2^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{\pi}{4}}=2\beta^3(1+i);$$
$$\nu_3=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{5\pi}{4}}=\beta(-1-i);\quad \nu_3^2=2\beta^2e^{i\frac{\pi}{2}}=2\beta^2i;\quad \nu_3^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{7\pi}{4}}=2\beta^3(1-i);$$
$$\nu_4=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{7\pi}{4}}=\beta(1-i);\qquad \nu_4^2=2\beta^2e^{i\frac{\pi}{2}}=-2\beta^2i;\quad \nu_4^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{5\pi}{4}}=2\beta^3(-1-i); \quad (4.90)$$

$$\tilde{Q}_1(\nu)=\tilde{q}_1(\nu)+Q(l)e^{i\nu l}+M(l)(-i\nu)e^{i\nu l}+EIu'(l)(-i\nu)^2e^{i\nu l}+EIu(l)(-i\nu)^3e^{i\nu l} \quad (4.91)$$

Получим матрицу коэффициентов граничного элемента (сваи l_2, l_3, l_4)

$$\begin{bmatrix} Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & Q(l_2) & M(l_2) & u'(l_2) & u(l_2) \\ 1/EI_2 & -i\beta(1+i)/EI_2 & -2\beta^2i & -i2\beta^3(-1+i) & -1/EI_2 & i\beta(1+i)e^{i\nu_1l_2}/EI_2 & -2\beta^2ie^{i\nu_1l_2} & -i2\beta^3(-1+i)e^{i\nu_1l_2} \\ 1/EI_2 & -i\beta(-1+i)/EI_2 & 2\beta^2i & -i2\beta^3(1+i) & -1/EI_2 & i\beta(-1+i)e^{i\nu_2l_2}/EI_2 & 2\beta^2ie^{i\nu_2l_2} & -i2\beta^3(1+i)e^{i\nu_2l_2} \\ 1/EI_2 & -i\beta(-1-i)/EI_2 & -2\beta^2i & -i2\beta^3(1-i) & -1/EI_2 & i\beta(-1-i)e^{i\nu_3l_2}/EI_2 & -2\beta^2ie^{i\nu_3l_2} & -i2\beta^3(1-i)e^{i\nu_3l_2} \\ 1/EI_2 & -i\beta(1-i)/EI_2 & 2\beta^2i & -i2\beta^3(-1-i) & -1/EI_2 & i\beta(1-i)e^{i\nu_4l_2}/EI_2 & 2\beta^2ie^{i\nu_4l_2} & -i2\beta^3(-1-i)e^{i\nu_4l_2} \end{bmatrix} \quad (4.92)$$

По аналогии производим вычисления диффренциального уравнения изгиба участка сваи l_3 в обобщённых финитных функциях

Подставим корни, квадраты и кубы корней, которые понадобятся для дальнейших алгебраических преобразований:

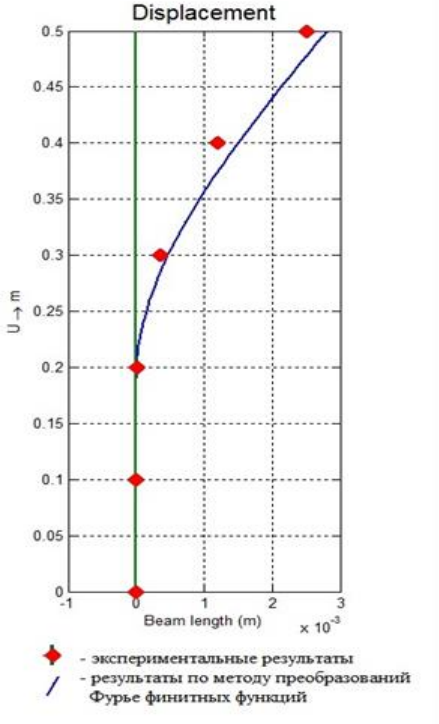
$$\begin{aligned}
&\nu_1 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}} = \beta(1+i); \quad \nu_1^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{\pi}{2}} = 2\beta^2 i; \quad \nu_1^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{3\pi}{4}} = 2\beta^3(-1+i);\\
&\nu_2 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{3\pi}{4}} = \beta(-1+i); \quad \nu_2^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{3\pi}{2}} = -2\beta^2 i; \quad \nu_2^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{\pi}{4}} = 2\beta^3(1+i);\\
&\nu_3 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{5\pi}{4}} = \beta(-1-i); \quad \nu_3^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{\pi}{2}} = 2\beta^2 i; \quad \nu_3^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{7\pi}{4}} = 2\beta^3(1-i);\\
&\nu_4 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{7\pi}{4}} = \beta(1-i); \quad \nu_4^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{\pi}{2}} = -2\beta^2 i; \quad \nu_4^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{5\pi}{4}} = 2\beta^3(-1-i);
\end{aligned} \tag{4.93}$$

Получим матрицу коэффициентов граничного элемента (сваи l_5)

$$\begin{bmatrix}
Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & u'(l_3) & u(l_3)\\
1/EI_3 & -i\beta(1+i)/EI_3 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1+i) & -2\beta^2 i e^{-i\nu_1 l_3} & -i2\beta^3(-1+i)e^{i\nu_1 l_3}\\
1/EI_3 & -i\beta(-1+i)/EI_3 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(1+i) & 2\beta^2 i e^{-i\nu_2 l_3} & -i2\beta^3(1+i)e^{i\nu_2 l_3}\\
1/EI_3 & -i\beta(-1-i)/EI_3 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(1-i) & -2\beta^2 i e^{-i\nu_3 l_3} & -i2\beta^3(1-i)e^{i\nu_3 l_3}\\
1/EI_3 & -i\beta(1-i)/EI_3 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1-i) & 2\beta^2 i e^{-i\nu_4 l_3} & -i2\beta^3(-1-i)e^{-i\nu_4 l_3}
\end{bmatrix} \tag{4.94}$$

Запишем матрицу граничных условий:

$$\begin{bmatrix}
0 & 0 & -l_1/EI_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & l_1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
-2 & 0 & l_1^2/EI_1 & 2l_1/EI_1 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
-2 & 6 & -l_1^3/EI_1 & -3l_1^2/EI_1 & -6l_1 & -6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & 1/EI_2 & -i\beta(1+i)/EI_2 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1+i) & -1/EI_2 & i\beta(1+i)e^{-i\beta l_2}e^{\beta l_2}/EI_2 & -2\beta^2 i e^{-i\nu_1 l_2} & -i2\beta^3(-1+i)e^{-i\nu_1 l_2} & 0 & 0\\
0 & 0 & 1/EI_2 & -i\beta(-1+i)/EI_2 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(1+i) & -1/EI_2 & i\beta(-1+i)e^{i\beta l_2}e^{\beta l_2}/EI_2 & 2\beta^2 i e^{-i\nu_2 l_2} & -i2\beta^3(1+i)e^{-i\nu_2 l_2} & 0 & 0\\
0 & 0 & 1/EI_2 & -i\beta(-1-i)/EI_2 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(1-i) & -1/EI_2 & i\beta(-1-i)e^{i\beta l_2}e^{-\beta l_2}/EI_2 & -2\beta^2 i e^{-i\nu_3 l_2} & -i2\beta^3(1-i)e^{-i\nu_3 l_2} & 0 & 0\\
0 & 0 & 1/EI_2 & -i\beta(1-i)/EI_2 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1-i) & -1/EI_2 & i\beta(1-i)e^{-i\beta l_2}e^{-\beta l_2}/EI_2 & 2\beta^2 i e^{-i\nu_4 l_2} & -i2\beta^3(-1-i)e^{-i\nu_4 l_2} & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/EI_3 & -i\beta(1+i)/EI_3 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1+i) & -2\beta^2 i e^{-i\nu_1 l_3} & -i2\beta^3(-1+i)e^{-i\nu_1 l_3}\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/EI_3 & -i\beta(-1+i)/EI_3 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(1+i) & 2\beta^2 i e^{-i\nu_2 l_3} & -i2\beta^3(1+i)e^{-i\nu_2 l_3}\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/EI_3 & -i\beta(-1-i)/EI_3 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(1-i) & -2\beta^2 i e^{-i\nu_3 l_3} & -i2\beta^3(1-i)e^{-i\nu_3 l_3}\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/EI_3 & -i\beta(1-i)/EI_3 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1-i) & 2\beta^2 i e^{-i\nu_4 l_3} & -i2\beta^3(-1-i)e^{-i\nu_4 l_3}
\end{bmatrix} \tag{4.95}$$



Значения перемещений верхнего конца сваи с поверхностным и концевым уширениями при горизонтальном статическом нагружении, полученные экспериментально и аналитически по методу преобразований Фурье финитных функций представлены на рис. 4.51.

Рисунок 4.51 - Значения перемещений верхнего конца сваи с поверхностным и концевым уширениями при горизонтальном статическом нагружении, полученные экспериментально и аналитически по методу преобразований Фурье финитных функций

В табл. 4.16 и на рис. 4.52 представлены значения перемещений сваи с концевыми и поверхностными уширениями при горизонтальном статическом нагружении *P*, полученные экспериментально, в результате численного моделирования (NASTRAN) и аналитически по методу преобразований Фурье финитных функций.

Таблица 4.16 - Значения перемещений сваи с концевыми и поверхностными уширениями при горизонтальном статическом нагружении P

N п/п опоры	Горизонтальное статическое нагружение, Н	Δ, 10^{-2} мм		
		Экспериментальные данные	NASTRAN	Метод Фурье
	1	2	3	4
1	100	0.92	1,02	1,00
2	150	1.45	1,4	1,48
3	200	1.74	1,67	1,89
4	300	2,14	2,17	2,22

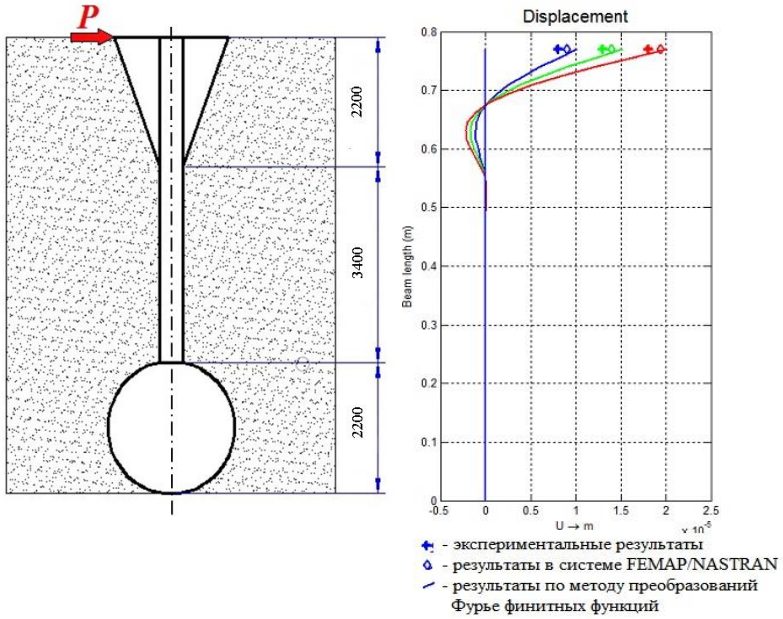


Рисунок 4.52 - Зависимость перемещения сваи с концевым и поверхностным уширением от горизонтальной статической нагрузки, полученные экспериментально, аналитически по методу преобразований Фурье финитных функций и численных вычислений с помощью решателя NASTRAN

Для разработки методики расчёта свай с поверхностными уширениями, основанной на свойствах изображений Фурье финитных функций с кусочно-переменными параметрами на участке сваи длиной до l/3 у верхнего конца на статическое и гармоническое воздействие рассмотрим сваи с «цельным» поверхностным уширением (рис. 4.53, *а*), призматические сваи с забивным оголовком (рис. 4.53, *б*), сваи со сборными клиньями (рис. 4.53, *в*), ступенчатые сваи (рис. 4.53, *г*), погружённые в грунт, длиной *L*. Разделим конструкции свай на четыре участка с соответствующими длинами l_1, l_2, l_3, l_4, с кусочно-постоянными изгибной жёсткостью EI_1, EI_2, EI_3, EI_4 и жёсткостью основания k_1, k_2, k_3, k_4. Примем начало координат в верхнем сечении каждого участка сваи, обозначив их точками [*1*, *2*, *3*, *4*] (рис. 4.53).

Запишем дифференциальное уравнение изгиба участка сваи с поверхностным уширением l_1 в обобщённых финитных функциях

$$EI_1\frac{d^4u_1}{dx^4}+k_1u_1=EI_1u(0)\delta'''(x)-EIu(l_1)\delta'''(x-l_1)+EI_1u'(0)\delta''(x)-EI_1u'(l_1)\delta''(x-l_1)+ \\ +M(0)\delta'(x+l_1)-M\delta'(x-l_1)+Q(0)\delta(x+l_1)-Q(l_1)\delta(x-l_1) \tag{4.96}$$

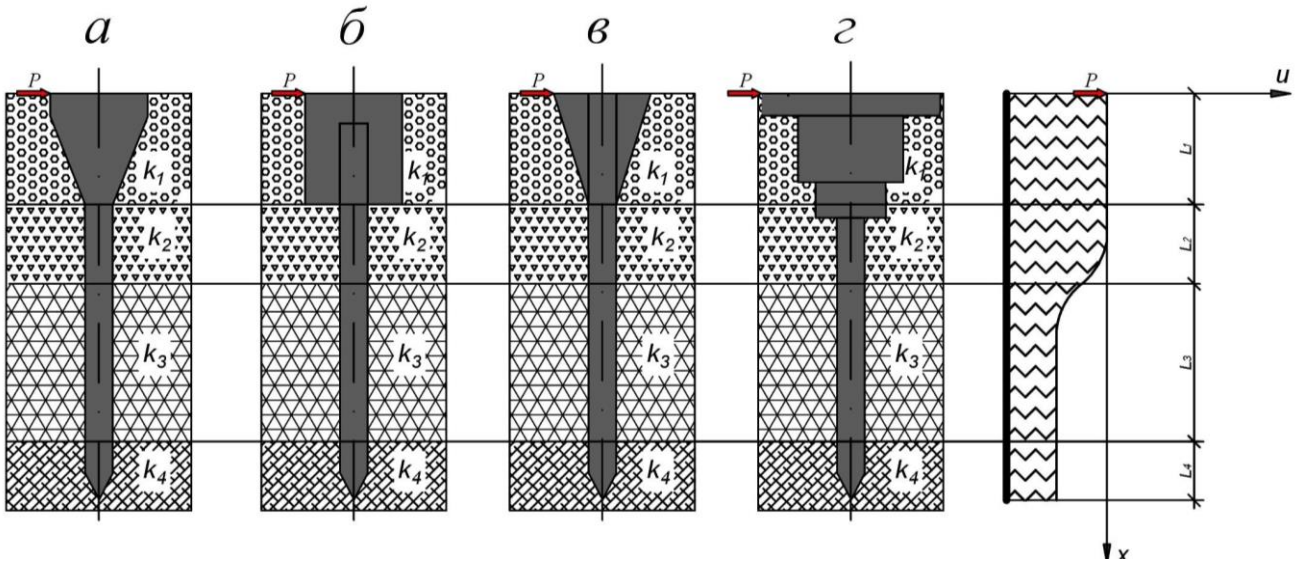


Рисунок 4.53 - Расчётная схема сваи с «цельным» поверхностным уширением (*а*), призматической сваи с забивным оголовком (*б*), сваи со сборными клиньями (*в*), ступенчатой сваи (*г*)

Разделив на изгибную жёсткость и используя общепринятое обозначение $4\beta_1^4u_1=k/EI_{1i}$ имеем

$$\frac{d^4u_1}{dx^4}+4\beta_1^4u_1=u(0)\delta'''(x)-u(l_1)\delta'''(x-l_1)+u'(0)\delta''(x)-u'(l_1)\delta''(x-l_1)+ \\ +\frac{M(0)}{EI_1}\delta'(x)-\frac{M(l_1)}{EI_1}\delta'(x-l_1)+\frac{Q(0)}{EI_1}\delta(x)-\frac{Q(l_1)}{EI_1}\delta(x-l_1) \tag{4.97}$$

$$\tilde{u}_1(\nu)=\frac{1}{EI_1}\frac{\tilde{Q}(\nu)}{\nu^4+4\beta_1^4} \tag{4.98}$$

В соответствии с теоремой Винера-Пэли-Шварца функция $\tilde{u}_1(\nu)$ должна быть целой, т.к. является изображением Фурье, финитной функции. Поэтому числитель $\tilde{Q}(\nu)$ должен делиться без остатка на знаменатель $\nu^4+4\beta_1^4$, что соответствует условию делимости функции $\tilde{Q}(\nu)$ на одночлены $(\nu-\nu_j)$, где $\nu_j,(j=1,2,3,4)$ являются корнями знаменателя:

$$\nu^4+4\beta_1^4=0 \tag{4.99}$$

Имеем:

$$\tilde{Q}(\nu_j)=0;(j=1,2,3,4)$$

$$\tilde{Q}(\nu)=\frac{Q(0)}{EI_2}+\frac{M(0)}{EI_2}(-i\nu)+u'(0)(-i\nu)^2+u(0)(-i\nu)^3-\frac{Q(l_2)}{EI_2}-$$
$$-\frac{M(l_2)}{EI_2}(-i\nu)e^{i\nu l_2}-u'(l_2)(-i\nu)^2e^{i\nu l_2}-u(l_2)(-i\nu)^3e^{i\nu l_2} \qquad (4.100)$$

$$\begin{bmatrix} Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & Q(l_2) & M(l_2) & u'(l_2) & u(l_2) \\ 1/EI_2 & -i\nu_1/EI_2 & -\nu_1^2 & -i\nu_1^3 & -1/EI_2 & i\nu_1e^{i\nu_1l_2}/EI_2 & -\nu_1^2e^{i\nu_1l_2} & -i\nu_1^3e^{i\nu_1l_2} \\ 1/EI_2 & -i\nu_2/EI_2 & -\nu_2^2 & -i\nu_2^3 & -1/EI_2 & i\nu_2e^{i\nu_2l_2}/EI_2 & -\nu_2^2e^{i\nu_2l_2} & -i\nu_2^3e^{i\nu_2l_2} \\ 1/EI_2 & -i\nu_3/EI_2 & -\nu_3^2 & -i\nu_3^3 & -1/EI_2 & i\nu_3e^{i\nu_3l_2}/EI_2 & -\nu_3^2e^{i\nu_3l_2} & -i\nu_3^3e^{i\nu_3l_2} \\ 1/EI_2 & -i\nu_4/EI_2 & -\nu_4^2 & -i\nu_4^3 & -1/EI_2 & i\nu_4e^{i\nu_4l_2}/EI_2 & -\nu_4^2e^{i\nu_4l_2} & -i\nu_4^3e^{i\nu_4l_2} \end{bmatrix} \qquad (4.101)$$

$$\begin{aligned} &\nu_1=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}}=\beta(1+i); && \nu_1^2=2\beta^2e^{i\frac{\pi}{2}}=2\beta^2i; && \nu_1^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{3\pi}{4}}=2\beta^3(-1+i);\\ &\nu_2=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{3\pi}{4}}=\beta(-1+i); && \nu_2^2=2\beta^2e^{i\frac{3\pi}{2}}=-2\beta^2i; && \nu_2^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{\pi}{4}}=2\beta^3(1+i);\\ &\nu_3=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{5\pi}{4}}=\beta(-1-i); && \nu_3^2=2\beta^2e^{i\frac{\pi}{2}}=2\beta^2i; && \nu_3^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{7\pi}{4}}=2\beta^3(1-i);\\ &\nu_4=\sqrt{2}\beta e^{i\frac{7\pi}{4}}=\beta(1-i); && \nu_4^2=2\beta^2e^{i\frac{\pi}{2}}=-2\beta^2i; && \nu_4^3=2\sqrt{2}\beta^3e^{i\frac{5\pi}{4}}=2\beta^3(-1-i); \end{aligned} \qquad (4.102)$$

Получим матрицу коэффициентов граничного элемента (сваи l_1)

$$\begin{bmatrix} Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & Q(l_1) & M(l_1) & u'(l_1) & u(l_1) \\ 1/EI_1 & -i\beta(1+i)/EI_1 & -2\beta^2i & -i2\beta^3(-1+i) & -1/EI_1 & i\beta(1+i)e^{i\nu_1l_1}/EI_1 & -2\beta^2ie^{i\nu_1l_1} & -i2\beta^3(-1+i)e^{i\nu_1l_1} \\ {}_21/EI_1 & -i\beta(-1+i)/EI_1 & 2\beta^2i & -i2\beta^3(1+i) & -1/EI_1 & i\beta(-1+i)e^{i\nu_2l_1}/EI_1 & 2\beta^2ie^{i\nu_2l_1} & -i2\beta^3(1+i)e^{i\nu_2l_1} \\ 1/EI_1 & -i\beta(-1-i)/EI_1 & -2\beta^2i & -i2\beta^3(1-i) & -1/EI_1 & i\beta(-1-i)e^{i\nu_3l_1}/EI_1 & -2\beta^2ie^{i\nu_3l_1} & -i2\beta^3(1-i)e^{i\nu_3l_1} \\ 1/EI_1 & -i\beta(1-i)/EI_1 & 2\beta^2i & -i2\beta^3(-1-i) & -1/EI_1 & i\beta(1-i)e^{i\nu_4l_1}/EI_1 & 2\beta^2ie^{i\nu_4l_1} & -i2\beta^3(-1-i)e^{i\nu_4l_1} \end{bmatrix} \qquad (4.103)$$

Однако изгибная жёсткость на участке сваи l_1 (поверхностное уширение) величина не кусочно-постоянная, а кусочно-переменная и зависит от геометрии уширения. Жёсткость сваи в зоне уширения зависит от угла наклона боковой грани α и ширины уширения b_{1i} (рис. 4.53). Поэтому для сваи с поверхностным уширением и сваи со сборными клиньями изгибную жёсткость на *i-ом* участке уширения можно определять исходя из расчётной схемы, представленной на рис. 4.53 по формулам аналитической геометрии в расчётной модели, где взаимодействие окологрунтового основания и сваи с поверхностными уширениями описывается в виде кусочно-переменных функций:

$$EI_{x_{1i}} = E\left[\frac{b_{1i}l_{1i}^3}{12} - 2\frac{l_{1i}\Delta_{1i}^3}{36}\right]; EI_{y_{1i}} = E\left[\frac{b_{1i}^3 l_{1i}}{12} - 2\frac{l_{1i}^3\Delta_{1i}}{36}\right] \quad (4.104)$$

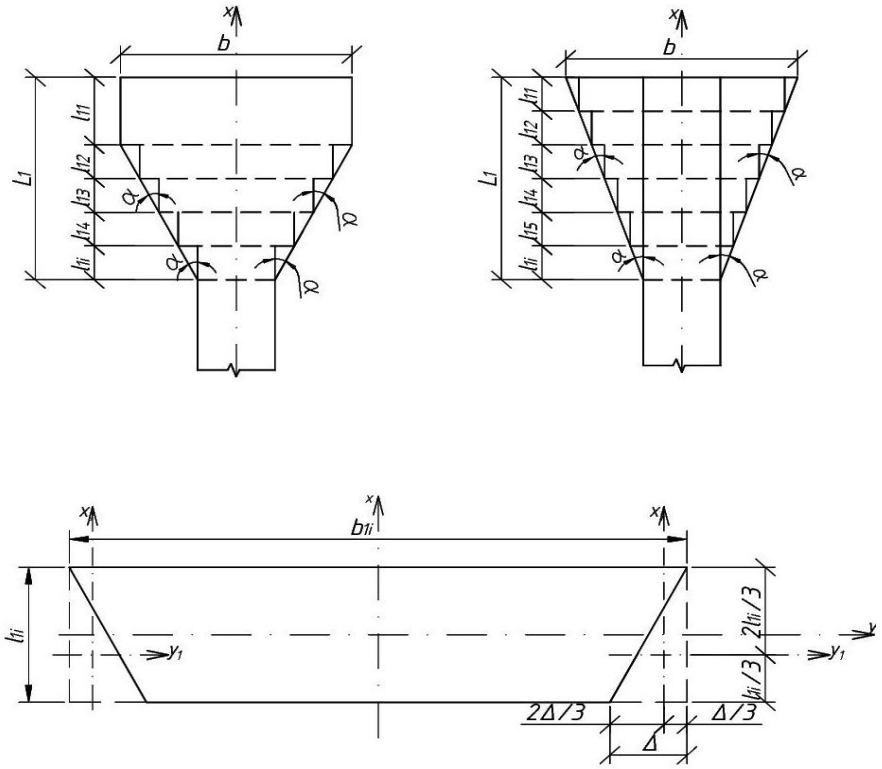


Рисунок 4.53 - Расчётная схема для определения изгибной жёсткости кусочно-переменных участков верхнего конца сваи с поверхностными уширениями и наклонными боковыми гранями

Поэтому матрица (4.100) коэффициентов граничного элемента (сваи l_1) ввиду изменения изгибной жёсткости по высоте сечения сваи примет вид (4.104):

$$\begin{bmatrix} Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & Q(l_{1i}) & M(l_{1i}) & u'(l_1) & u(l_1) \\ 1/EI_{1i} & -i\beta(1+i)/EI_{1i} & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1+i) & -1/EI_{1i} & i\beta(1+i)e^{i\nu_1 l_{1i}}/EI_{1i} & -2\beta^2 ie^{i\nu_1 l_1} & -i2\beta^3(-1+i)e^{i\nu_1 l_1} \\ 1/EI_{1i} & -i\beta(-1+i)/EI_{1i} & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(1+i) & -1/EI_{1i} & i\beta(-1+i)e^{i\nu_2 l_1}/EI_{1i} & 2\beta^2 ie^{i\nu_2 l_1} & -i2\beta^3(1+i)e^{i\nu_2 l_1} \\ 1/EI_{1i} & -i\beta(-1-i)/EI_{1i} & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(1-i) & -1/EI_{1i} & i\beta(-1-i)e^{i\nu_3 l_1}/EI_{1i} & -2\beta^2 ie^{i\nu_3 l_1} & -i2\beta^3(1-i)e^{i\nu_3 l_1} \\ 1/EI_{1i} & -i\beta(1-i)/EI_{1i} & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1-i) & -1/EI_{1i} & i\beta(1-i)e^{i\nu_4 l_1}/EI_{1i} & 2\beta^2 ie^{i\nu_4 l_1} & -i2\beta^3(-1-i)e^{i\nu_4 l_1} \end{bmatrix} \quad (4.105)$$

По аналогии производим вычисления дифференциального уравнения изгиба участков сваи l_3 в обобщённых финитных функциях. Подставим корни, квадраты и кубы корней, которые понадобятся для дальнейших алгебраических преобразований:

$$
\begin{aligned}
&\nu_1 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}} = \beta(1+i); \qquad \nu_1^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{\pi}{2}} = 2\beta^2 i; \quad \nu_1^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{3\pi}{4}} = 2\beta^3(-1+i);\\
&\nu_2 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{3\pi}{4}} = \beta(-1+i); \quad \nu_2^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{3\pi}{2}} = -2\beta^2 i; \quad \nu_2^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{\pi}{4}} = 2\beta^3(1+i);\\
&\nu_3 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{5\pi}{4}} = \beta(-1-i); \quad \nu_3^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{\pi}{2}} = 2\beta^2 i; \quad \nu_3^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{7\pi}{4}} = 2\beta^3(1-i);\\
&\nu_4 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{7\pi}{4}} = \beta(1-i); \qquad \nu_4^2 = 2\beta^2 e^{i\frac{\pi}{2}} = -2\beta^2 i; \quad \nu_4^3 = 2\sqrt{2}\beta^3 e^{i\frac{5\pi}{4}} = 2\beta^3(-1-i);
\end{aligned}
\tag{4.106}
$$

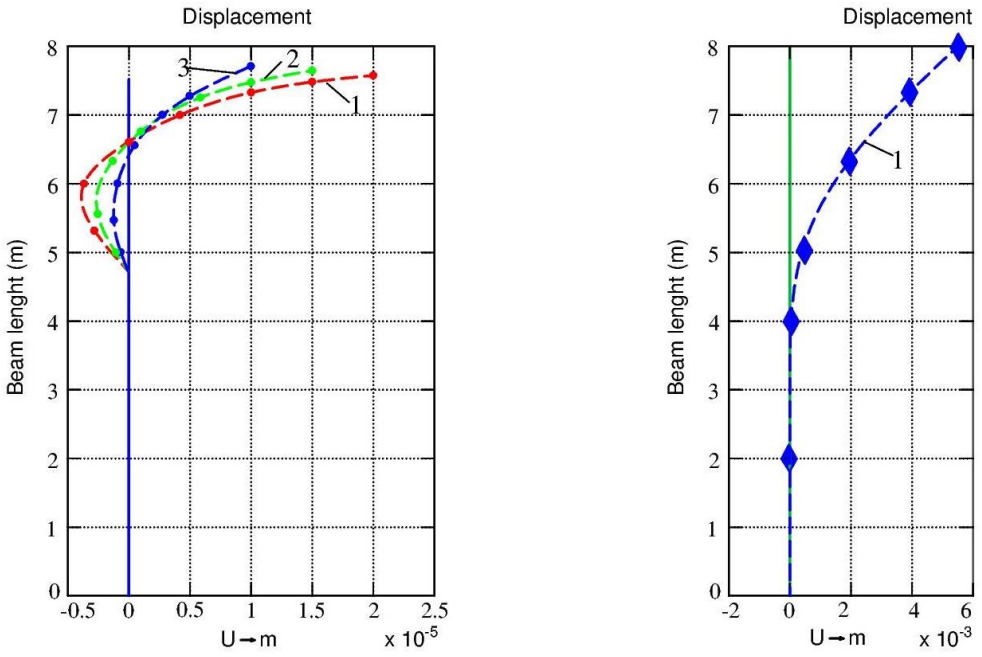
Получим матрицу коэффициентов граничного элемента (сваи l_3) с кусочно-постоянной изгибной жёсткостью:

$$
\begin{bmatrix}
Q(0) & M(0) & u'(0) & u(0) & u'(l_3) & u(l_3)\\
1/EI_3 & -i\beta(1+i)/EI_3 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1+i) & -2\beta^2 i e^{-i\nu_1 l_3} & -i2\beta^3(-1+i)e^{i\nu_1 l_3}\\
1/EI_3 & -i\beta(-1+i)/EI_3 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(1+i) & 2\beta^2 i e^{-i\nu_2 l_3} & -i2\beta^3(1+i)e^{i\nu_2 l_3}\\
1/EI_3 & -i\beta(-1-i)/EI_3 & -2\beta^2 i & -i2\beta^3(1-i) & -2\beta^2 i e^{-i\nu_3 l_3} & -i2\beta^3(1-i)e^{i\nu_3 l_3}\\
1/EI_3 & -i\beta(1-i)/EI_3 & 2\beta^2 i & -i2\beta^3(-1-i) & 2\beta^2 i e^{-i\nu_4 l_3} & -i2\beta^3(-1-i)e^{-i\nu_4 l_3}
\end{bmatrix}
\tag{4.107}
$$

Исходные данные для расчёта и результаты расчёта представим в табл. 4.17 и на графике (рис.4.54).

Таблица 4.17 - Исходные данные для расчёта

	Конструкция сваи	Размеры и форма уширения (мм)	Грунтовые условия
1	2	3	4
1	Призматическая свая ($L_{св}$=8000, сечение сваи 300х300)	-	упругий модуль E = 3,24.10^7 *кН/м*^{2}, коэффициенты основания: k_1 = 1.10^5 *кН/м*^{3}, k_2 = 2.10^6 *кН/м*^{3} k_3 = 4,5.10^5 *кН/м*^{3}, k_4 = 8 .10^6 *кН/м*^{3}
2	Свая с поверхностным уширением (рис. 1,*а*), ($L_{св}$=8000, сечение сваи 300х300)	$L_{уш}$=2400; $B_{уш}$=600; Сечение уширения на верхнем конце 600х600; Угол сбега граней α=30^0	
3	Призматическая свая с забивным оголовком (рис. 1,*б*), ($L_{св}$=8000, сечение 300х300)	$L_{уш}$=2400, $B_{уш}$=600; Сечение уширения на верхнем конце 600х600;	
4	Свая со сборными клиньями на поверхности, (рис. 1,*в*), ($L_{св}$=8000, сечение 300х300)	$L_{уш}$=2400, $B_{уш}$=900; Сечение уширения на верхнем конце 900х900; Угол сбега граней α=30^0	



а) *б*)

в)

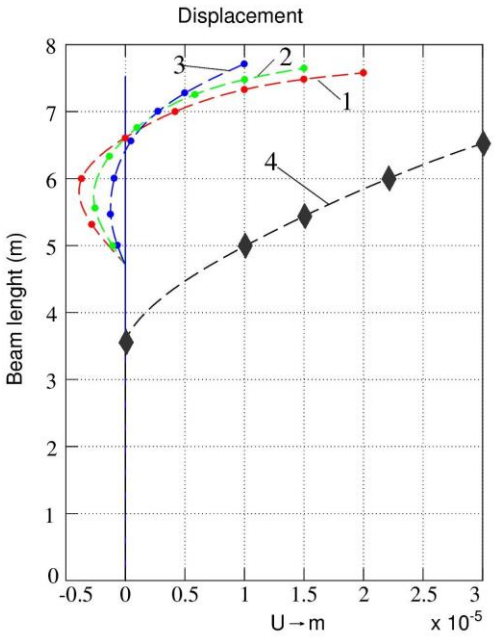


Рисунок 4.54 - Значения перемещений верхнего конца свай с поверхностными уширениями (*а*) и обычной призматической сваи (*б*) при горизонтальном статическом нагружении, полученные аналитически по методу преобразований Фурье финитных функций; (в) – результаты, совмещённые в сличительном анализе:

1 - свая со сборными клиньями на поверхности; 2 – призматическая свая с забивным оголовком; 3 – свая с поверхностным ступенчатым уширением

Методика расчёта, основанная на свойствах изображения Фурье финитных функций показала, что конструкции фундаментов, где уширения, погружаются отдельно на поверхности от тела сваи показывают меньшую эффективность работы в грунтовом полупространстве, чем сваи, где уширение является единой конструкцией с телом, ввиду отсутствия сил трения в швах, образованных между боковой поверхностью сваи и погружаемого сборного уширения. Сравнительный анализ исследований в результате расчёта показал, что наименьшие перемещения наблюдаются у так называемой «литой» сваи, где поверхностное уширение является частью тела сваи (т.е. на участке с наклонными боковыми гранями), на 25% перемещения больше у призматических свай с забивным оголовком на поверхности, и на 40% перемещения больше у свай со сборными клиньями при одинаковом горизонтальном нагружении.

4.4.6 Определение коэффициента постели по деформации свободного конца сваи с помощью дифференциальных уравнений в обобщённых функциях

Для определения коэффициента постели по деформации свободного конца сваи с помощью дифференциальных уравнений в обобщённых функциях для достаточно длинных свай, когда влияние граничных условий на нижнем конце сваи можно пренебречь, сваю рассмотрим как полубесконечную

$$\frac{d^4u}{dx^4}+4\beta^4u=u'''(0)\delta(x)+u''(0)\delta'(x)+u'(0)\delta''(x)+u(0)\delta'''(x) \qquad (4.108)$$

Учитывая граничные условия для балки со свободным концом:

$u'''(0)=-\frac{P}{EI}$; $u''(0)=\frac{M}{EI}=0$; имеем:

$$\frac{d^4u}{dx^4}+4\beta^4u=\frac{P}{EI}\delta(x)+u'(0)\delta''(x)+u(0)\delta'''(x)$$

Применим преобразование Фурье к обеим частям уравнения:

$$\tilde{u}(\nu)\left[(-i\nu)^4+4\beta^4\right]=\frac{P}{EI}+u'(0)(-i\nu)^2+u(0)(-i\nu)^3.$$

Изображение Фурье функции прогиба балки имеет вид:

$$\tilde{u}(\nu) = -\frac{u'(0)\nu^2 - u(0)i\nu^3 - \dfrac{P}{EI}}{\nu^4 + 4\beta^4} \tag{4.109}$$

Параметры $u'(0)$ и $u(0)$ - аналогичны константам интегрирования, которые можно определить, не выходя из области изображений. Для этой цели найдём корни знаменателя $\nu^4 + 4\beta^4 = 0$:

$$\begin{aligned} &\nu_1 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}} = \beta(1+i); \qquad \nu_2 = -\sqrt{2}\beta e^{-i\frac{\pi}{4}} = -\beta(1-i); \\ &\nu_3 = -\sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}} = -\beta(1+i); \qquad \nu_4 = \sqrt{2}\beta e^{-i\frac{\pi}{4}} = \beta(1-i). \end{aligned} \tag{4.110}$$

Учитывая, что функция $u(x) \equiv 0$ при $x < 0$, изображение Фурье этой функции $\tilde{u}(\nu)$ должна быть аналитической функцией во всех точках верхней полуплоскости. Из чего следует, что корни знаменателя, лежащие в верхней полуплоскости должны совпадать с корнями числителя. Из этого условия следуют два уравнения: $u'(0)\nu_1^2 - u(0)i\nu_1^3 - \dfrac{P}{EI} = 0;\ u'(0)\nu_2^2 - u(0)i\nu_2^3 - \dfrac{P}{EI} = 0.$

Подставляя в систему уравнений выражения корней знаменателя,

$$\nu_1 = \sqrt{2}\beta e^{i\frac{\pi}{4}} = \beta(1+i) \quad \text{и} \quad \nu_2 = -\sqrt{2}\beta e^{-i\frac{\pi}{4}} = -\beta(1-i) \tag{4.111}$$

получим:

$$\begin{aligned} u'(0)\nu_1^2 - u(0)i\nu_1^3 - \frac{P}{EI} = 0 \\ u'(0)\nu_2^2 - u(0)i\nu_2^3 - \frac{P}{EI} = 0 \end{aligned} \tag{4.112}$$

$$\begin{aligned} iu'(0) - \sqrt{2}iu(0)\beta e^{3i\frac{\pi}{4}} = \frac{P}{2\beta^2 EI} \\ -iu'(0) + \sqrt{2}iu(0)\beta e^{-3i\frac{\pi}{4}} = \frac{P}{2\beta^2 EI} \end{aligned} \tag{4.113}$$

Складывая левые и правые части уравнений, получим:

$$u(0)\left[\frac{e^{-3i\frac{\pi}{4}} - e^{3i\frac{\pi}{4}}}{2i}\right]\sqrt{2} = \frac{P}{2\beta^3 EI} \tag{4.114}$$

$$u(0)\sqrt{2}\sin 3\frac{\pi}{4} = \frac{P}{2\beta^3 EI} \Rightarrow u(0) = \frac{P}{2\beta^3 EI} \tag{4.115}$$

Для определения угла поворота подставим поученное выражение для прогиба в уравнение:

$$iu'(0) - \sqrt{2}i\frac{P}{2\beta^3 EI}\beta e^{3i\frac{\pi}{4}} - \frac{P}{2\beta^2 EI} = 0 \tag{4.116}$$

Выполнив необходимые алгебраические преобразования, получим:

$$u'(0) = -\frac{P}{2\beta^2 EI} \tag{4.117}$$

При x=0

$$u(0) = -\frac{P}{2EI\beta} \tag{4.118}$$

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{P}{2uEI}} \tag{4.119}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \tag{4.120}$$

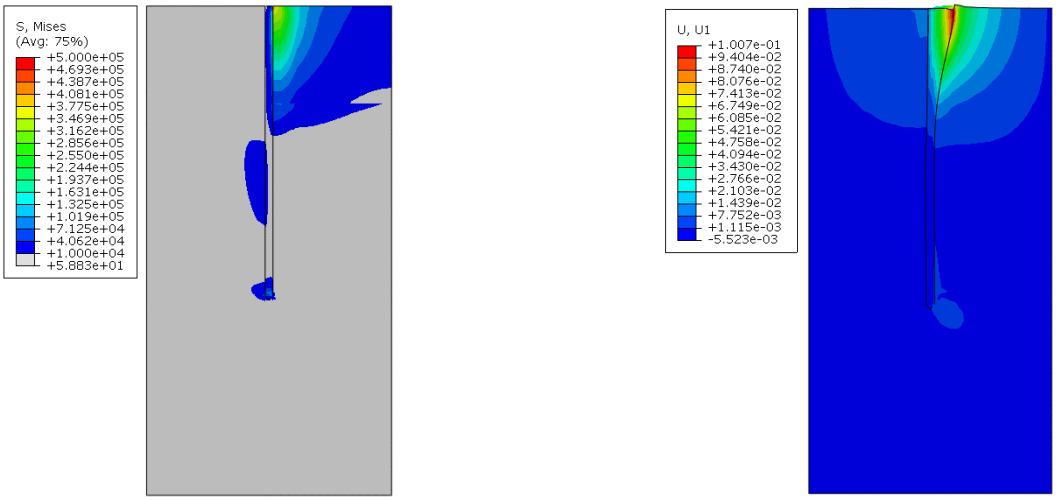
Из уравнений (4.118, 4.119) получаем коэффициент постели основания для сваи:

$$k = 4EI\sqrt[3]{\left(\frac{P}{u}\frac{1}{2EI}\right)^4} \tag{4.121}$$

4.4.7 Результаты численного моделирования свай с концевыми и поверхностными уширениями

Выполним сравнительный анализ по результатам численного моделирования и загружения горизонтаальной статической нагрузкой призматическую сваю и трёх типов длинных свай с уширениями с помощью ПК ABAQUS для следующих конечно-элементных моделей, представленных на рис. 4.4 в п. 4.1:

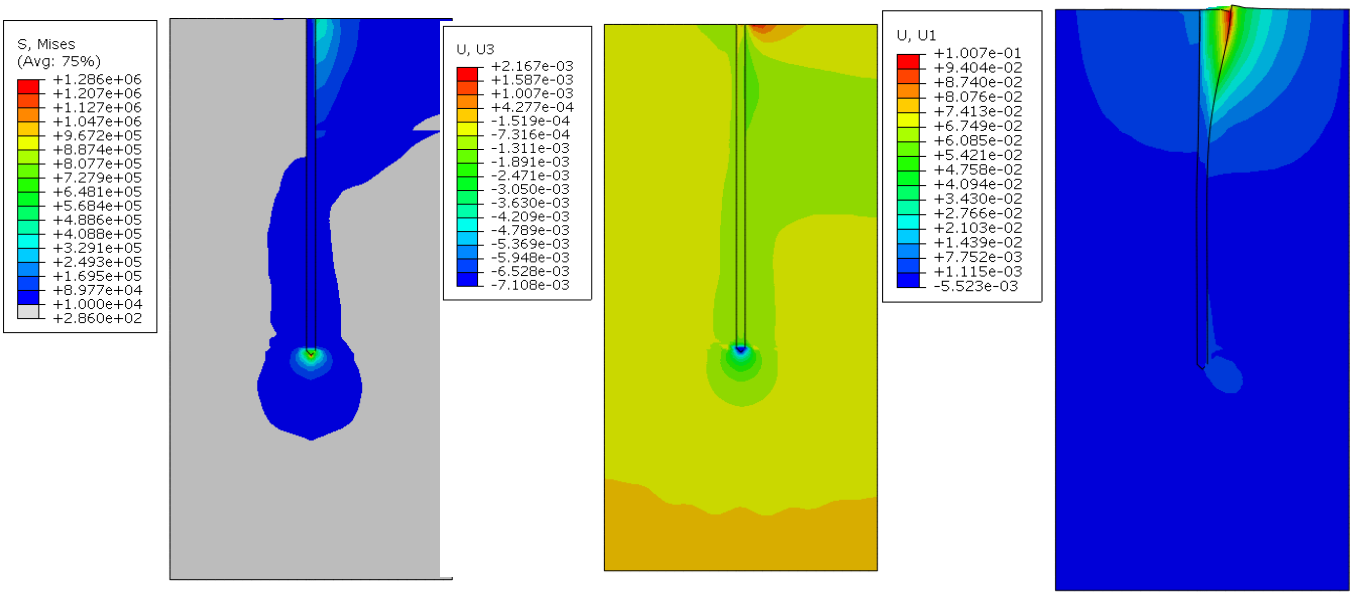
- забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400 (вариант 1);
- свая длиной 15 м с поверхностным уширением в виде клиньев длиной 5м (вариант 2);



а *б*

Рисунок 4.55 - Вариант 1, действие горизонтальной нагрузки. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя горизонтальных перемещений (деформированная схема, масштаб 10:1)

Результаты расчётного исследования при горизонтальном нагружении представлены на рис. 4.55-4.60 и в табл. 4.18 - данные осадки от действия горизонтальной нагрузки для 4-ёх вариантов конструкций свай.

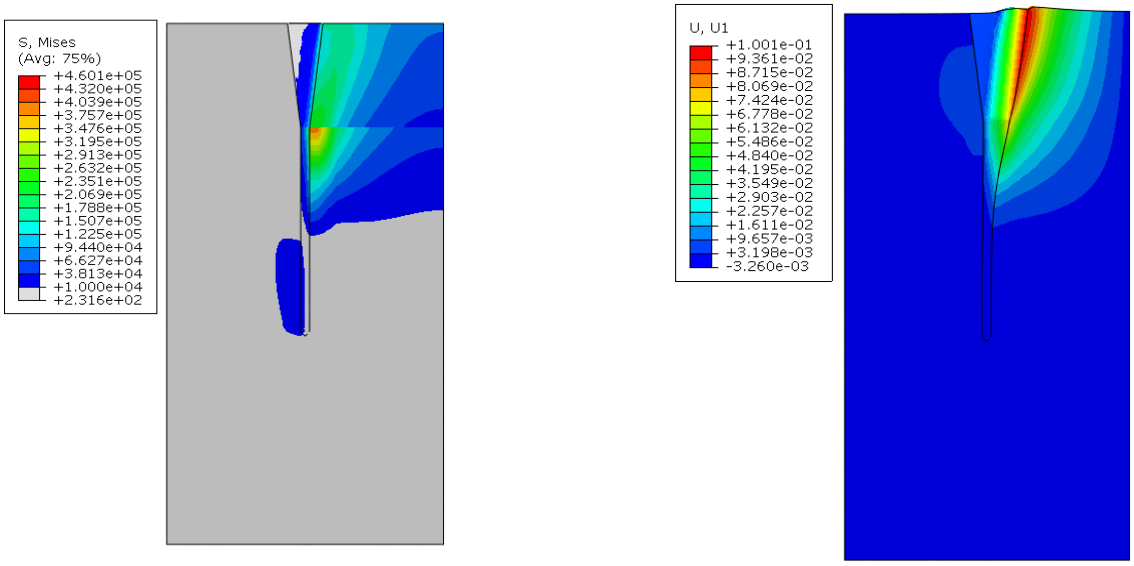


а *б* *в*

Рисунок 4.56 Вариант 1, совместное действие нагрузок. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя вертикальных перемещений, м; в – Изополя горизонтальных перемещений, м

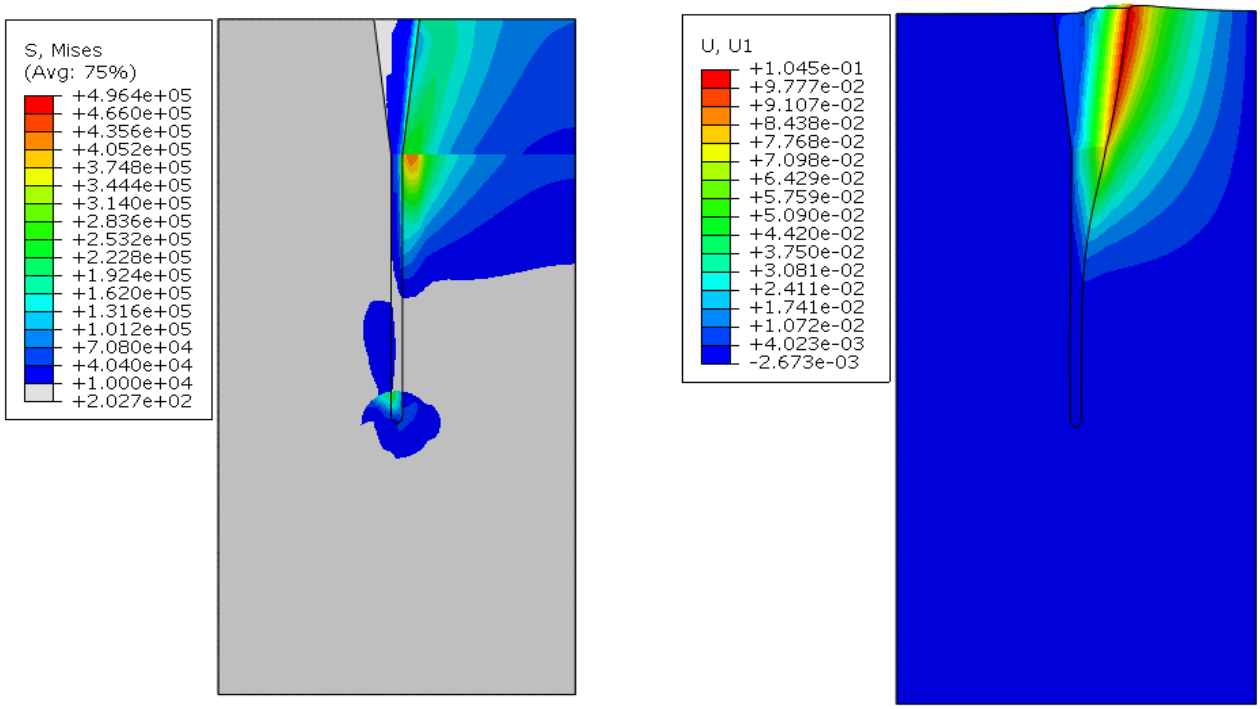
- набивная свая-стойка длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи (вариант 3);

- набивная свая-стойка длиной 15 м, круглого сечения диаметром 500 мм, с усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи (вариант 4).



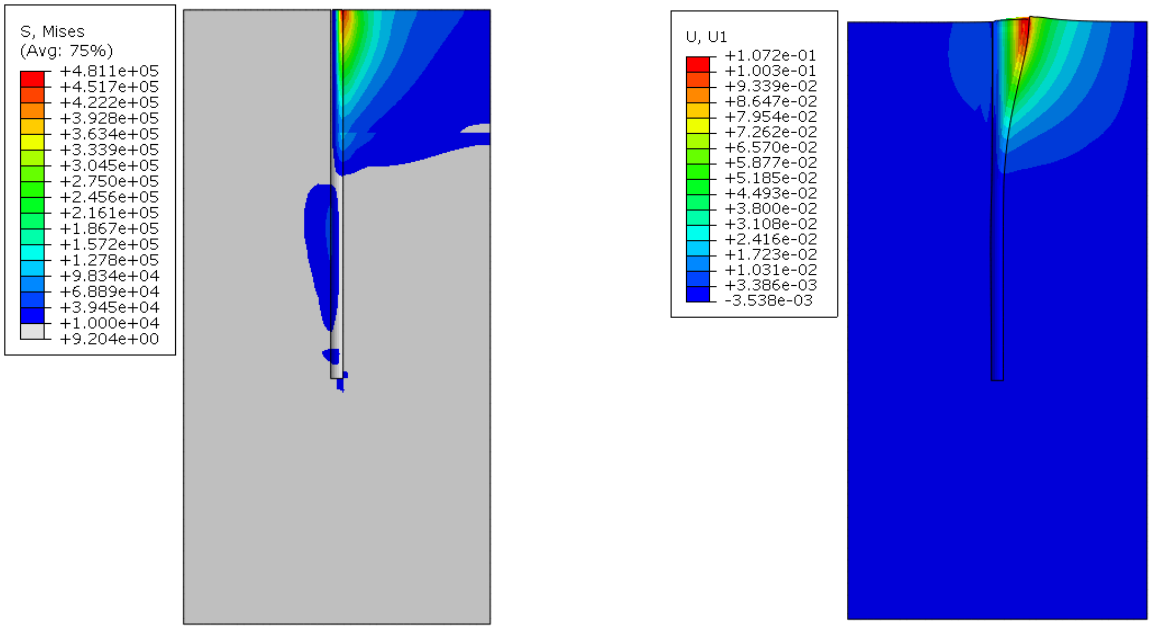
а *б*

Рисунок 4.57 Вариант 2, действие горизонтальной нагрузки. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя горизонтальных перемещений (деформированная схема, масштаб 10:1)



а *б*

Рисунок 4.58 Вариант 3, действие горизонтальной нагрузки. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя горизонтальных перемещений (деформированная схема, масштаб 10:1)



а *б*

Рисунок 4.59 - Вариант 4, действие горизонтальной нагрузки. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя горизонтальных перемещений (деформированная схема, масштаб 10:1)

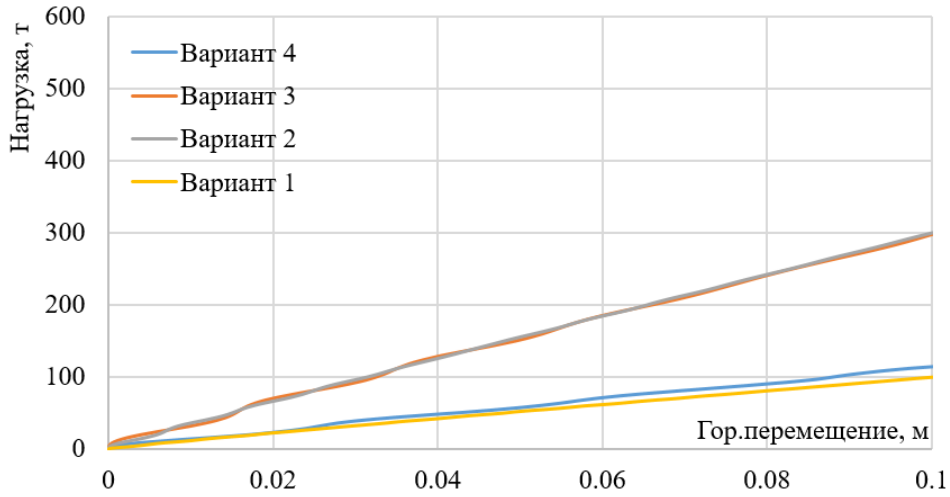


Рисунок 4.60 - Зависимость горизонтальных перемещений от горизонтальной нагрузки при различных вариантах устройства

Таблица 4.18 - Данные горизонтальной нагрузки от действия вертикальной нагрузки

№ варианта	Перемещения при отказе, *мм* / нагрузка при отказе, *т*	Нагрузка при перемещениях 100 *мм*
1	*нет отказа*	100
2	*нет отказа*	300
3	*нет отказа*	300
4	*нет отказа*	116

4.5 Оценка напряжённо-деформированного состояния грунтового массива при различных вариантах устройства свай с уширениями с помощью численного моделирования на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок

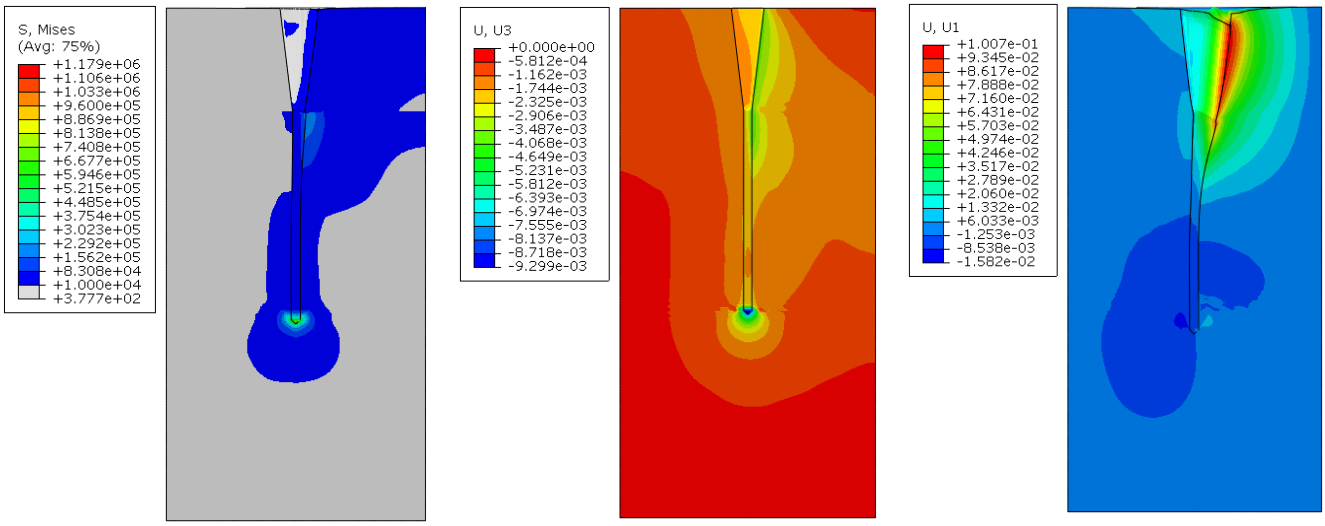
По аналогии с п. 4.4.6 выполним сравнительный анализ по результатам численного моделирования и загружения для четырёх типов свай от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки - призматическую и трёх типов длинных свай с уширениями с помощью ПК ABAQUS для следующих конечно-элементных моделей, представленных на рис. 4.4 в п. 4.1:

- забивная свая длиной 15 м, квадратного сечения 400х400 (вариант 1);
- свая длиной 15 м с поверхностным уширением в виде клиньев длиной 5м (вариант 2);
- набивная свая-стойка длиной 15 м, квадратного сечения 400х400, с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи (вариант 3);
- набивная свая-стойка длиной 15 м, круглого сечения диаметром 500 мм, с усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи (вариант 4).

Результаты расчётного исследования при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок представлены на рис. 4.61-4.65, в табл. 4.19 - данные осадки от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки для 4-ёх вариантов конструкций свай и в табл. 4.20 - данные горизонтальной нагрузки от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки.

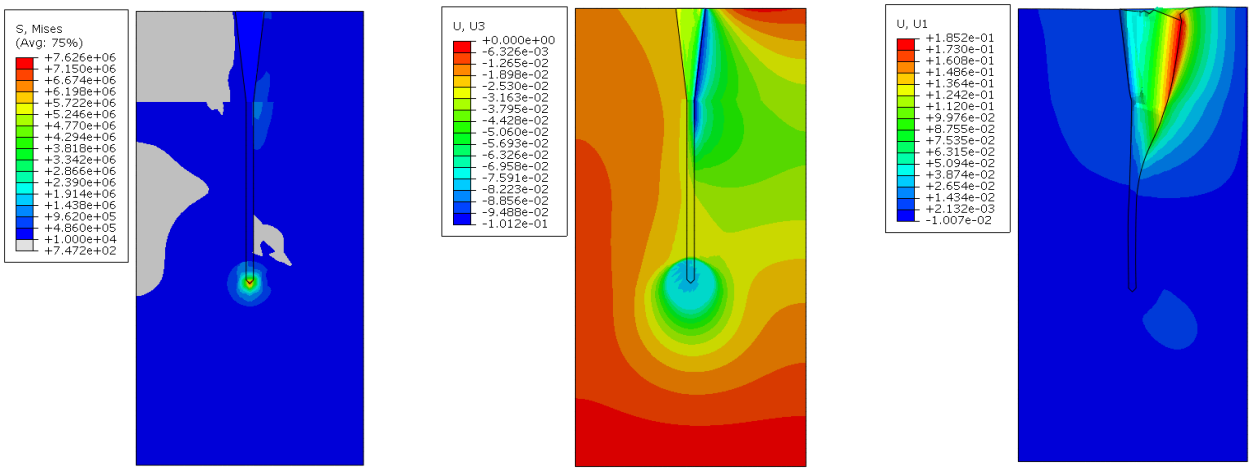
Таблица 4.19 - Данные осадки от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки

№ варианта	Осадка при отказе, *мм* / нагрузка при отказе, *т*	Нагрузка при осадке 100 *мм*
1	7 / 35	*отказ*
2	9 / 52	*отказ*
3	*нет отказа*	807
4	*нет отказа*	821



а *б* *в*

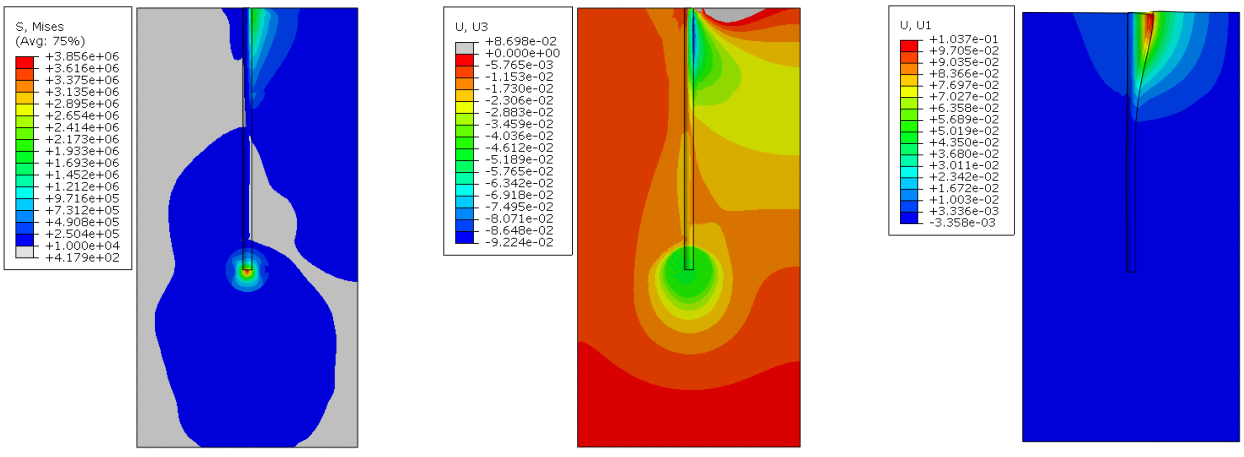
Рисунок 4.61 - Вариант 2, совместное действие нагрузок. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя вертикальных перемещений, м; в – Изополя горизонтальных перемещений, м



а *б* *в*

Рисунок 4.62 Вариант 3, совместное действие нагрузок. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя вертикальных перемещений, м; в – Изополя горизонтальных перемещений, м

1.



а *б* *в*

Рисунок 4.63 - Вариант 4, совместное действие нагрузок. а – Изополя напряжений по Мизесу, Па; б – Изополя вертикальных перемещений, м; в – Изополя горизонтальных перемещений, м

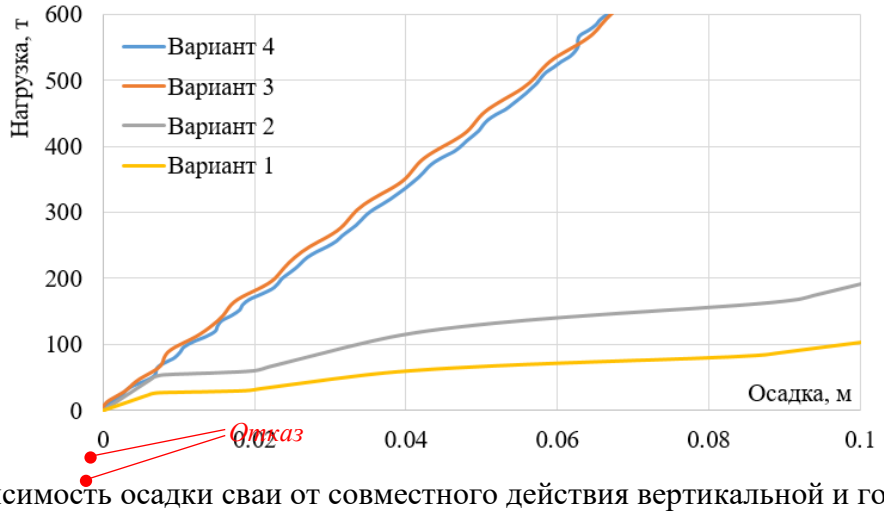


Рисунок 4.64 - Зависимость осадки сваи от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки при различных вариантах устройства

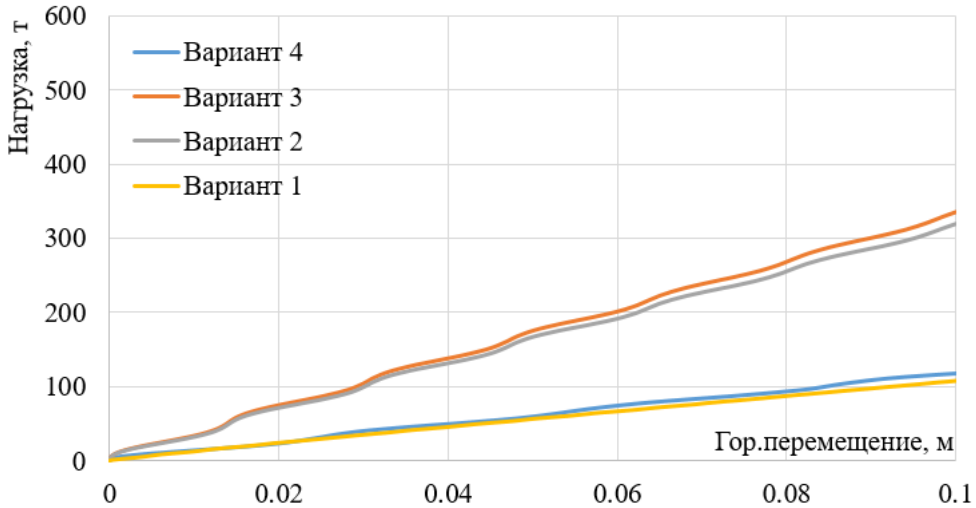


Рисунок 4.65 - Зависимость горизонтальных перемещений от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки при различных вариантах устройства

Таблица 4.20 - Данные горизонтальной нагрузки от совместного действия вертикальной и горизонтальной нагрузки

№ варианта	Перемещения при отказе, *мм* / нагрузка при отказе, *т*	Нагрузка при перемещениях 100 *мм*
1	*нет отказа*	109
2	*нет отказа*	320
3	*нет отказа*	336
4	*нет отказа*	118

По результатам расчётных исследований и полученной качественной картине НДС можно сделать следующие выводы:

- забивная свая длиной 15 м является наиболее неблагоприятным при восприятии вертикальных нагрузок: максимальная несущая способность составила 17 т. при осадке 6 мм. При варианте со сваей длиной 15 м с поверхностным уширением в виде клиньев длиной 5м, несущая способность повышается до 38 т при осадке 8 мм;

- для вариантов из набивной сваи-стойки длиной 15 м с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи и набивной сваи-стойки длиной 15 м, круглого сечения диаметром 500 мм, с усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи ключевым показателем являются предельные значения по второй группе состояний, так как при нагрузке более 500 т, значение осадки составляет более 100 мм, а отказ не был достигнут;

- вариант из набивной сваи-стойки длиной 15 м с устройством клиньев длиной 5 м вокруг оголовка сваи, а также усилением грунтового массива по пяте сваи в виды сферы из уплотнённого щебня с включением грунта и возможным проникновением бетонной смеси при бетонировании сваи является наиболее благоприятным из всех как при действии горизонтальных нагрузок, так и вертикальных. Устройство клиньев в уровне оголовка сваи показывает высокую эффективность при действии горизонтальных нагрузок и имеет небольшой вклад при действии вертикальных.

Общий вывод в целесообразности использования типов усиления: устройство клиньев повышает «жёсткость» в горизонтальном направлении почти в 3 раза (при одинаковых горизонтальных нагрузках значения перемещений в 3 раза ниже), устройство уплотнённой зоны щебня под концом сваи снижает осадки при незначительной вертикальной нагрузке в 2 раза, а также обеспечивает восприятие нагрузок более чем в 20 раз (при условии достаточной прочности уплотнённой зоны щебня). Следует отметить, что при совместном действии горизонтальной и вертикальной нагрузке значения осадок уменьшаются, за счёт значительного «вдавливания» боковой поверхности свай в грунт (около 6 метров длины) и включения её в работу. (поверхность частично переходит из касательной, передающей нагрузку за счёт сил сцепления в варианте 1 и 2, в нормальную, а также увеличивается сила сцепления за счёт бокового давления).

Выводы по разделу 4:

1. Сформулированы особенности, которые необходимо учитывать при построении расчётных схем для свай с поверхностными и концевыми уширениями, так для свай с поверхностными уширениями зона уплотнения грунта в нижней части на участке призматической части и под её нижним концом не отличается от зоны уплотнения обычной висячей сваи. В пределах высоты уширения зона уплотнения грунта значительно превосходит геометрию уплотнения грунта обычной сваи и необходимо принимать её в виде сферы. Для свай с концевыми уширениями в верхней части на участке призматического ствола сваи зона уплотнения аналогична зоне уплотнения обычной призматической сваи. Под нижней поверхностью уширения сваи зона уплотнения значительно увеличивается, приобретая очертание близкое к полусфере, а для сваи с совметными поверхностными и концевыми уширениями или многоместными уширениями по стволу формообразование зон уплотнения приобретает сложный характер и зависит в значительной степени от геометрии уширения и физико-механических характеристик грунтового основания.

2. Выявлено, что зона исследования напряжённо-деформированного состояния сваи с концевым уширением охарактеризовывается тремя плоскостями: плоскостью уплотнённой зоны окологрунтового пространства вокруг призматической части сваи и сферического уширения, полученная по результатам испытаний; плоскость., образованной дугой окружности исходящей из точки B и D соответственно радиусом ($r_{уш}+2d_{уш}$) и плоскостью уплотнённой зоны окологрунтового пространства вокруг сферического уширения на расстоянии $2{,}5d_{уш}$ от сферы.

3. Зона исследования напряжённо-деформированного состояния сваи с концевым уширением охарактеризовывается сферической плоскостью в верхней части и в границах призматического ствола сваи конусообразной сферической призмой, по боковым граням которой действуют касательные напряжения.

4. Результаты численных исследований показали, что недоучёт коэффициента уплотнения около грунтовой зоны вокруг уширения из втрамбованного щебня приводит к большему расхождению результатов, что видно из сопоставления числовых параметров осадки с учётом и без учета коэффициента уплотнения около грунтовой зоны, отсюда следует, что для получения наиболее достоверных результатов необходимо проектировать дополнительную конечно-элементную область. Результаты численных исследований на MIDAS GTS показывают хорошую сходимость с результатами полевых испытаний, расхождение составляет 2-15%.

5. Разработана аналитическая методика определения осадки и вертикальной жёсткости сваи с концевым уширением в упругой и упругопластической стадиях работы грунта, что позволило изучить поведение сваи на всех этапах загружения системы «свая – грунт - концевое уширение». Анализ выявил высокую степень соответствия между теоретическими вычислениями и фактическими данными, полученными в ходе эксперимента. Зависимость «нагрузка-деформация», наблюдаемая для различных способов создания уширений на концах образцов, демонстрирует незначительное отклонение от линейной в довольно большом диапазоне деформаций.

6. Сравнительный анализ конструкций свай с различными типами уширений и призматической сваи с помощью дискретного метода при решении пространственных и контактных задач и численного моделирования позволило определить тензор напряжений на поверхностях контакта боковых поверхностей призматических участков свай, под нижним концом, уширений и грунтового основания.

7. Экспериментальными, аналитическими исследованиями и численным моделированием установлено, что одна и та же конструкция сваи с уширением в различных грунтовых условиях на горизонтальное воздействие показывает различную степень отпорности грунтового основания. Так нормальное сопротивление грунта на лобовой грани возрастает на последних ступенях нагружения именно вблизи острия сваи с поверхностным уширением, свая при этом поворачивается в грунте, как жёсткий стержень, так как величина нормального напряжения находится в линейной зависимости от величины перемещения, т.е. имеет место схема поворота ствола сваи под нагрузкой.

8. Для жёстких свай с уширениями на горизонтальное воздействие определяющим фактором предельного состояния системы «свая с поверхностным уширением – основание» является её деформаруемость, а условие прочности сваи играет вторичную роль и должно быть включено в расчётный комплекс как проверочное с целью определения степени армирования. Кроме того, для получения достоверной информации о поведении сваи в пределах большого диапазона перемещений необходимо в расчётной схеме предусматривать возможность учёта нелинейности работы материала сваи, уширения и грунта.

9. Разработан метод деформационного расчёта, основанный на методе перемещений строительной механики коротких и длинных свай с концевыми и поверхностными уширениями в линейно-деформируемом основании с учётом сдвига. Выявлено, что при расчёте свай на горизонтальные нагрузки необходимо учитывать деформации сдвига их поперечных сечений, так как изгибно-сдвиговые деформации превышают изгибные на 10-16% и более.

10. Построение изогнутой оси сваи позволили установить, что линия «защемления сваи» находится значительно ниже поверхностей основания. Общий уровень отпорности основания остаётся высоким. В сваях, даже при их большой длине, учёт деформаций сдвига приводит к существенным поправкам при определении напряжённого и деформированного состояния. Перемещения в сваях с поверхностным и концевым уширениями в линейно-деформируемом основании без учёта сдвига меньше в 2 раза, по сравнению с перемещениями, при вычислении которых учтены сдвиговые деформации. В сваях, не имеющих угловых защемлений, деформации сдвига проявляются в меньшей степени.

11. Разработана методика расчёта, основанная на свойствах изображения Фурье финитных функций показала, что конструкции фундаментов, где уширения, погружаются отдельно на поверхности от тела сваи показывают меньшую эффективность работы в грунтовом полупространстве, чем сваи, где уширение является единой конструкцией с телом, ввиду отсутствия сил трения в швах, образованных между боковой поверхностью сваи и погружаемого сборного уширения. Выведена формула определения коэффициента постели по деформации свободного конца сваи с помощью дифференциальных уравнений в обобщённых функциях.

12. Сравнительный анализ исследований в результате методики расчёта, основанной на свойствах изображения Фурье финитных функций показал, что наименьшие перемещения наблюдаются у так называемой «литой» сваи, где поверхностное уширение является частью тела сваи (т.е. на участке с наклонными боковыми гранями), на 25% перемещения больше у призматических свай с забивным оголовком на поверхности, и на 40% перемещения больше у свай со сборными клиньями при одинаковом горизонтальном нагружении.

13. При вдавливании сваи в грунт, область, где происходят изменения его плотности, обычно ограничивается пространством в пределах двух диаметров сваи в стороны и до трех диаметров под её основанием. Экспериментальные измерения радиуса уплотнения грунта, сделанные в шурфах, демонстрируют хорошую согласованность с результатами теоретических вычислений.

5 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА ОДИНОЧНЫХ СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

5.1 Свойства грунтов, необходимые для оценки взаимодействия со свайными фундаментами при динамических воздействиях

Как показал анализ методов проектирования одиночных и групп свай на динамические воздействия в п. 1.2.3 из всех типов воздействий на конструкции свайных фундаментов наибольшее разрушающее действие оказывают:

- *подвижные* постоянного или переменного значения в связи с движением транспорта, грузовых кранов и т.д.;

- *гармонические* от производственного оборудования и движения транспорта;

- *сейсмические* в результате землетрясения техногенного и природного характера.

Ежегодно в мире происходит по данным статистики около 500000 землятресений. Последние крупные землетрясения за последние три года в Афганистане, Иране, Турции, Индонезии, Сирии, Дагестане, России и др. показывают значительные разрушения высотных и многоэтажных зданий, опор мостов и др. сооружений, построенных на свайных основаниях и фундаментах глубокого заложения [82, 89 - 91].

Взаимодействие таких зданий и сооружений на фундаментах глубокого заложения с активным грунтовым основанием при землетрясениях представляет собой сложную проблему, от решения которой, зависит правильная оценка сейсмостойкости сооружений. Эффекты взаимодействия зданий и сооружений с основанием должны учитываться при расчёте на сейсмостойкость для всех типов грунтов, на которые они опираются. Реакция зданий и сооружений на сейсмические воздействия зависит от параметров движения грунта при землетрясениях, характеристик массива грунта, на который опирается сооружения и, естественно, от свойств конструкции здания или сооружения.

Для зданий или сооружений, расположенных на скальных или очень жестких грунтах, параметры движения фундамента не будут отличаться от параметров движения, которое будет существовать в грунте на уровне фундамента при отсутствии конструкции. Такое движение представляет собой движение грунта в «свободном поле» [128, 129].

Параметры движения свайных фундаментов с уширениями, расположенных на мягких грунтах, отличается от параметров, характеризующих движения свободного поля из-за взаимодействия грунта и конструкции во время землетрясения. При воздействии сейсмических

волн на фундаменты сооружений его напряжённо-деформированное состояние (перемещения, скорости и ускорения) в грунтах у основания отличается от состояния свободного поля. Таким образом, динамическая реакция сооружений с фундаментами на мягком грунте может существенно отличаться по амплитудному и частотному составу от реакции идентичной конструкции, расположенной на очень жестком или скалистом грунте.

Разработано много методов оценки взаимодействия сооружений с грунтом [125, 127, 292, 294, 296, 311, 315]. Наиболее распространёнными и часто используемыми методами являются прямой метод и метод импедансных функций.

При расчёте с использованием прямого метода грунт и сооружение рассматриваются одновременно в единой системе. Массив грунта и сооружение дискретизируются. Для получения численных решений используется конечные элементы или конечные разности.

При расчёте с использованием метода импедансных функций решение состоит из нескольких этапов. Сначала определяются параметры движения фундамента. Затем рассчитывается взаимодействие грунта и сооружения.

Традиционно расчёты взаимодействия сооружения с грунтов выполнялись с использованием преобразования Фурье в частотной области с использованием линейных моделей [306, 307, 310, 323, 324, 351]. Кроме того, использовались и нелинейные модели при расчётах во временной области. Существует большое количество программных комплексов, позволяющих решать задачи взаимодействия сооружений с грунтом. Отметим некоторые из них: MIDAS GTS NX, PlAXIS, FEMAP-NASTRAN, PATRAN, KATRAN; FLUSH и т.д.

Поведение грунта, при взаимодействии со свайными фундаментами с уширениями при землетрясении, определяемое зависимостью «напряжение-деформация», является нелинейным, анизотропным и зависящим от характера нагружения. При взаимодействии сейсмических волн с сооружением в грунте возникает трехмерное напряжённое состояние. При использовании трехмерных нелинейных моделей грунта возникают большие сложности и неопределенности.

Обычно модель поведения грунта, определяемая зависимостью «напряжение-деформация», заменяется приближёнными линейными. Математическая модель, используемая для описания нелинейного поведения, заменяется линейной вязкоупругой моделью. Параметры модели выбираются таким образом, чтобы получить частотно независимое демпфирование гистерезисного типа. Модель характеризуются тремя параметрами. Для задания характеристик применяются сдвиговые модули, коэффициенты Пуассона и демпфирования. Выбор значений этих параметров обусловлен прогнозируемыми средними деформациями в грунте, возникающими при распространении волн, а также их воздействием на основания зданий. Определение параметров, описывающих свойства грунтов, базируется на комплексном анализе

данных, полученных в ходе полевых и лабораторных исследований, а также на опытных и литературных сведениях об аналогичных материалах. Параметры, определяющие свойства грунтов, необходимые для выполнения расчётов в линейной постановке:

модуль сдвига - μ;

коэффициент демпфирования - ε ;

коэффициент Пуассона - ν; и плотность - ρ.

Коэффициент Пуассона определяется из выражения:

$$\nu = \frac{M - 2\mu}{2(M - \mu)} \tag{5.1}$$

где M =λ+2μ (constrained) несвободный модуль растяжения сжатия. Другими словами, модуль при котором не допускаются поперечные смещения материала при сжатии или растяжении. В отличие от модуля упругости Юнга *E,* когда при растяжении или сжатии допускается поперечные смещения. Отметим, что в русскоязычной технической литературе такой термин практически не используется.

Модуль сдвига μ и модуль M зависят от скоростей распространения продольных волн α и поперечных волн β*:*

$$M = \rho\alpha^2 \quad \text{и} \quad \mu = \rho\beta^2 \tag{5.2}$$

Уравнение (5.2) можно к более удобному виду, используя выражения для скоростей распространения продольных и поперечных волн:

$$\nu = \frac{1}{2}\frac{1 - 2\left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^2}{1 - \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^2} \tag{5.3}$$

Формула (5.3) является более удобной. так как очень часто именно скорости распространения продольных и поперечных волн определяются при полевых испытаниях. Кроме того, характеристики грунтов задаются с использованием этих параметров.

Для водонасыщенных грунтов (т.е. для грунтов, расположенных ниже горизонта грунтовых вод) на сравнительно малой глубине скорость волн сжатия часто равны скорости распространения волн в воде (приблизительно 1500 м/сек). Это должно быть учтено при определении коэффициента Пуассона. Кроме того, следует иметь ввиду, что при значениях коэффициентов Пуассона равных или близких к 0.5, большинство программных комплексов, используемых для решения задач взаимодействия сооружений с основанием, выдают ошибочные результаты.

В п. 3.1 по результатам натурных испытаний спектрально-временного анализа с помощью малоканальной цифровой сейсмостанции с возбуждением упругих волн позволили эффективно определить физические параметры окологрунтового пространства вокруг свай с уширениями для проведения исследований на динамические воздействия: скорость объемных поперечных волн $-\upsilon_s$, скорость объемных продольных волн - υ_p, первая константа Ляме λ, модуль сдвига G, модуль всестороннего сжатия - K, отношение скоростей упругих волн - υ_v, которые использованы для расчёта деформаций свайных фундаментов с уширениями в данном разделе.

5.2 Исходные сейсмические данные для расчёта общей системы «основание - свайный фундамент с уширениями - сооружение» и определение параметров сейсмического воздействия на фундамент с уширениями

При расчёте общей системы «основание- свайный фундамент с уширениями-сооружение» исходные данные, представляющие сейсмическое воздействие, задаются на границах массива грунта. Это функции, зависящих от времени, перемещений частиц грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях. Функции перемещений грунта на границах массива грунта должны соответствовать расчетному землетрясению, заданному в контрольной точке строительной площадки. Контрольная точка - это точка на поверхности грунта или на поверхности жёсткого слоя.

Параметры функций перемещений на границах должны быть рассчитаны с учётом свойств грунта, типа волн, распространяющихся во время землетрясения, и расположения предполагаемой границы.

Расчёты параметров функций на границах грунтового основания должны выполняться с использованием математических моделей механики сплошных сред.

Нижняя граница грунтового массива должна располагаться на достаточно больших расстояниях от нижнего конца свайного фундамента с уширениями, чтобы отражённые волны не искажали воздействие на фундамент здания или сооружения. При проектировании боковых границ модели необходимо учитывать их влияние на распределение напряжений в грунте вокруг фундамента. Чтобы избежать искажений, рекомендуется применять границы, имитирующие либо прозрачные, либо вязкие среды. Размеры элементов при дискретизации

массива грунта должна быть не большими для адекватного описания статических и динамических воздействий.

Конечные элементы грунтового массива и элементы, используемые для моделирования границы раздела фундамента с грунтом, должны быть достаточно малыми, чтобы обеспечить передачи воздействий с частотами вплоть до частоты среза. Для передачи сейсмических воздействий требуются элементы с размерами, меньшими или равными одной пятой наименьшей принимаемой в расчёт длины волны. Для построения конечных элементов, описывающих состояние сплошной среды, можно воспользоваться методом, основанным на свойствах изображений Фурье финитных функций, представленным в гл. 1 п. 1.2.3, в гл.4 п. 4.3.4. Для выполнения расчётов во временной области шаг интегрирования должен быть выбран достаточно малым для обеспечения точности и стабильности решения.

При выполнении решения анализа области частот приращение частоты должно быть выбрано достаточно малым, чтобы обеспечить точность решения вплоть до выбранной частоты среза. Тихий период должен быть добавлен к возбуждению, чтобы ослабить структурные вибрации в конце возбуждения. Частота среза должна приниматься равной удвоенной наивысшей собственной частоте объединённой модели сооружение – массив грунта, но не меньше 10Герц. Кроме того, частота среза может определяться по спектру исходных движений грунта. В этом случае частота среза определяется частотой, на которой амплитуда Фурье входного движения превысила частоту пикового значения и была равна частоте, на которой амплитуда достигла 10% от пикового значения. При дискретизации функции во времени может произойти в области наложение спектров. При дискретизации изображений Фурье во временной области может произойти перехлёст функций, что приведёт к ненулевым начальным. Исключить такой перехлёст можно путём добавления нулевых исходных данных. Обычно добавляются нулевые отсчёты на интервале времени такой же продолжительности, что и интервал с ненулевыми отсчётами.

Шаг дискретизации по времени Δt должен быть подобран таким образом, чтобы учитывалась максимальные, представляющие интерес частоты. Наибольшая частота, которая может быть учтена при численном преобразовании Фурье определяется выражением: $f_N = \frac{1}{2\Delta t}$ (Гц). Частота f_N называется частотой Найквиста.

Определение параметров сейсмического воздействия на свайный фундамент с уширениями называют проблемой кинематического взаимодействия, или определением реакции безмассового фундамента. Инерционные свойства фундамента учитываются на более поздней стадии. Предполагая, что на поверхность фундамента падают вертикально распространяющиеся волны.

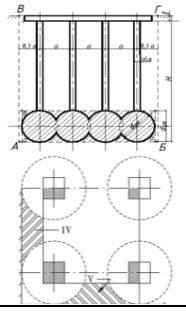
Фундамент рассматривается как жесткое безмассовое твёрдое тело, реакция которого на сейсмическое воздействие может быть описана с использованием шестикомпонентного вектора:

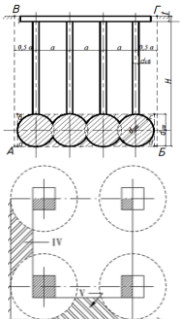
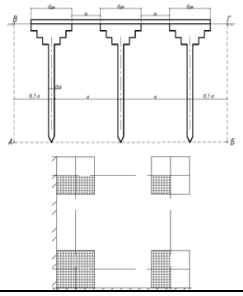
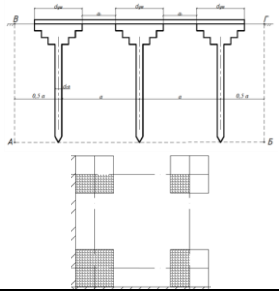
$$\{U\} = \left[u_x, \psi_x, u_y, \psi_y, u_z, \psi_z \right]' \tag{5.4}$$

в котором u_x u_y и $u_я$ описывают компоненты поступательного движения фундамента, ψ_x, ψ_y и ψ_z - вращательного движения. Так как размеры фундаментов опор мостов малы по сравнению с фундаментами зданий (например, атомных станций) для оценки взаимодействия с грунтом достаточно определить две компоненты вектора $\{U\}$, а именно u_x и u_y. Безмассовый абсолютно жёсткий фундамент опирается на пружины и демпферы, имитирующие грунтовый массив.

Характеристики эквивалентных пружин и демпферов зависят от свойств верхнего слоя грунта и геометрии фундамента. В нормативных документах [5] уже давно используются выражения жёсткостей эквивалентных грунтовых пружин и коэффициентов демпфирования для фундаментов с основаниями круглой и прямоугольной формы. Выражения для этих коэффициентов представлены в таблице 5.1

Таблица 5.1 - Эквивалентные характеристики жёсткости грунтовых пружин демпферов прямоугольных и круглых в плане свайных фундаментов с уширениями

N п/п	Вид движения и форма основания фундамента	Эквивалентные жесткости пружин	Эквивалентные коэффициенты демпфирования
1	2	3	4
1	Горизонтальное поступательное 	$k_c = \frac{32(1-\nu)GR}{7-8\nu}$	$c_c = 0.576 k_c R\sqrt{\rho / G}$

2	Вертикальное поступательное 	$k_z = \dfrac{4GR}{(1-\nu)}$	$c_z = 0.85 k_z R\sqrt{\rho / G}$
3	Горизонтальное поступательное 	$k_1 = 2(1+\nu) G \beta_x \sqrt{BL}$	Использовать результаты для круглого основания с эквивалентным радиусом $R = \sqrt{BL/\pi}$
4	Вертикальное поступательное 	$k_z = \dfrac{G}{1-\nu}\beta_z \sqrt{BL}$	

Примечание. *B* - ширина основания фундамента перпендикулярного к направлению горизонтального сейсмического воздействия; *L* - длина основания в направлении горизонтального воздействия. В первоисточнике [128,129] приводятся зависимости коэффициентов β_x и β_z от соотношения сторон прямоугольного в плане основания: *L/B.* Если это отношение не превышает величины, равной 3.0, можно принять $\beta_x = 1$ и $\beta_z = 2.2$. Кроме того, эти характеристики можно получить путём решения задачи воздействия круглого или прямоугольного в плане тела на упругое полупространство .

5.3 Методика оценки сейсмического воздействия на свайные фундаменты, основанная на свойствах изображений Фурье финитных функций

Для оценки сейсмических воздействий на свайные фундаменты удобно использовать спектры максимальных реакций или спектры откликов. Оценка спектров максимальных реакций экстремальных значений (деформаций, скоростей и ускорений) при колебаниях фундамента является одной из ключевых, востребованных и распространенных характеристик кинематического воздействия.

Графики максимальных реакций (откликов) демонстрируют зависимость максимальных деформаций, скоростей или ускорений от частоты или периода колебаний простых систем (обладающих одной степенью свободы) под воздействием заданного колебания основания. Само основание может отражать движение земной поверхности, вызванное естественными или антропогенными процессами. Использование спектров реакций на сейсмические воздействия – стандартная практика в строительных нормах и руководствах по проектированию сейсмостойких конструкций, применяемая более чем в 50 странах мира, включая государства Европы, Азии, Северной и Южной Америки, Австралии и другие.

Данная концепция возникла благодаря изучению поведения осцилляторов с различными собственными частотами при воздействии реальных землетрясений, как в полевых условиях (исследования Сюэхиро), так и в лабораторных экспериментах. В этих экспериментах измерялись максимальные смещения маятников с разными собственными частотами, установленных на платформах, подвергавшихся динамическим воздействиям, имитирующим ускорения, зафиксированные во время настоящих землетрясений.Теоретические исследования существенно интенсифицировались после Всемирной инженерной конференции в Токио в 1929 году. Важную роль в этом сыграли лекции известного учёного Теодора фон Кармана. Благодаря трудам учёных Био и Хаузнера к 1940 году были разработаны математические основы спектров максимальных реакций [128-130].

В российских нормах для оценки сейсмических воздействий используется понятие «спектральный коэффициент динамичности»-β. Кривые коэффициента динамичности β в российских нормах строятся как функции периода свободных колебаний осциллятора [161].

Во многих случаях необходимо определять только максимальные значения внутренних усилий и перемещений. Спектры ответов позволяют определять эти величины, т.к. представляют собой реакции механических систем на кинематические воздействия.

Спектры ответов можно вычислить, выполнив преобразование Фурье кинематического сейсмического воздействия.

Для построения спектров ответов с использованием интегрального преобразования Фурье найдём производную интеграла Дюамеля:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_d}\int_0^t \ddot{u}_g(\tau)\sin\omega_d(t-\tau)e^{-\omega_n\xi(t-\tau)}d\tau$$

, которая при $\xi = 0$ имеет вид:

$$\dot{u}(t) = -\left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau)\cos\omega\tau d\tau\right]\cos\omega t + \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau)\sin\omega\tau d\tau\right]\sin\omega t \tag{5.5}$$

Зафиксировав наивысшее возможное значение относительной скорости $S_v(\omega)$, характеризуемое собственной частотой ω системы и достигаемое в определенный момент времени t_v, можно определить амплитуду скорости:

$$S_v(\omega) = \sqrt{\left[\int_0^{t_v} \ddot{u}_g(\tau)\cos\omega\tau d\tau\right]^2 + \left[\int_0^{t_v} \ddot{u}_g(\tau)\sin\omega\tau d\tau\right]^2} \tag{5.6}$$

Преобразование Фурье функции $\ddot{u}_g(t)$ определяется выражением:

$$F[\ddot{u}_g(t)] = \int_0^{t_k} \ddot{u}_g(t)e^{i\omega t}dt \tag{5.7}$$

где t_k - продолжительность землетрясения. Амплитудный спектр Фурье $|F[\ddot{u}(t)]|$ определяется как корень квадратный из суммы квадратов действительной и мнимой части изображения Фурье:

$$\left|F[\ddot{u}_g(t)]\right| = \sqrt{\left[\int_0^{t_k} \ddot{u}_g(t)\cos\omega t dt\right]^2 + \left[\int_0^{t_k} \ddot{u}_g(t)\sin\omega t dt\right]^2} \tag{5.8}$$

Если максимальное значение перемещений $S_d(\omega)$ достигается в момент времени $t_d = t_k$, тогда

$$S_{pv}(\omega,0) = \omega S_d(\omega,0) = \sqrt{\left[\int_0^{t_d} \ddot{u}_g(\tau)\cos\omega\tau d\tau\right]^2 + \left[\int_0^{t_d} \ddot{u}_g(\tau)\sin\omega\tau d\tau\right]^2} \tag{5.9}$$

Сопоставив выражения (5.9) и (5.10), обнаруживается, что амплитудный спектр Фурье, характеризующий ускорения земной поверхности, и спектр псевдоскоростей оказываются идентичными $t_d = t_k$:

$$S_{pv}(\omega,0) = \left|F[\ddot{u}_g(t)]\right| \tag{5.10}$$

Основываясь на соотношениях (5.5) и (5.10), устанавливается следующая связь между спектрами максимальных смещений, скоростей и ускорений для систем с незначительным демпфированием:

$$S_{pv}(\omega,\xi)=\omega S_d(\omega,\xi)=\frac{S_a(\omega,\xi)}{\omega} \tag{5.11}$$

Учитывая, что спектр максимальных псевдоскоростей и амплитудный спектр ускорений поверхности грунта равны, для построения спектров ответов для упругих линейных систем можно использовать преобразование Фурье функции ускорений поверхности.

Кроме того, можно получить ещё одно полезное соотношение между спектрами максимальных реакций и амплитудным спектром ускорений поверхности грунта. Применив преобразование Фурье к обеим частям уравнения, получим:

$$\ddot{u}+2\omega_n\xi\dot{u}+\omega_n^2u=-\ddot{u}_g \Rightarrow \tilde{u}(-\omega^2-i\omega 2\omega_n\xi+\omega_n^2)=-F(\ddot{u}_g) \tag{5.12}$$

$$\tilde{u}\omega^2(-1-i2\frac{\omega_n}{\omega}\xi+\frac{\omega_n^2}{\omega^2})=-F(\ddot{u}_g) \tag{5.13}$$

Преобразовав выражение, получим:

Учитывая, что максимальные значения перемещений достигаются при $\omega\approx\omega_n$, выражение (4.13) можно представить в виде:

$$S_d(\omega,\xi)\omega^2 2\xi=\left|F(\ddot{u}_g)\right| \tag{5.14}$$

или

Учитывая соотношение (5.14), получим:

$$S_a(\omega,\xi)=\left|\frac{F(\ddot{u}_g)}{2\xi}\right| \tag{5.15}$$

Таким образом, спектры максимальных реакций можно получить, выполнив преобразование Фурье функции $\ddot{u}_g$.

Предположим, что доминирующая частота сейсмического воздействия равна ω. Тогда максимальное сейсмическое воздействие можно определить по спектру ответов. Это будет значение, соответствующее частоте $f=\frac{\omega}{2\pi}$ (рис. 5.1).

Далее можно воспользоваться расчётами на гармоническое воздействие. При расчете на динамические воздействия дифференциальное уравнение изгиба сваи на упругом основании имеет вид:

$$EI_2\frac{d^4u_2}{dx^4}+k_2u_2+\rho A\frac{d^2u_2}{dt^2}=EI_2u(0)\delta'''(x)-EIu(l_2)\delta'''(x-l_2)+EI_2u'(0)\delta''(x)-$$
$$-EI_2u'(l_2)\delta''(x-l_2)+M(0)\delta'(x+l_2)-M\delta'(x-l_2)+Q(0)\delta(x+l_2)-Q(l_2)\delta(x-l_2) \quad (5.16)$$

где ρ - плотность материала сваи, A - площадь сечения сваи,

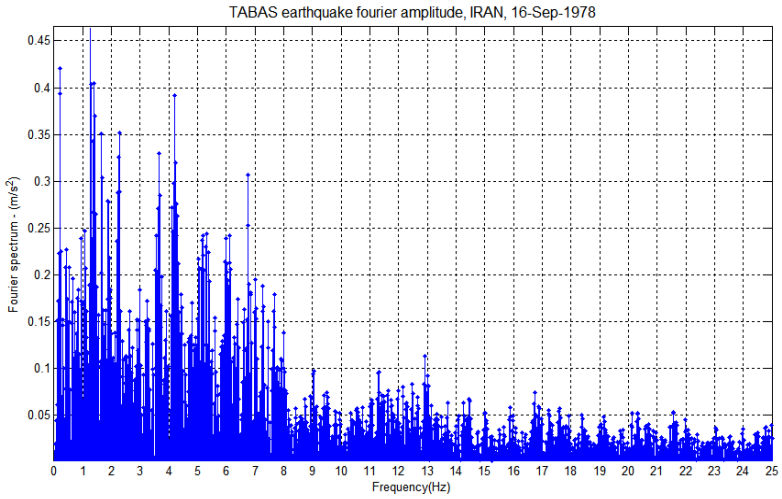


Рисунок 5.1 - Амплитудный спектр Фурье землетрясения в Иране (2017г.)

$$EI_2\frac{d^4u_2}{dx^4}+k_2(u_2+u_г)+\rho A\frac{d^2u_2}{dt^2}=EI_2u(0)\delta'''(x)-EIu(l_2)\delta'''(x-l_2)+EI_2u'(0)\delta''(x)-$$
$$-EI_2u'(l_2)\delta''(x-l_2)+M(0)\delta'(x+l_2)-M\delta'(x-l_2)+Q(0)\delta(x+l_2)-Q(l_2)\delta(x-l_2) \quad (5.17)$$

$$EI_2\frac{d^4u_2}{dx^4}+k_2u_2+\rho A\frac{d^2u_2}{dt^2}=EI_2u(0)\delta'''(x)-EIu(l_2)\delta'''(x-l_2)+EI_2u'(0)\delta''(x)-$$
$$-EI_2u'(l_2)\delta''(x-l_2)+M(0)\delta'(x+l_2)-M\delta'(x-l_2)+Q(0)\delta(x+l_2)-Q(l_2)\delta(x-l_2)-k_2(u_2) \quad (5.18)$$

Применим преобразование Фурье, разделив обе части уравнения на изгибную жёсткость EI, введя общепринятое обозначение $\frac{k}{EI}=4\beta^4$ и здесь ν и ω – параметры преобразования Фурье по длине (x) и по времени (t):

При гармоническом воздействии дифференциальное уравнение имеет вид, подобным уравнением статики, у которых параметр β уменьшается на величину равную $\rho A\omega^2$:

$$\tilde{u}(\nu)\left[\nu^4+\frac{k}{EI}-\rho A\omega^2\right]=u(l_1,\omega)(-i\nu)^3e^{-i\nu l_1}+u'(l_1,\omega)(-i\nu)^2e^{-i\nu l_1}+\frac{M(l_1,\omega)(-i\nu)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}+$$
$$+\frac{Q(l_1,\omega)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}-u(l_2,\omega)(-i\nu)^3e^{i\nu l_2}-u'(l_2,\omega)(-i\nu)^2e^{i\nu l_2}-\frac{M(l_2,\omega)(-i\nu)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i}-\frac{Q(l_2,\omega)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i}-4\beta^4u_г \quad (5.19)$$

$$\tilde{u}(\nu)\left[\nu^4+4\beta^4\left(1-\frac{\rho A\omega^2}{k}\right)\right]=u(l_1,\omega)(-i\nu)^3e^{-i\nu l_1}+u'(l_1,\omega)(-i\nu)^2e^{-i\nu l_1}+\frac{M(l_1,\omega)(-i\nu)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}+$$
$$+\frac{Q(l_1,\omega)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}-u(l_2,\omega)(-i\nu)^3e^{i\nu l_2}-u'(l_2,\omega)(-i\nu)^2e^{i\nu l_2}-\frac{M(l_2,\omega)(-i\nu)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i}-\frac{Q(l_2,\omega)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i}-4\beta^4u_г \quad (5.20)$$

Обозначим правую часть уравнения $Q(\nu)$ и $\eta^2 = \dfrac{\rho A \omega^2}{k}$, получим:

$$\tilde{u}(\nu)\left[\nu^4 + 4\beta^4\left(1-\eta^2\right)\right] = Q(\nu) \quad (5.21) \qquad \tilde{u}(\nu) = \frac{Q(\nu)}{\nu^4 + 4\beta^4\left(1-\eta^2\right)} \quad (5.22)$$

Отметим, что знаменатель полученного уравнения отличается от статического уравнения свободным членом: $\nu^4 + 4\beta^4\left(1-\eta^2\right)$=0.

В уравнениях (5.21, 5.22) представлено восемь неизвестных параметров, характеризующих граничные условия сваи. Согласно теореме Винера-Пэли-Шварца, рассматриваемая функция $Q(\nu)$ является аналитической, поскольку она является преобразованием Фурье конечной функции. Сумма аналитических функций, формирующая числитель уравнения, обязана содержать корни знаменателя. Это накладывает необходимость соблюдения четырех условий: $\tilde{u}(\nu_j) = 0$, $j = 1,2,3,4$, где ν_j корни рассматриваемого выражения $\nu^4 + 4\beta^4\left(1-\eta^2\right) = 0$. Таким образом, решение динамической задачи при гармоническом воздействии для свай в упругой среде сводится к решению аналогичных статических задач, в которых коэффициент, характеризующий упругие опоры и жёсткость балки β заменяется коэффициентом $\beta\sqrt[4]{\left(1-\eta^2\right)}$.

Определим корни выражения $\nu^4 + 4\beta^4\left(1-\eta^2\right) = 0$, которые понадобятся для дальнейших алгебраических преобразований.

$$\nu_1 = \sqrt{2}\sqrt[4]{1-\eta^2}\beta(1+i);\ \nu_2 = \sqrt{2}\sqrt[4]{1-\eta^2}\beta(-1+i);$$
$$\nu_3 = \sqrt{2}\sqrt[4]{1-\eta^2}\beta(-1-i);\ \nu_4 = \sqrt{2}\sqrt[4]{1-\eta^2}\beta(1-i). \quad (5.23)$$

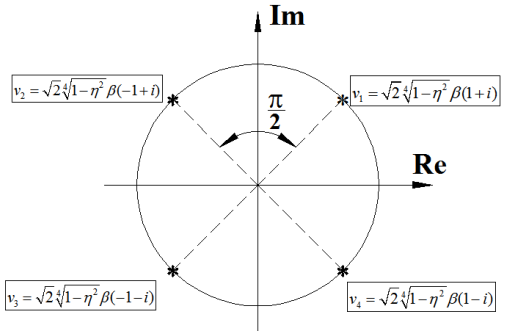


Рисунок 5.2 Представление корней выражения $\nu^4 + 4\beta^4\left(1-\eta\right) = 0$ на комплексной плоскости

$$u(l_1)(-i\nu_j)^3 e^{-i\nu_j l_1} - u(l_2)(-i\nu_j)^3 e^{i\nu_j l_2} + u'(l_1)(-i\nu_j)^2 e^{-i\nu_j l_1} - u'(l_2)(-i\nu_j)^2 e^{i\nu_j l_2}$$
$$+\frac{M(l_1)(-i\nu_j)e^{-i\nu_j l_1}}{E_i I_i} - \frac{M(l_2)(-i\nu_j)e^{i\nu_j l_2}}{E_i I_i} + \frac{Q(l_1)e^{-i\nu_j l_1}}{E_i I_i} - \frac{Q(l_2)e^{i\nu_j l_2}}{E_i I_i} - 4\beta^4 u_z = 0$$

(5.24)

Где, $j = 1,2,3,4$.

Для определения взаимосвязей между восемью граничными условиями используется система из четырёх уравнений, что позволяет смоделировать свайу с уширением на податливом основании методом конечных элементов. Если требуется рассчитать сваю, характеризующуюся непостоянной жесткостью – например, с уширениями на поверхности или концах, а также изменчивыми параметрами грунта, необходимо разделить её на отдельные конечные элементы. При этом общую матрицу необходимо формировать, учитывая, что в точках соединения этих элементов должны быть равны смещения, углы наклона, поперечные силы и моменты.

Таким образом, разработана методика построения конечных элементов, позволяющая рассматривать напряжённо-деформированное состояние свай на упругом основании с кусочно-переменными и кусочно-постоянными постоянными параметрами. Разработанная методика, основанная на свойствах изображений Фурье финитных функций, позволяет рассчитывать сваи с концевыми и поверхностными уширениями на динамические воздействия [99, 152, 154, 155, 156].

5.4 Оценка колебаний ростверка длинных свай под опоры мостов

В качестве примера применения изложенной выше методики рассмотрим колебания длинной сваи с высоким ростверком при сейсмическом воздействии на транспортное сооружение - мост.

Свайные фундаменты с высоким ростверком под опоры мостов и другие транспортные сооружения имеют существенные преимущества перед фундаментами с заглубленной в грунт плитой. К этим преимуществам относятся следующие: при одинаковых несущей способности и жесткости на их сооружение затрачивается меньше материалов и труда; отпадает необходимость в устройстве котлованов в грунте и связанных с этим земляных работах; взамен шпунтовых ограждений котлованов могут быть использованы менее дорогие перемычки разных конструкций; вместо монолитных, с большей экономической эффективностью используются оболочки и столбы; применением наклонно расположенных элементов можно создать фундаменты по жесткости и несущей способности равноценные фундаментам с заглубленной в грунт плитой; уменьшаются местные размывы дна русла.

Модели для определения воздействия сейсмических волн на фундаменты мостов характеризуются следующими параметрами: G_1-u ν_1 модуль сдвиги коэффициент Пуассона поверхностного слоя грунта, α – скорость распространения продольных волн в грунте; β – скорость распространения поперечных волн в грунте; ρ – плотность грунта.

Для определения параметров грунтовых пружин и демпферов к фундаменту прикладываются вертикальные и горизонтальные силы и определяются соответствующие им перемещения. Расчётные схемы можно представить двух типов: в виде жёсткой безмассового фундамента на поверхностном слое грунтового основания и в виде жёсткой границы на поверхности фундамента с грунтом. В первом случае модель характеризуется параметрами G_1, ν_1 и ρ , во втором – α, β и ρ. Для определения силового воздействия на основание фундамента используется модель в виде жёсткой границы на поверхности фундамента с грунтом. Решается задача механики сплошных сред со смешанными граничными условиями, в этом случае на свободной поверхности напряжения равны нулю. На границе грунта с фундаментом перемещения равны нулю. На заключительном этапе эти переменные во времени напряжения прикладываются к пружинам, на которые опирается фундамент.

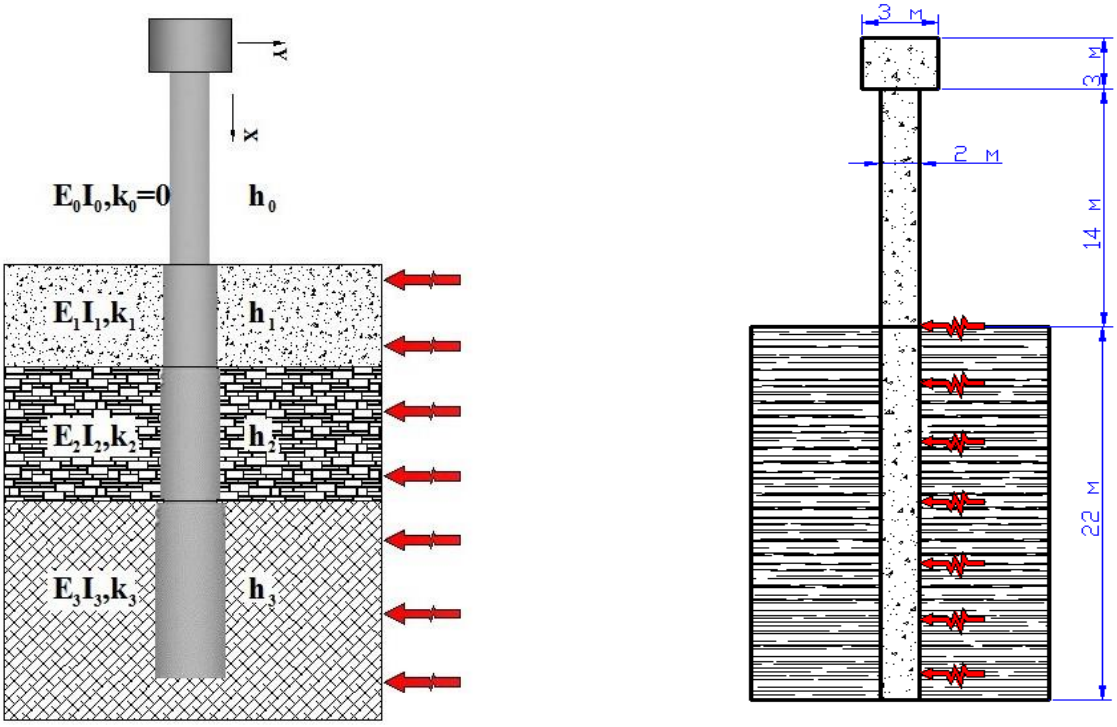


Рисунок 5.3 - Расчётная схема и геометрические параметры для расчёта сваи с высоким ростверком при сейсмическом воздействии

Рассмотрим поведение длинной сваи ступенчатой конструкции, образованной несколькими частями, погруженными в слои грунта с различными характеристиками и

сужающимися по мере углубления. Для упрощения анализа свая разбивается на отдельные участки конечной длины, где можно считать изгибную жёсткость и свойства грунта постоянными. Верхняя часть сваи жестко закреплена в массивном ростверке, а нижняя погружена в грунт.

Сейсмическая нагрузка моделируется в виде плоских продольных или поперечных волн, описываемых заданными акселерограммами. Для анализа изгибных колебаний сваи применяется стандартная модель балки Эйлера-Бернулли.

Запишем дифференциальное уравнение, описывающее колебания элемента сваи, находящегося в грунте, в обобщенной функциональной форме:

Рассмотрим колебания длинной ступенчатой сваи, которая состоит из нескольких элементов, находящихся в пластах грунта с разными свойствами и расширяющихся к низу. Вся свая расчленяется на элементы конечной длины, на которой изгибная жёсткость и характеристики грунта остаются неизменными. Верхний конец сваи заделан в массивный ростверк. Часть сваи находится между ростверком и грунтом.

Сейсмическое воздействие представляет собой плоские продольные волны или поперечные волны, которые характеризуются известными заданными акселерограммами $\ddot{u}_g(t)$.

Для описания изгибных колебаний сваи используется классическая модель балки Эйлера- Бернулли.

Запишем дифференциальное уравнение колебаний находящегося в грунте элемента сваи в обобщённых функциях:

$$\begin{aligned} &E_i I_i \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} + k_i u(x,t) + \rho_i A_i \frac{\partial^2 u_i(x,t)}{\partial t^2} = f(x,t) + \\ &+E_i I_i u(l_1)\delta'''(x+l_1) + E_i I_i u'(l_1)\delta''(x+l_1) + E_i I_i u''(l_1)\delta'(x+l_1) + E_i I_i u'''(l_1)\delta(x+l_1) + \\ &-E_i I_i u(l_2)\delta'''(x-l_2) - E_i I_i u'(l_2)\delta''(x-l_2) - E_i I_i u''(l_2)\delta'(x-l_2) - E_i I_i u'''(l_2)\delta(x-l_2) + \\ &+\rho_i A_i \frac{\partial u(x,0)}{\partial t}\delta(t) + \rho_i A_i u(x,0)\dot{\delta}(t) \end{aligned} \tag{5.25}$$

где ρ – плотность материала ростверка $\left[\text{кг}/\text{м}^3\right]$; A – площадь поперечного сечения сваи $\left[\text{м}^2\right]$; $E_i I_i$ – изгибная жёсткость сваи; k_i – коэффициент постели основания сваи $\left[\text{Н}/\text{м}^3\right]$.

При сейсмическом воздействии, определяемом ускорением колебаний грунта $\ddot{u}_g(t)\left[\text{м}/\text{с}^2\right]$ при нулевых начальных условиях. Дифференциальные уравнения колебаний части сваи, находящейся в грунте, имеет вид:

$$E_iI_i\frac{\partial^4 u_i(x,t)}{\partial x^4}+k_iu(x,t)+\rho_iA_i\frac{\partial^2 u_i(x,t)}{\partial t^2}=-\frac{\rho_iA_i}{EI}\ddot{u}_g(t)\left[\theta(x+l_1)-\theta(x-l_2)\right]+$$
$$+E_iI_iu(l_1)\delta'''(x+l_1)+E_iI_iu'(l_1)\delta''(x+l_1)+M(l_1)\delta'(x+l_1)+Q(l_1)\delta(x+l_1)+$$
$$-E_iI_iu(l_2)\delta'''(x-l_2)-E_iI_iu'(l_2)\delta''(x-l_2)-M(l_2)\delta'(x-l_2)-Q(l_2)\delta(x-l_2) \qquad (5.26)$$

В уравнении (5.26) функция $u_i(x,t)$ представляет собой относительное движение, $u_g(x,t)$ - переносное движение.

Применим преобразование Фурье по двум переменным, разделив обе части уравнения на изгибную жёсткость EI и введя общепринятое обозначение $k/EI=4\beta^4$, $c=\sqrt{E/\rho};\left[\text{м/с}\right]$ – скорость распространения волн в стержне, $r=\sqrt{I/A};\left[\text{м}\right]$ – радиус инерции поперечного сечения сваи, ν и ω – параметры преобразования Фурье по длине (x) и по времени (t):

$$\tilde{u}(\nu)\left[(i\nu)^4+\left(4\beta-\frac{\omega^2}{c^2r^2}\right)\right]=-\frac{1}{c^2r^2}\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)+$$
$$+u(l_1,\omega)(-i\nu)^3e^{-i\nu l_1}+u'(l_1,\omega)(-i\nu)^2e^{-i\nu l_1}+\frac{M(l_1,\omega)(-i\nu)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}+\frac{Q(l_1,\omega)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}+$$
$$-u(l_2,\omega)(-i\nu)^3e^{i\nu l_2}-u'(l_2,\omega)(-i\nu)^2e^{i\nu l_2}-\frac{M(l_2,\omega)(-i\nu)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i}-\frac{Q(l_2,\omega)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i} \qquad (5.27)$$

Обозначив изображение Фурье обобщённой нагрузки, $\Psi(\nu,\omega)$ и $4\alpha=\omega^2/(c^2r^2)$, получим:

$$\Psi(\nu,\omega)=u(l_1,\omega)(-i\nu)^3e^{-i\nu l_1}+u'(l_1,\omega)(-i\nu)^2e^{-i\nu l_1}+\frac{M(l_1,\omega)(-i\nu)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}+\frac{Q(l_1,\omega)e^{-i\nu l_1}}{E_iI_i}+$$
$$-u(l_2,\omega)(-i\nu)^3e^{i\nu l_2}-u'(l_2,\omega)(-i\nu)^2e^{i\nu l_2}-\frac{M(l_2,\omega)(-i\nu)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i}-\frac{Q(l_2,\omega)e^{i\nu l_2}}{E_iI_i} \qquad (5.28)$$

$$\tilde{u}(\nu)=\frac{\Psi(\nu,\omega)-\frac{1}{c^2r^2}\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\nu^4+4\left(\beta^4-\alpha^4\right)}=\frac{\Psi(\nu,\omega)-\frac{1}{c^2r^2}\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\nu^4+4\beta^4\left(1-\eta^4\right)} \qquad (5.29)$$

где $\eta^4=\frac{\alpha^4}{\beta^4}=\frac{\omega^2\rho A}{EI}\frac{EI}{k}=\frac{\omega^2\rho A}{k}=\frac{\omega^2}{\omega_0^2}$ и $\omega_0=\sqrt{\frac{k}{\rho A}}$ - собственная частота колебаний сваи как твёрдого тела.

Граничные условия для верхнего конца сваи:

$$EIu'''(0,\omega)=-m_r\omega^2u(0,\omega)\quad\Rightarrow\quad u'''(0,\omega)=-\frac{m_r\omega^2u(0,\omega)}{EI}$$
$$EIu''(0,\omega)=-I_r\omega^2u'(0,\omega)\quad\Rightarrow\quad u''(0,\omega)=-\frac{I_r\omega^2u'(0,\omega)}{EI}$$

где $I_r = I_d = \frac{1}{12} m_r \cdot (h^2 + b^2)$ – центральный момент инерции (для прямоугольного массового элемента), m_r – масса ростверка $[\text{кг}]$; h – высота ростверка $[\text{м}]$; b – ширина ростверка $[\text{м}]$.

Используя граничные условия, запишем четыре уравнения для определения шести неизвестных:

$$\Psi(\nu,\omega) = u(l_1,\omega)e^{-i\nu l_1}\left\{(-i\nu)^3 - \frac{m_r\omega^2}{(EI)^2}\right\} + u'(l_1,\omega)e^{-i\nu l_1}\left\{(-i\nu)^2 + \frac{I_r\omega^2\cdot(i\nu)}{(EI)^2}\right\} +$$

$$-u(l_2,\omega)(-i\nu)^3 e^{i\nu l_2} - u'(l_2,\omega)(-i\nu)^2 e^{i\nu l_2} - \frac{M(l_2,\omega)(-i\nu)e^{i\nu l_2}}{E_i I_i} - \frac{Q(l_2,\omega)e^{i\nu l_2}}{E_i I_i}; \quad (5.30)$$

Определённые ранее граничные условия отражают закрепление верхней части сваи в ростверке. Для остальных, нижних сегментов сваи, за исключением самого нижнего, формируется по четыре уравнения, касающиеся восьми граничных параметров: смещений, углов наклона, изгибающих моментов и поперечных сил. В отношении последнего, нижнего сегмента, составляется четыре уравнения для шести параметров, поскольку на его конце поперечная нагрузка и изгибающий момент принимаются за равные нулю. В случае элементов сваи, характеризующихся ненулевым коэффициентом постели, корни знаменателей вычисляются по следующим формулам

$$\nu_1 = \beta(1+i)\sqrt[4]{4(1-\eta^4)};\quad \nu_2 = \beta(-1+i)\sqrt[4]{4(1-\eta^4)};$$
$$:\nu_3 = -\beta(1+i)\sqrt[4]{4(1-\eta^4)};;\quad \nu_4 = \beta(1-i)\sqrt[4]{4(1-\eta^4)}; \quad (5.31)$$

В случае, когда коэффициент постели свай равен нулю, корни, определяющие знаменатель, описываются следующими формулами:

$$\nu_1 = -\sqrt[4]{\alpha};\quad \nu_2 = -i\sqrt[4]{\alpha};\quad \nu_3 = i\sqrt[4]{\alpha};\quad \nu_4 = \sqrt[4]{\alpha}; \quad (5.32)$$

Четыре уравнения описывают взаимосвязь между восемью граничными условиями, что позволяет представить сваю, помещенную в упругую среду, в виде конечного элемента. В качестве иллюстрации ниже приведена матрица жесткости верхнего элемента сваи, жестко закрепленного в ростверке.

$$\begin{bmatrix} (-iv_1)^3-\frac{m_r\omega^2}{(E_1I_1)^2} & (-iv_1)^2+\frac{I_r\omega^2\cdot(iv_1)}{(E_1I_1)^2} & (iv_1)^3\cdot e^{iv_1 l} & -(iv_1)^2\cdot e^{iv_1 l} & \frac{iv_1\cdot e^{iv_1 l}}{E_1I_1} & \frac{-e^{iv_1 l}}{E_1I_1} \\ (-iv_2)^3-\frac{m_r\omega^2}{(E_2I_2)^2} & (-iv_2)^2+\frac{I_r\omega^2\cdot(iv_2)}{(E_2I_2)^2} & (iv_2)^3\cdot e^{iv_2 l} & -(iv_2)^2\cdot e^{iv_2 l} & \frac{iv_2\cdot e^{iv_2 l}}{E_2I_2} & \frac{-e^{iv_2 l}}{E_2I_2} \\ (-iv_3)^3-\frac{m_r\omega^2}{(E_3I_3)^2} & (-iv_3)^2+\frac{I_r\omega^2\cdot(iv_3)}{(E_3I_3)^2} & (iv_3)^3\cdot e^{iv_3 l} & -(iv_3)^2\cdot e^{iv_3 l} & \frac{iv_3\cdot e^{iv_3 l}}{E_3I_3} & \frac{-e^{iv_3 l}}{E_3I_3} \\ (-iv_4)^3-\frac{m_r\omega^2}{(E_4I_4)^2} & (-iv_4)^2+\frac{I_r\omega^2\cdot(iv_4)}{(E_4I_4)^2} & (iv_4)^3\cdot e^{iv_4 l} & -(iv_4)^2\cdot e^{iv_4 l} & \frac{iv_4\cdot e^{iv_4 l}}{E_4I_4} & \frac{-e^{iv_4 l}}{E_4I_4} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u(0) \\ \varphi(0) \\ u(l) \\ \varphi(l) \\ M(l) \\ Q(l) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.33)$$

Матрицы, описывающие поведение элементов, погруженных в грунт, будут аналогичны матрице (5.33). Различия возникнут в коэффициентах, где потребуется применять корни характеристического уравнения, представленные в выражениях (5.31) и (5.32). Также, в правой части уравнений необходимо учесть влияние инерционных сил. $\frac{1}{c^2 r^2}\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)$.

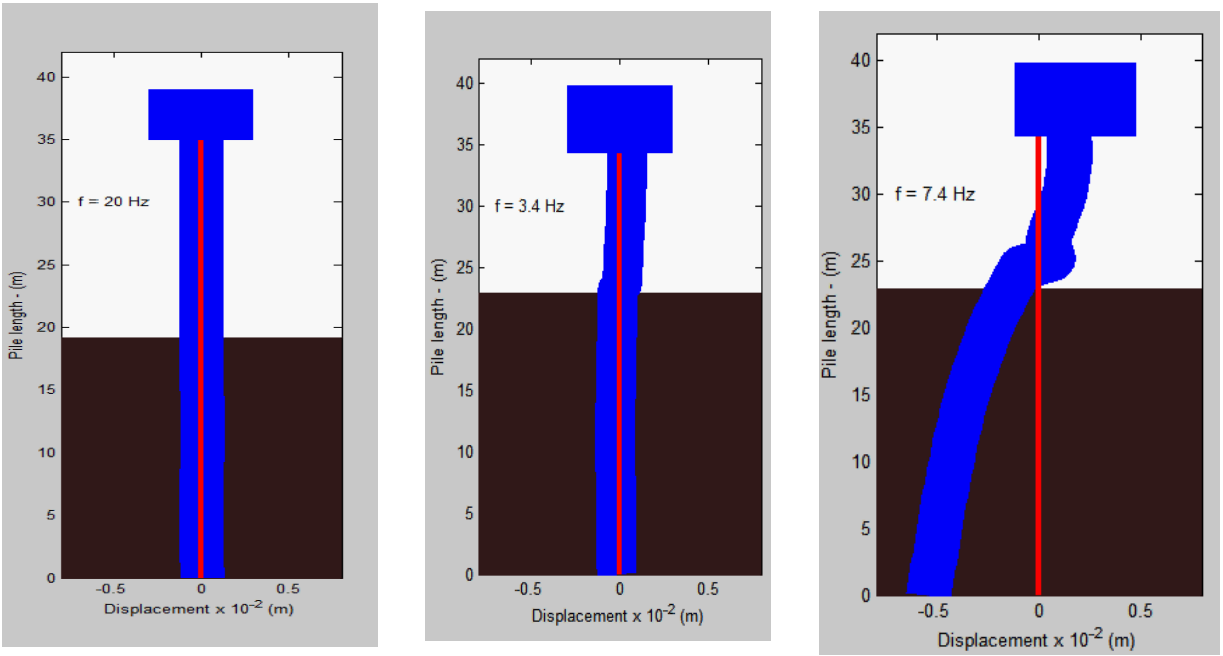


Рисунок 5.4 - Результаты колебаний и расчётная схема свайного ростверка при сейсмическом воздействии

С помощью платформы программирования **MATLAB** получили результаты изгибных деформаций, колебаний, момента и поперечного усилия сваи с высоким ростверком при сейсмическом воздействии по разработанной аналитической методике (рис. 5.4 и 5.5).

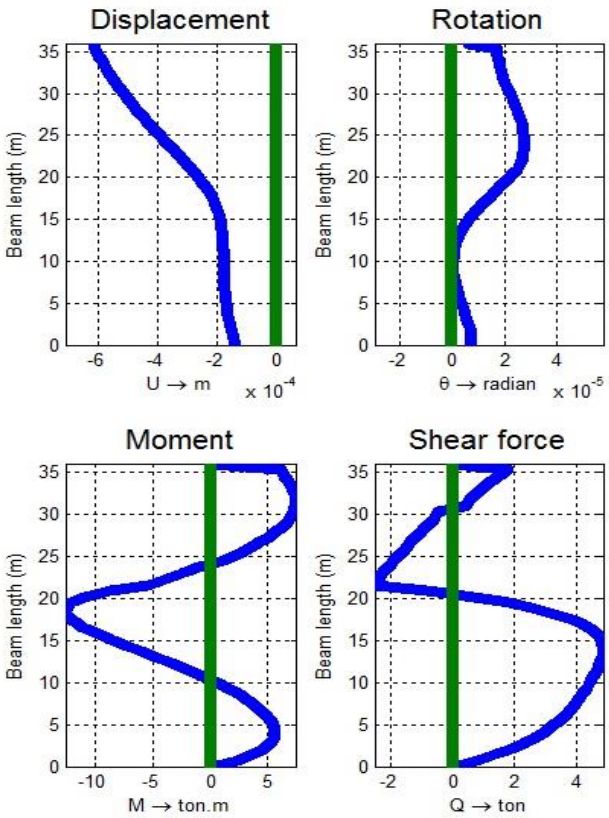


Рисунок 5.5 - Результаты изгибных деформаций, колебаний, момента и поперечного усилия сваи с высоким ростверком при сейсмическом воздействии

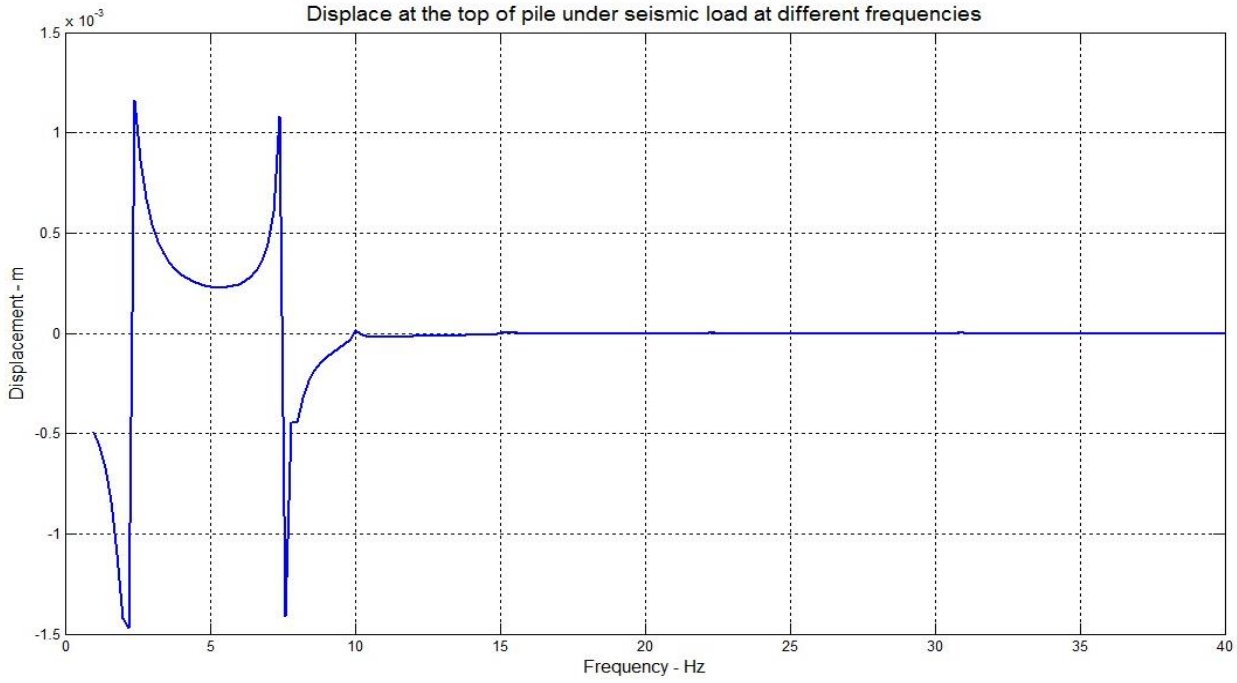


Рисунок 5.6 - Перемещения в верхней части сваи с высоком ростверком под действием сейсмической нагрузки на разных частотах

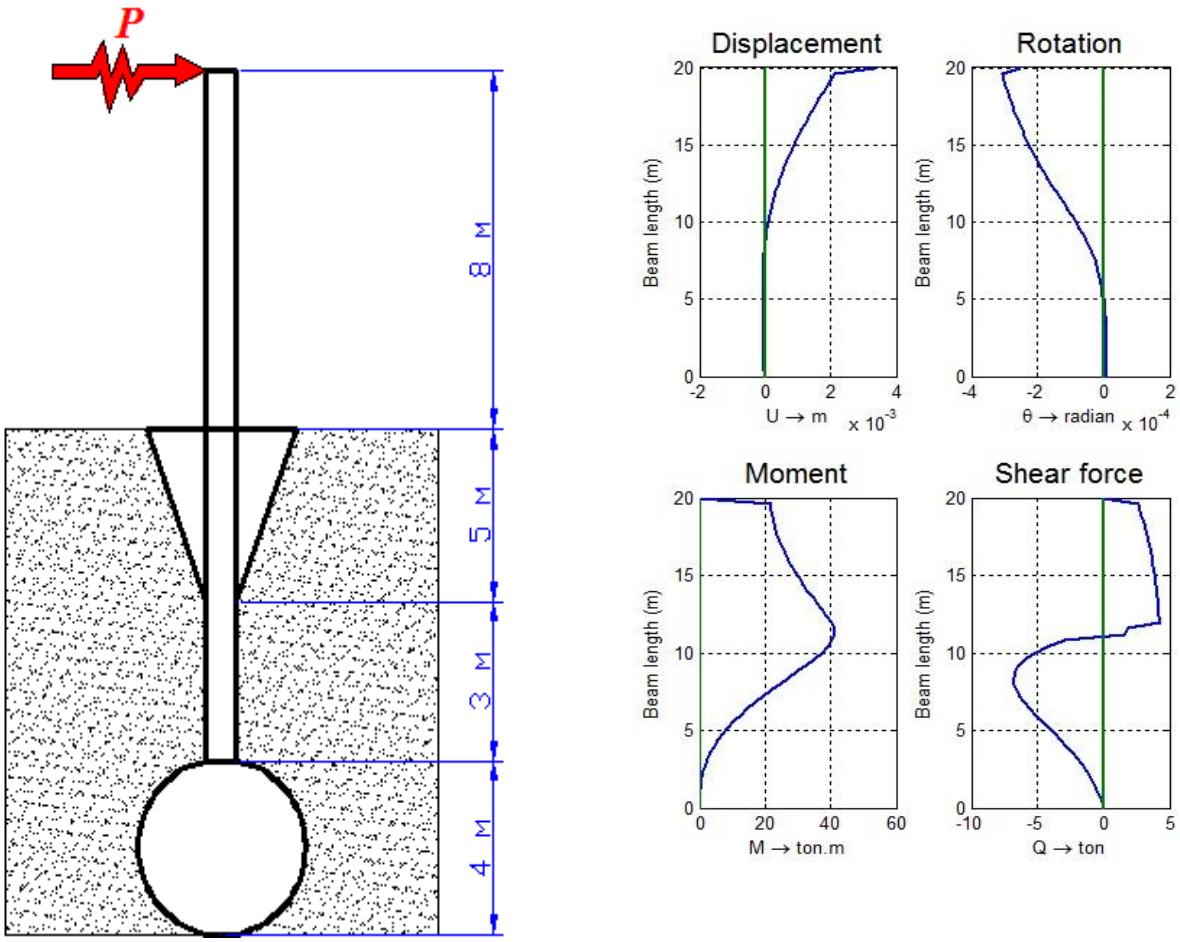


Рисунок 5.7 - Результаты расчёта сваи с совместными поверхностными и концевыми уширениями

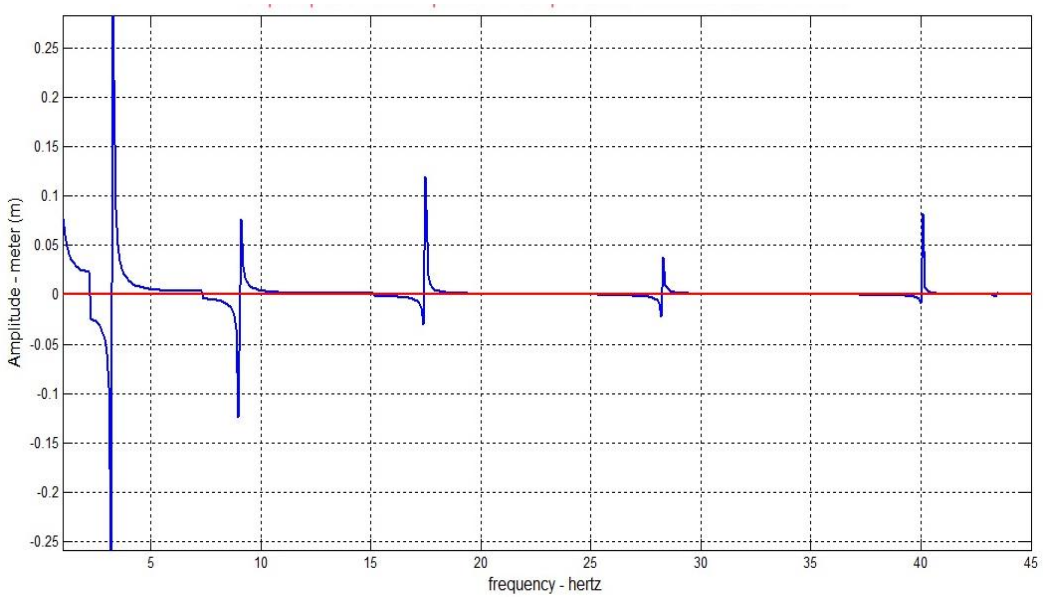


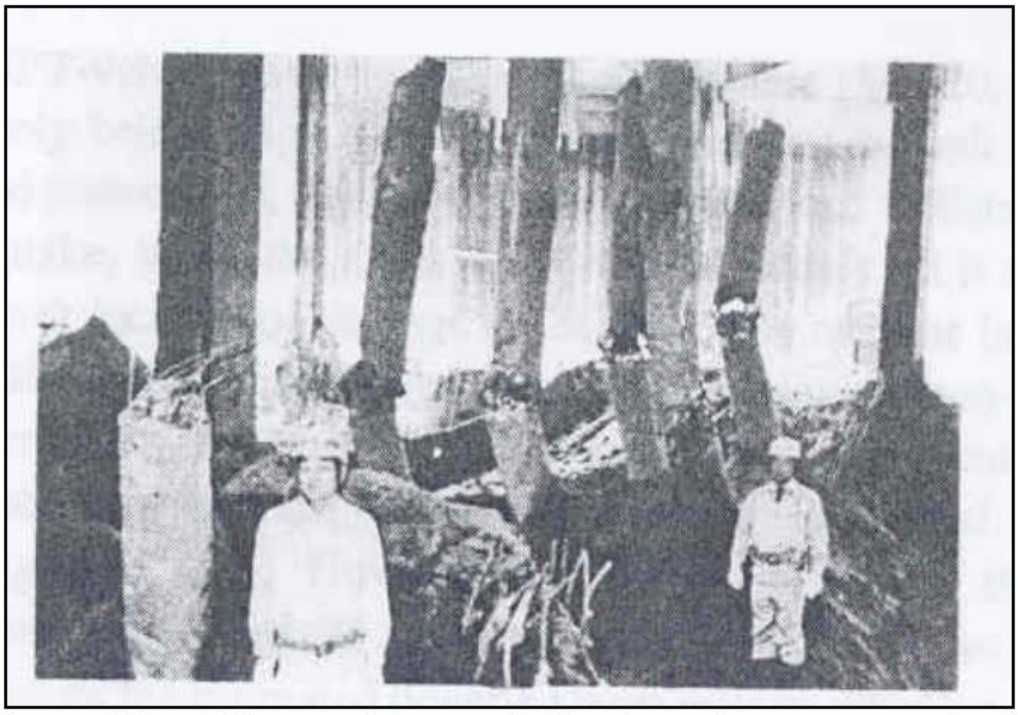
Рисунок 5.8 - Амплитуда колебаний сваи с поверхностным и концевым уширением при гармоническом воздействии в 10 тонн

Перемещения в верхней части сваи с высоком ростверком под действием сейсмической нагрузки на разных частотах, результаты расчёта сваи с совместными поверхностными и концевыми уширениями и амплитуда колебаний сваи с поверхностным и концевым уширением при гармоническом воздействии в 10 тонн представлены соответственно на рис. 5.6 – 5.8.

5.5 Методика расчёта ступенчатых свайных фундаментов на излом при разжижении грунтов

Разжижение грунта при сейсмических воздействиях это процесс, при котором циклические касательные напряжения вызывают избыточное поровое давление в грунтах, остаточная прочность которых еще достаточна для сохранения статического равновесия. Многие исследования и наблюдения [96, 211, 222, 300, 328, 341, 346, 352, 353, 354, 365 - 367, 369 и др.] показали, что узел соединения свай с ростверком является одним из частных мест разрушения свай при сейсмических воздействиях, как это показано на рис. 5.9 (а) где разрушение сваи произошло в результате отрыва её головы и сдвига на 2 метра при землетрясении в Ниигате в 1964 году. Способ соединения свай с ростверком влияет на силы и моменты, развивающиеся в стволе сваи.

а)



б)

Рисунок 5.9 Иллюстрации разрушения длинных свай при землетрясении: *а*) разрушение свай – отрыв у головы и сдвиг при землетрясении в Ниигате в 1964 году; *б*) разрушение свай – излом при разжижении на теле наблюдалось при раскопках здания во время землетрясения в Ниигате в 1964 году (Хамада, 1992г.) [347]

Исследуется напряжённо-деформированное состояние ступенчатой сваи, пересекающего зону двух грунтовых слоёв основания, верхних не разжижаемых и среднего - разжижаемого с неоднородными свойствами. Рассмотрим одинарную свую в зоне разлома основания грунтов. Рассматривается задача сдвигового сейсмического воздействия в зоне ствола длинной сваи.

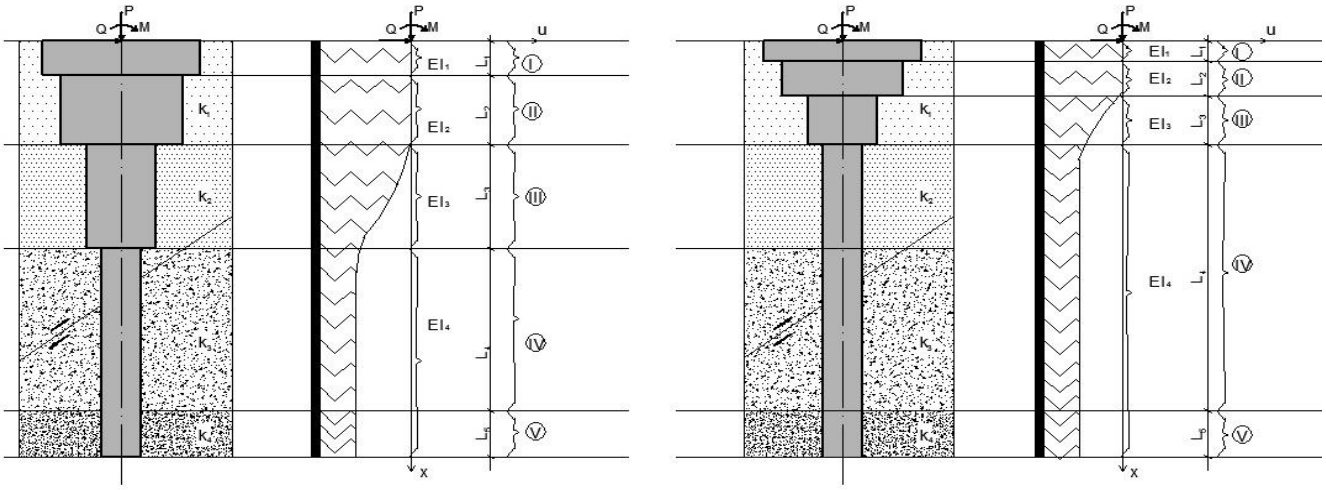


Рисунок 5.10 - Расчётная схема сваи при сдвиге

Разделим ступенчатую сваю на 4 элемента.

Дифференциальное уравнение изгиба балки на упругом основании в обобщённых функциях [1] имеет вид:

для I-го участка:

$$EI\frac{d^4U_1}{dx^4}+k_1U_1=Q_1(0)\delta(x)+M_1(0)\delta'(x)+EIu_1'(0)\delta''(x)+EIu_1(0)\delta'''(x)$$
$$-Q_1(L_1)\delta(x-L_1)-M_1(L_1)\delta'(x-L_1)-EIu_1'(L_1)\delta''(x-L_1)$$
$$-EIu_1(L_1)\delta'''(x-L_1) \qquad (5.34)$$

для II-го участка:

$$EI\frac{d^4U_2}{dx^4}+k_1U_2=Q_2(0)\delta(x)+M_2(0)\delta'(x)+EIu_2'(0)\delta''(x)+EIu_2(0)\delta'''(x)$$
$$-Q_2(L_2)\delta(x-L_2)-M_2(L_2)\delta'(x-L_2)-EIu_2'(L_2)\delta''(x-L_2)$$
$$-EIu_2(L_2)\delta'''(x-L_2) \qquad (5.35)$$

для III-го участка:

$$EI\frac{d^4U_3}{dx^4}+k_2U_3=Q_3(0)\delta(x_2)+M_3(0)\delta'(x)+EIu_3'(0)\delta''(x)+EIu_3(0)\delta'''(x)$$
$$-EIu_3'(L_3)\delta''(x-L_3)-EIu_3(L_3)\delta'''(x-L_3) \qquad (5.36)$$

Где: $U_i(x)=u_i(x)[H(x)-H(x-L_i)]$,

$H(x)$ - функция Хевисайда (функция единичного скачка),

L_i - координата конца части i сваи,

$\delta(x)$ - функция Дирака,

Используя условие неразрывной свая, имеем:

$$Q_1(0)=Q;\ \ M_1(0)=M;\ \ \ u_1(L_1)=u_2(0)+\Delta U;\ \ u_2(L_2)=u_3(0)$$
$$Q_i(L_i)=Q_{i+1}(0);\ \ M_i(L_i)=M_{i+1}(0);\ \ u_i'(L_i)=u_{i+1}'(0); \qquad (5.37)$$

Применим преобразование Фурье к обеим частям уравнений:

$$\left[\nu^4+4\beta_1^4\right]\tilde{U}_1(\nu)=\frac{Q}{EI}+\frac{M}{EI}(-i\nu)+u_1'(0)(-i\nu)^2+u_1(0)(-i\nu)^3-\frac{Q_1(L_1)}{EI}e^{i\nu L_1}$$
$$-\frac{M_1(L_1)}{EI}e^{i\nu L_1}(-i\nu)-u_1'(L_1)e^{i\nu L_1}(-i\nu)^2-u_1(L_1)e^{i\nu L_1}(-i\nu)^3 \qquad (5.38)$$

$$\left[\nu^4+4\beta_1^4\right]\tilde{U}_2(\nu)=\frac{Q_2(0)}{EI}+\frac{M_2(0)}{EI}(-i\nu)+u_2'(0)(-i\nu)^2+u_2(0)(-i\nu)^3-\frac{Q_2(L_2)}{EI}e^{i\nu L_2}$$
$$-\frac{M_2(L_2)}{EI}e^{i\nu L_2}(-i\nu)-u_2'(L_2)e^{i\nu L_2}(-i\nu)^2-u_2(L_2)e^{i\nu L_2}(-i\nu)^3 \qquad (5.39)$$

$$\left[\nu^4+4\beta_2^4\right]\tilde{U}_3(\nu)=\frac{Q_3(0)}{EI}+\frac{M_3(0)}{EI}(-i\nu)+u_3'(0)(-i\nu)^2+u_3(0)(-i\nu)^3$$
$$-u_3'(L_3)e^{i\nu L_3}(-i\nu)^2-u_3(L_3)e^{i\nu L_3}(-i\nu)^3 \qquad (5.40)$$

Где: $4\beta_1^4=\frac{k_1}{EI}$, $4\beta_2^4=\frac{k_2}{EI}$

В правой части уравнений (4.38), (4.39), (4.40) содержится вся информация о воздействии на балку: перемещение и граничные условия. Обозначим правую часть уравнений $Q_1^{об}(x)$, $Q_2^{об}(x)$, $Q_3^{об}(x)$ и называются их обобщёнными нагрузками.

$$\begin{cases}\tilde{U}_1(\nu)=\dfrac{Q_1^{об}(x)}{\nu^4+4\beta_1^4}\\ \tilde{U}_2(\nu)=\dfrac{Q_2^{об}(x)}{\nu^4+4\beta_1^4}\\ \tilde{U}_3(\nu)=\dfrac{Q_3^{об}(x)}{\nu^4+4\beta_2^4}\end{cases} \qquad (5.41)$$

Функция $\tilde{U}_k(\nu)$ должна быть целой, поэтому числитель, представляющий собой сумму целых функций, должен содержать в себе нули знаменателя. Поэтому должны выполняться восемь условия:

$$\begin{cases}Q_{1,2}^{об}(\nu_{1j})=0\\ Q_3^{об}(\nu_{2j})=0\end{cases} \qquad j=1,2,3,4 \qquad (5.42)$$

где ν_{kj} - корни выражения $\nu^4+4\beta_k^4=0$.

Определим корни, получим:

$$\nu_{k1}=\sqrt{2}\beta_k e^{i\frac{\pi}{4}}=\beta_k(1+i); \qquad \nu_{k2}=-\sqrt{2}\beta_k e^{-i\frac{\pi}{4}}=-\beta_k(1-i);$$
$$\nu_{k3}=-\sqrt{2}\beta_k e^{i\frac{\pi}{4}}=-\beta_k(1+i); \qquad \nu_{k4}=\sqrt{2}\beta_k e^{-i\frac{\pi}{4}}=\beta_k(1-i).$$

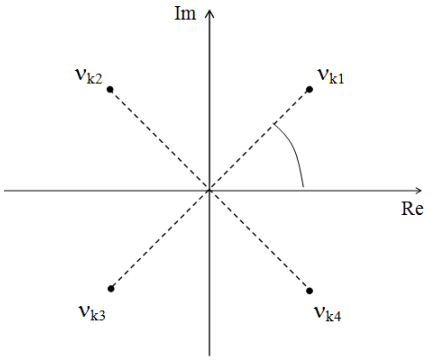


Рисунок 5.11 - С*хема корни выражения* $\nu^4+4\beta_k^4=0$

Заместим корни ν_{kj} (k=1,2; j = 1÷4) в систему уравнения (9), получим систему 12 уравнений с 12 неизвестными:

$$[K]\{X\} = \{P\} \tag{5.43}$$

Где: [K] – матрица коэффициентов

{X} – вектор неизвестное

{P} – вектор внешных обобщённых нагрузок

Решив систему уравнений (5.43), подставим найденные значения на границах в выражение (5.39). Для определения функции прогиба необходимо выполнить обратное преобразование Фурье:

$$\begin{cases} u_1(x) = \dfrac{1}{2\pi}\int\limits_{-\infty}^{\infty} \dfrac{Q_1^{об}(x)}{\nu^4 + 4\beta_1^4} e^{-i\nu x} dx \\ u_2(x) = \dfrac{1}{2\pi}\int\limits_{-\infty}^{\infty} \dfrac{Q_2^{об}(x)}{\nu^4 + 4\beta_1^4} e^{-i\nu x} dx \\ u_3(x) = \dfrac{1}{2\pi}\int\limits_{-\infty}^{\infty} \dfrac{Q_3^{об}(x)}{\nu^4 + 4\beta_2^4} e^{-i\nu x} dx \end{cases} \tag{5.44}$$

Для вычисления интегралов выражения (5.44) воспользуемся теорией вычетов.

Для I-го, II-го, III-го участка:

$$u_1(x) = \frac{1}{2\pi}\int\limits_{-\infty}^{\infty} \frac{\frac{Q}{EI} - \frac{M}{EI} i\nu - u'(0)\nu^2 + u(0)i\nu^3 - \frac{Q(L_1)}{EI} e^{i\nu L_1} + \frac{M(L_1)}{EI} i\nu e^{i\nu L_1} + u'(L_1)\nu^2 e^{i\nu L_1} - u(L_1)i\nu^3 e^{i\nu L_1}}{\nu^4 + 4\beta_1^4} e^{-i\nu x} d\nu$$

$$u_2(x) = \frac{1}{2\pi}\int\limits_{-\infty}^{\infty} \frac{\frac{Q_2(0)}{EI} - \frac{M_2(0)}{EI} i\nu - u_2'(0)\nu^2 + u_2(0)i\nu^3 - \frac{Q_2(L_2)}{EI} e^{i\nu L_2} + \frac{M_2(L_2)}{EI} i\nu e^{i\nu L_2} + u_2'(L_2)\nu^2 e^{i\nu L_2} - u(L_2)i\nu^3 e^{i\nu L_2}}{\nu^4 + 4\beta_1^4} e^{-i\nu x} d\nu$$

$$u_3(x) = \frac{1}{2\pi}\int\limits_{-\infty}^{\infty} \frac{\frac{Q_3(0)}{EI} - \frac{M_3(0)}{EI} i\nu - u_3'(0)\nu^2 + u_3(0)i\nu^3 + u_3'(L_3)\nu^2 e^{i\nu L_3} - u_3(L_3)i\nu^3 e^{i\nu L_3}}{\nu^4 + 4\beta_2^4} e^{-i\nu x} d\nu$$

Мы получим:

$$\begin{aligned} u_1(x) = {} & \frac{u(0)e^{-\beta_1 x}}{2}\cos(\beta_1 x) + \frac{u'(0)e^{-\beta_1 x}}{4\beta_1}\left[\sin(\beta_1 x) - \cos(\beta_1 x)\right] \\ & + \frac{Qe^{-\beta_1 x}}{8EI\beta_1^3}\left[\sin(\beta_1 x) + \cos(\beta_1 x)\right] + \frac{Me^{-\beta_1 x}}{4EI\beta_1^2}\sin(\beta_1 x) \\ & + \frac{u(L_1)e^{-\beta_1 (x-L_1)}}{2}\cos\beta_1(x-L_1) + \frac{u'(L_1)e^{-\beta_1 (x-L_1)}}{4\beta_1}\left[\sin\beta_1(x-L_1) + \cos\beta_1(x-L_1)\right] \\ & + \frac{Q(L_1)e^{-\beta_1 (x-L_1)}}{8EI\beta_1^3}\left[\sin\beta_1(x-L_1) - \cos\beta_1(x-L_1)\right] + \frac{M(L_1)e^{-\beta_1 (x-L_1)}}{4EI\beta_1^2}\sin\beta_1(x-L_1) \end{aligned} \tag{5.45}$$

$$u_2(x) = -\frac{\left[\Delta u - u(L_1)\right]e^{-\beta_1 x}}{2}\cos(\beta_1 x) + \frac{u'(L_1)e^{-\beta_1 x}}{4\beta_1}\left[\sin(\beta_1 x) - \cos(\beta_1 x)\right]$$
$$+ \frac{Q(L_1)e^{-\beta_1 x}}{8EI\beta_1^3}\left[\sin(\beta_1 x) + \cos(\beta_1 x)\right] - \frac{M(L_1)e^{-\beta_1 x}}{4EI\beta_1^2}\sin(\beta_1 x)$$
$$+ \frac{u(L_2)e^{-\beta_1(L_2-x)}}{2}\cos\beta_1(L_2-x) + \frac{u'(L_2)e^{-\beta_1(L_2-x)}}{4\beta_1}\left[-\sin\beta_1(L_2-x) + \cos\beta_1(L_2-x)\right]$$
$$- \frac{Q(L_2)e^{-\beta_1(L_2-x)}}{8EI\beta_1^3}\left[\sin\beta_1(L_2-x) + \cos\beta_1(L_2-x)\right] - \frac{M(L_2)e^{-\beta_1(L_2-x)}}{4EI\beta_1^2}\sin\beta_1(L_2-x) \quad (5.46)$$

$$u_3(x) = -\frac{u(L_2)e^{-\beta_2 x}}{2}\cos(\beta_2 x) + \frac{u'(L_2)e^{-\beta_2 x}}{4\beta_2}\left[\sin(\beta_2 x) - \cos(\beta_2 x)\right]$$
$$+ \frac{Q(L_2)e^{-\beta_2 x}}{8EI\beta_2^3}\left[\sin(\beta_2 x) + \cos(\beta_2 x)\right] - \frac{M(L_2)e^{-\beta_2 x}}{4EI\beta_2^2}\sin(\beta_2 x)$$
$$+ \frac{u(L_3)e^{-\beta_2(L_3-x)}}{2}\cos\beta_2(L_3-x) + \frac{u'(L_3)e^{-\beta_2(L_3-x)}}{4\beta_2}\left[-\sin\beta_2(L_3-x) + \cos\beta_2(L_3-x)\right] \quad (5.47)$$

Используя известные из теории Сопротивления материалов соотношения, получим выражения момента и поперечной силы (рис. 5.12). Выполненные результаты исследований работы одиночных свай с уширениями на динамические воздействия, включая излом свай при разжижении показали высокую эффективность работы по сравнению с обычными сваями, способные независимо от поперечных нагрузок, вызванных землетрясением, выдерживать осевую нагрузку, действующую на нее, когда окружающий грунт имеет минимально возможную прочность и жесткость из-за разжижения [152, 154, 155, 156].

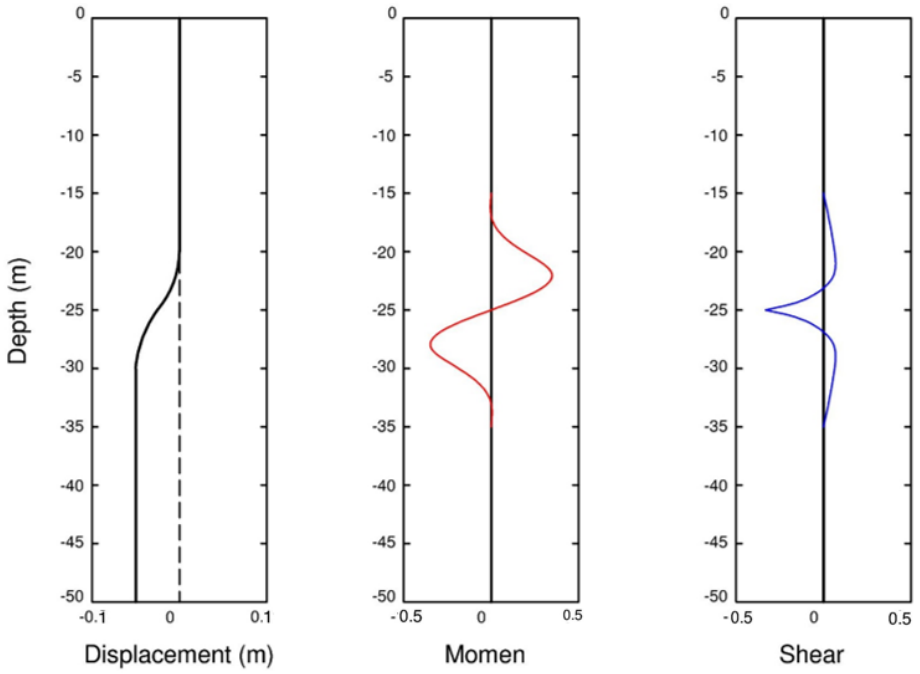


Рисунок 5.12 - Эпюры перемещения, момента и поперечной силы длинной сваи с уширениями вверху в виде ступеней (10^{-7})

5.6 Применение теоремы взаимности для определения колебаний поверхности грунта при динамическом воздействии на грунт от устройства концевого сферического уширения свай при глубинном втрамбовывании

При разработке конструкций фундаментов и оснований зданий, расположенных вблизи источников динамических нагрузок (СП, п. 6.13), необходимо принимать во внимание воздействие: – от стационарного оборудования, создающего динамические колебания, в уже существующих и планируемых зданиях; – от техники, используемой при строительстве; – от автотранспорта, наземного транспорта и метро. Расчеты оснований выполняются с учетом несущей способности и допустимых просадок, вызванных одновременным воздействием статических и динамических сил, включая эффект виброползучести. Грунты под зданиями и сооружениями подвергаются вибрациям из различных источников, таких как землетрясения, взрывы, транспорт, строительная техника и оборудование, ветровые нагрузки и другие. Эти воздействия обычно дополняют статические силы, приводя к увеличению напряжений и деформаций в массиве грунта.

Интерпретация упругих волн в теории сейсмического моделирования позволяет демонстрировать их в сложных средах в зависимости от комбинации источника возбуждения, пути и типа волны в соответствии с данными наблюдений. Виды источников возбуждения упругих волн по данным экспериментальных данных подразделяют на взрывоопасные, источники падающего веса и горизонтальной силы (рис.5.8) [325, 326].

Взрывчатый заряд в скважине создает зону нелинейной деформации, которая имеет приблизительно сферическую форму (рис. 5.13, *а*), несмотря на наличие отверстия, и волны сжатия излучаются с одинаковой силой во всех направлениях. В этом случае генерируются как поперечные, так и продольные волны. Излучение от этого источника дополнительно осложняется тем фактом, что сильные импульсы давления распространяются в скважине в обоих направлениях, как показано на рис. 5.13, *б*, продолжая излучаться в окружающее грунтовое пространство. На скорость распространения импульсов давления в скважине влияет и жесткость грунтовой породы вокруг ствола скважины. Заряды взрывчатого вещества, лежащие на земле, использовались многими специалистами по сейсмическим волнам, особенно в области изучения распространения поверхностных волн [310, 311, 320-327). Высокое давление около взрыва создает силу, нормальную к поверхности, и излучает расширяющиеся сферические волны в воздухе, показанные на рис. 5.13, *в,* вносит свой вклад в общее возмущение.

Свободное падение груза на поверхность с высоты, груз, падающий на дно скважины, либо глубинное втрамбовывание (рис. 5.13, *г, д*), используется в качестве источника при исследовании скорости и затухания поперечных волн [310, 311, 320-327]. Аналогичным образом груз внутри закрепленного цилиндрического корпуса, например глубинной трамбовки (рис. 5.13, *е*) использовуется для генерации поперечных волн на любой глубине [326]. Для скважинного источника падающего груза излучение поперечных и продольных волн определяется уравнениями для точечной силы.

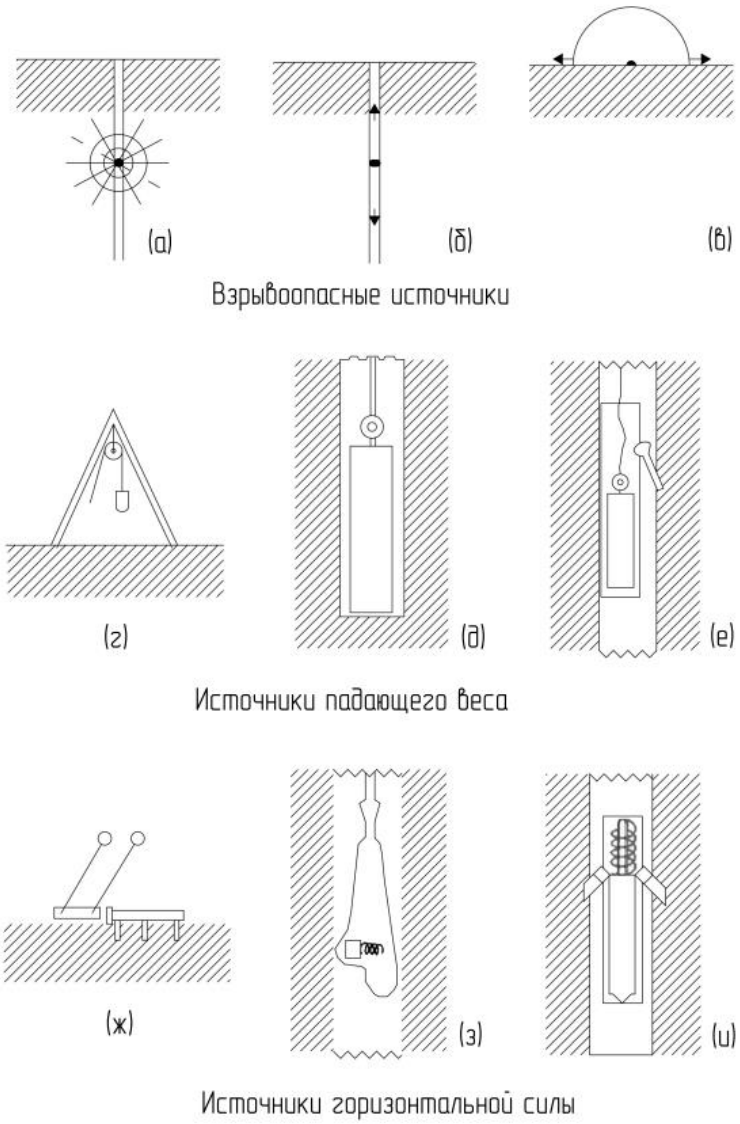


Рисунок 5.13 - Виды источников возбуждения упругих волн по данным экспериментальных данных: *а*) - сферическая форма зоны нелинейной деформации от взрывчатого заряда в скважине; *б*) – импульсы давления в скважинном пространстве в обоих направлениях; *в*) - расширяющаеся сферические волны в воздухе от взрыва; *г*) – свободное падение груза на поверхность с высоты; *д*) – свободное падение груза на поверхность с высоты; е) –глубинное втрамбовывание; ж) –горизонтальное воздействие на платформу; з) – способ

горизонтального удара подпружиненной массой о стенку скважины; и) – способ внезапной остановки вращающегося металлического цилиндра

Источники горизонтальной силы, параллельной поверхности земли, генерируются движущимися массами, подобно удару падающих грузов. На рис. 5.13, *ж* показана одна из версий, в которой металлический цилиндр весом более 100 килограмм горизонтально поражает станционную платформу, закрепленную на земле. С помощью горизонтально чувствительных геофонов, расположенных последовательно на разных глубинах ниже этого источника, были получены данные о скорости сдвига.

При силе, действующей с низу вверх, движение на станциях влево и вправо от источника по существу параллельно силе, а начальное движение преломленной волны SH направлено вверх. Ещё одним источником вибрационных воздействий, которые принимали наземные геофоны для обнаружения поперечных волн, создавались горизонтальным ударом о стенку скважины. Подпружиненная масса, схематически показанная на рис. 5.13 *з*, была помещена на глубину и управляясь с поверхности с помощью направляющих стержней. Другой скважинный источник поперечных волн, показанный на рис. 5.13, *и* использовал внезапную остановку вращающегося металлического цилиндра для создания крутящего момента в скважине.

Рассмотрим источник глубинного падающего веса, в результате втрамбовывания в забой длинных свай жёстких материалов для увеличения более чем в 3-6 раз несущей способности за счёт устройства концевого уширения, расположенных в однородной упругой бесконечной и полубесконечной среде. Для определения таких параметров среды, как плотность, модуль Пуассона, а также скорости продольных и поперечных волн, применяется метод спектрально-временного усреднения характеристик породы (как описано в пункте 3.1). Усреднение включает в себя данные как о породе, в которой размещена конструкция, так и о вышележащих грунтовых слоях под фундаментом, при этом учитываются их мощности.

Методы динамического глубинного уплотнения, например тяжелой трамбовкой заключаются в использовании строительного крана, который многократно поднимает и опускает большой груз на поверхность грунта, чтобы вызвать вибрацию грунта и увеличить плотность зернистых грунтов. Грунт уплотняется как за счет фактического смещения грунта, так и за счет вибрации грунта, возникающей в процессе глубинного втрамбовывания сыпучего строительного материала в забой скважины, жёсткого грунтового материала или сухой бетонной смеси. В результате образуется уширенное основание диаметром, превышающим диаметр скважины до 1,5–4 раз. В результате, как показали исследования при натурных экспериментах (см. п. 3.2.4) в процессе пробивки скважин вокруг и под ними образуются

уплотнённые зоны грунтов с повышенными значениями их прочностных и деформационных характеристик; виброуплотнение несвязного грунта происходит за счёт снижения внутреннего трения в грунте от действия вибрации и вследствие этого более плотной переупаковке частиц грунта под действием силы тяжести и направленного динамического усилия рабочего органа. Технологическая схема глубинного втрамбовывания жёсткого сыпучего материала в забой скважины при возведении буронабивных свай с концевым сферическим уширением показана на рис. 5.14.

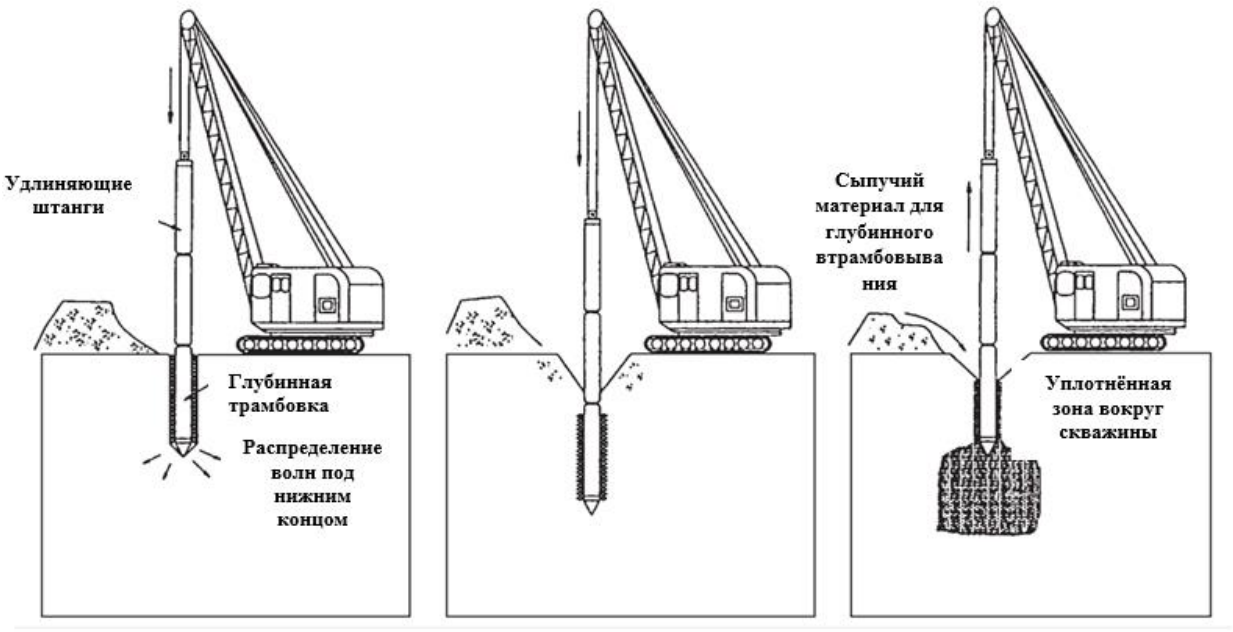


Рисунок 5.14 - Технологическая схема глубинного втрамбовывания жёсткого сыпучего материала в забой скважины при возведении буронабивных свай с концевым сферическим уширением

В пункте 1.2.3 изложен метод, изначально разработанный профессором Курбацким Е.Н. и впоследствии примененный Титовым Е.Ю. [158 - 160, 230] для оценки колебаний грунта, вызванных источниками, находящимися внутри полупространства. Этот подход базируется на теореме взаимности, касающейся определения смещений. Для проведения расчетов задействованы общепризнанные аналитические решения, описывающие распространение упругих волн при воздействии точечной силы в бесконечном пространстве, вертикальной силы на поверхности полупространства, а также горизонтальной силы, приложенной к его поверхности, и, конечно же, сама теорема взаимности [318, 319].

Принцип взаимной связи между источниками возмущений и самими возмущениями не нов. Так, С.П. Тимошенко [158 - 160] демонстрирует применение теоремы взаимности в задачах теории упругости. В работах [158, 230] авторы описывают использование этой теоремы для доказательства ортогональности собственных колебаний в динамике конструкций, а также для

установления взаимосвязи между сосредоточенными силами и перемещениями частиц в упругом теле при сейсморазведке. В исследовании [158] аналогичная методика применяется для вычисления колебаний поверхности упругого полупространства под воздействием сосредоточенной гармонической силы, действующей на тонкостенный цилиндр, погруженный в это полупространство. При этом анализировались исключительно продольные волны.

Для определения интенсивности вибраций ограничивающей поверхности полупространства, возникающих при переменной нагрузке на тоннельную обделку круглой формы, используется методика, схожая с описанной в п. 1.2.3. Вместо аналитического решения Лява [317], в предлагаемой методике используются известные решения Miller и Persey [326], описывающие распространение волн в упругом полупространстве при воздействии вертикальной гармонической силы на его поверхность, а также решение Cherry [277], описывающее распространение волн при воздействии горизонтальной гармонической силы, приложенной к поверхности [160, 230].

Для определения перемещений точек упругого бесконечного пространства при действии произвольной сосредоточенной силы, приложенной к концу забоя при формировании концевого сферического уширения воспользуемся теоремой взаимности в следующей формулировке: *«если сила F(t), приложенная в направлении α в некоторой точке А упругого, пространства, вызывает в другой точке В внутреннего контура обделки в направлении β перемещение, равное u(t), тогда эта же сила F(t), приложенная точке В внутри тоннельной обделки в направлении β, вызовет в точке А в направлении α перемещение, равное u(t)»* [158 - 160, 230].

Чтобы использовать теорему взаимности для расчета колебаний грунта, вызванных произвольной точечной нагрузкой, приложенной к основанию концевого сферического уширения длинной сваи после её глубинного уплотнения, и получить аналитические решения, мы вводим ряд упрощающих предположений:

- предполагается, что длина волн, распространяющихся в грунте, как минимум в 7-10 раз больше длины сваи с уширениями,

- расстояние между концевым сферическим уширением сваи и точками грунта, где измеряются вибрации, а также до поверхности грунта, достаточно велико,

- для анализа взаимодействия волн со свайным основанием, имеющим уширения, сложные волновые формы заменяются плоскими,

- при расчете напряженно-деформированного состояния сваи с поверхностными и концевыми уширениями, взаимодействующей с грунтом, применяются статические решения, что допустимо для волн, длина которых значительно превышает размеры сваи с уширениями.

При анализе колебаний, вызванных переменной точечной силой, воздействующей на определенном расстоянии от сваи с уширением в основании, скорость движения частиц, ориентированную перпендикулярно к направлению распространения поперечной волны, вычисляется по следующему выражению:

$$V_\phi = -\frac{F}{4\pi\rho\beta^2 r}\dot{f}\left(t-\frac{r}{\beta}\right). \qquad (5.48)$$

Расчётные схемы сваи с совместными концевыми и поверхностными уширениями при воздействии вертикальной и горизонтальной сил, приложенных к поверхности представлены на рис. 5.15 и 5.16.

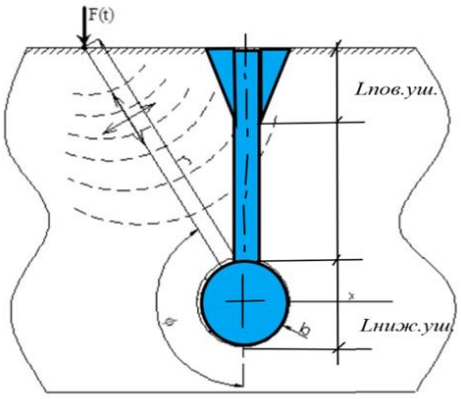


Рисунок 5.15 - Расчётная схема сваи с совместными концевыми и поверхностными уширениями при воздействии вертикальной силы приложенной к поверхности

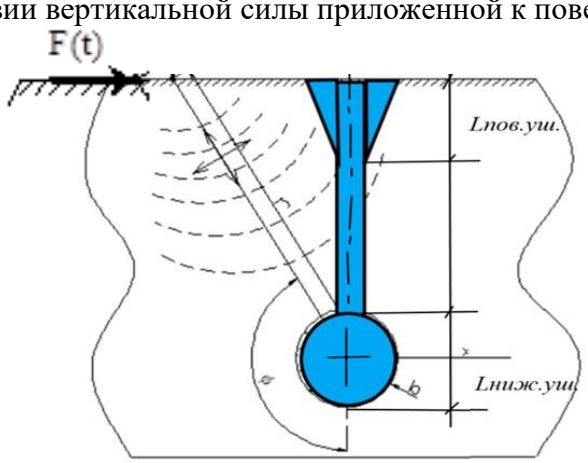


Рисунок 5.16 - Расчётная схема сваи с совместными концевыми и поверхностными уширениями при воздействии горизонтальной силы приложенной к поверхности

В двух взаимно перпендикулярных плоскостях, расположенных под прямым углом к направлению движения поперечной волны, касательные напряжения имеют одинаковое значение и вычисляются по формуле:

$$p_{1\phi} = p_{2\phi} = \rho\alpha V_\phi \ . \qquad (5.49)$$

Для вычисления стандартных напряжений, ориентированных в том же направлении, что и волна, используется следующая формула:

$$p_{\phi 3} = p_{1\phi}\frac{\nu_s}{1-\nu_s}. \tag{5.50}$$

Смещение внутреннего периметра сферического уширения на конце длинной сваи под воздействием точечной нагрузки $Ff(t)$, вызванное распространением поперечных волн в бесконечной среде вдоль направления ϕ, рассчитывается по формуле для точки, находящейся на расстоянии r от оси основания, в точке, расположенной на расстоянии r от оси фундамента:

$$u_\phi = \frac{Fka(1-\delta^2)\sin 2\phi}{2\pi\rho\beta^3 r(3-4\delta^2)}\dot{f}(t-\frac{r}{\beta}). \tag{5.51}$$

При приложении вертикальной силы к поверхности $F_0 e^{i\omega t}$ (как показано на рисунке 5.9), перемещения в полупространстве можно вычислить с помощью следующих уравнений, определяющих поведение продольных и поперечных волн. Расчет учитывает соотношение скоростей этих двух типов волн $\delta = \frac{\beta}{\alpha}$:

$$u_r = \frac{F_0\cos^2\phi\left(1-2\delta^2\sin^2\phi\right)e^{i\omega(t-r/\alpha)}}{2\pi\rho\alpha^2 r\left[\left(1-2\delta^2\sin^2\phi\right)^2+4\delta^3\sin^2\phi\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}\right]}, \tag{5.52}$$

$$u_\phi = -\frac{F_0\sin\phi\cos\phi\sqrt{\left(\delta^2-\sin^2\phi\right)}e^{i\omega(t-r/\beta)}}{\pi\rho\beta^2 r\left[\left(1-2\cdot\sin^2\phi\right)^2+4\sin^2\phi\cdot\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}\right]}. \tag{5.53}$$

Под действием горизонтальной силы $G_0 e^{i\omega t}$, приложенной к поверхности (см. рисунок 5.16), смещение точек, находящихся в полупространстве, вычисляется по следующим формулам:

$$u_r = \frac{G_0\delta\cos\theta\sin\phi\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}}{\pi\rho\alpha^2 r\left[\left(1-2\delta^2\sin^2\phi\right)^2+4\delta^3\sin^2\phi\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}\right]}e^{i\omega(t-r/\alpha)}, \tag{5.54}$$

$$u_\theta(x) = -\frac{G_o\delta\sin\theta}{2\pi\rho\beta^2 r}e^{i\omega(t-r/\beta)}, \tag{5.55}$$

$$u_\phi = \frac{G_0\delta\cos\theta\cos\phi\left(1-2\sin\phi\right)}{2\pi\rho\beta^2 r\left[\left(1-2\sin^2\phi\right)^2+4\sin^2\phi\cos\phi\sqrt{\delta^2-\sin^2\phi}\right]}e^{i\omega(t-r/\beta)}. \tag{5.56}$$

Предполагая, что продольные и поперечные волны, воздействующие на почву вблизи сферического уширения, можно считать плоскими, и принимая во внимание взаимосвязь между скоростью перемещения частиц и возникающими напряжениями в этих плоских волнах, можно вывести следующее:

- при действии вертикальной силы

$$p_r = \frac{i\omega F_0 \cos^2\phi\left(1-2\delta^2\sin^2\phi\right)e^{i\omega(t-r/\alpha)}}{2\pi\alpha r\left[\left(1-2\delta^2\sin^2\phi\right)^2+4\delta^3\sin^2\phi\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}\right]}, \quad (5.57)$$

$$p_\phi = -\frac{i\omega F_0 \sin\phi\cos\phi\sqrt{\left(\delta^2-\sin^2\phi\right)}e^{i\omega(t-r/\beta)}}{\pi\beta r\left[\left(1-2\cdot\sin^2\phi\right)^2+4\sin^2\phi\cdot\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}\right]}. \quad (5.58)$$

- при действии горизонтальной силы:

$$p_r = \frac{i\omega G_0\delta\cos\theta\sin\phi\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}}{\pi\alpha r\left[\left(1-2\delta^2\sin^2\phi\right)^2+4\delta^3\sin^2\phi\cos\phi\sqrt{1-2\delta^2\sin^2\phi}\right]}e^{i\omega(t-r/\alpha)}, \quad (5.59)$$

$$p_\theta(x) = -\frac{i\omega G_o\delta\sin\theta}{2\pi\beta r}e^{i\omega(t-r/\beta)}, \quad (5.60)$$

$$p_\phi = \frac{i\omega G_0\delta\cos\theta\cos\phi\left(1-2\sin\phi\right)}{2\pi\beta r\left[\left(1-2\sin^2\phi\right)^2+4\sin^2\phi\cos\phi\sqrt{\delta^2-\sin^2\phi}\right]}e^{i\omega(t-r/\beta)}. \quad (5.61)$$

Перемещения сваи с совместными концевыми и поверхностными уширениями при действии на неё волн напряжений определяются с учётом коэффициента передачи напряжений k.

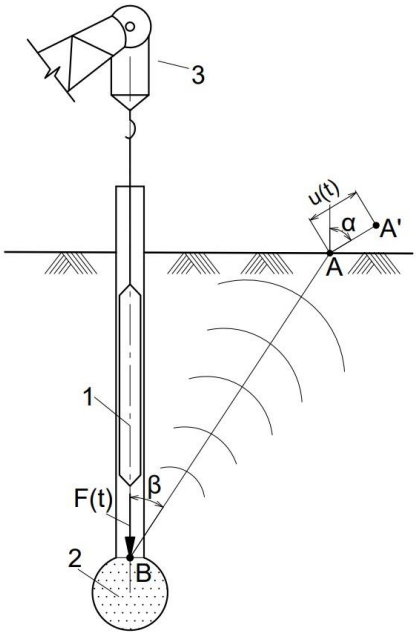
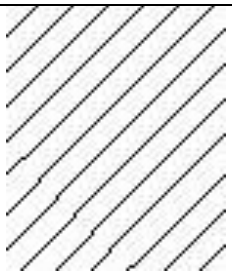
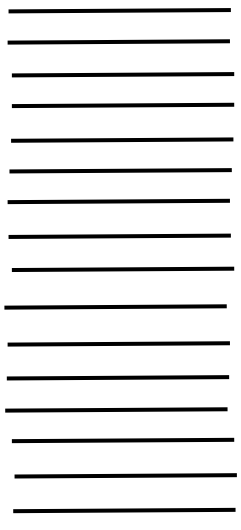


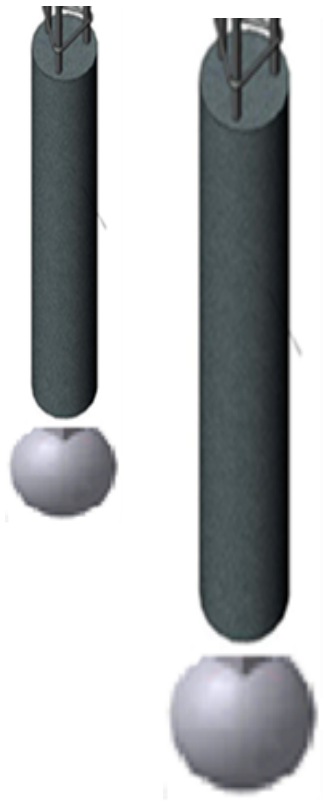
Рисунок 5.17 - Расчётная схема сваи с концевым уширением, образованным в результате воздействия горизонтальной силы приложенной к поверхности: 1 – глубинная цилиндрическая трамбовка; 2 – концевое уширение; 3 – стрела крана с лебёдкой для вбрасывания трамбовки

Рассмотрим частный случай: возведение буронабивных свай длиной сваи *L*=15м и *L*=25м с концевым уширением, образованным способом глубинного втрамбовывания щебня в забой скважины глубинной трамбовкой (рис. 5.12). При разработке проекта свайного поля, предназначенного для мостовых

конструкций, важно было заранее определить интенсивность колебаний, возникающих при забивке свай с помощью глубинной трамбовки. Это позволило бы оценить влияние вибраций на находящиеся поблизости строения, как уже построенные, так и запланированные к возведению, и на этапе проектирования включить в него меры по снижению вибрационных эффектов. В качестве силового воздействия использованы амплитудные значения вертикальных и горизонтальных перемещений обсадной трубы при устройстве глубоких свай с вытрамбовыванием пяты в результате глубинного уплотнения по O'Neill и Reese [330].

Таблица 5.2 - Инженерно-геологический разрез

	Условное обозначение	Наименование грунта	Основные характеристики грунта	Вертикальные отметки поверхности слоя грунта
1	2	3	4	5
1		Суглинок	g_e=0.22 q_n=2.01 г/см^3 c_n=18 кПа φ_n=20° E=8 МПа V_p=1.8 км/с V_s=0.5 км/с ν=0.33	**0.00**
2		Глина	g_e=0.22 q_n=2.01 г/см^3 c_n=18 кПа φ_n=20° E=40 МПа V_p=2 км/с V_s=0.6 км/с ν=0.33	**15.00** **25.00**



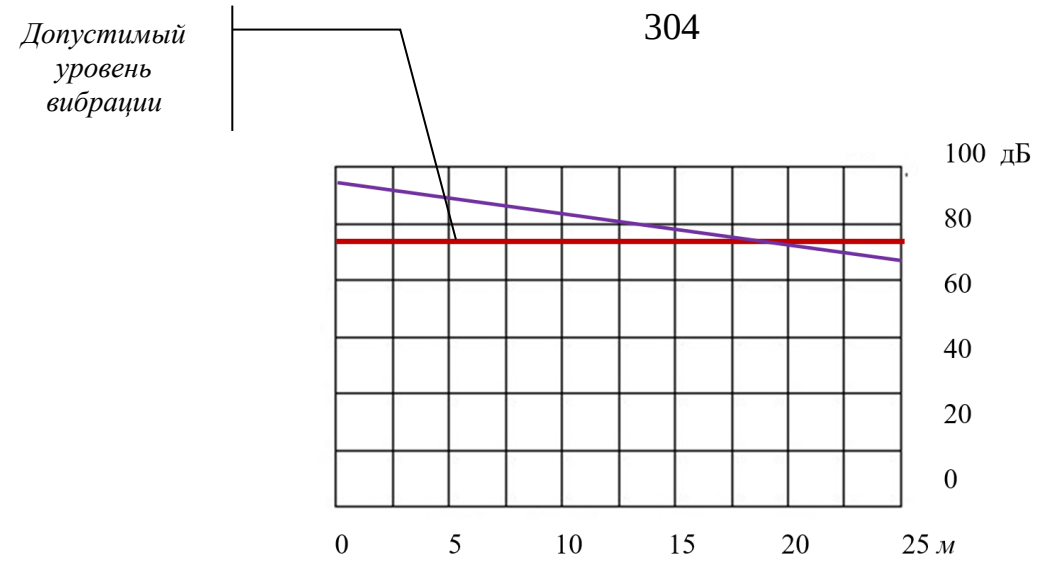


Рисунок 5.18 - Прогнозируемые уровни вибраций на поверхности грунта при гармоническом воздействии с частотой 16 Гц

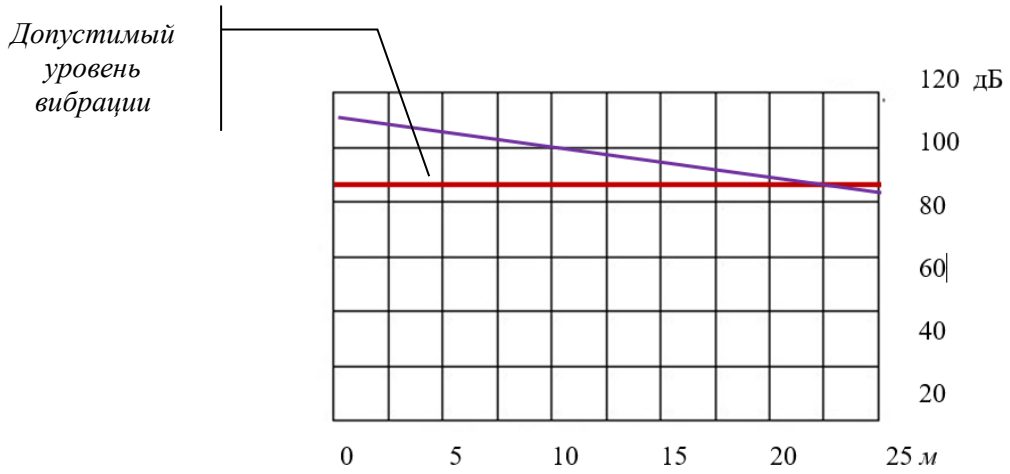


Рисунок 5.19 - Прогнозируемые уровни вибраций на поверхности грунта при гармоническом воздействии с частотой 31,5 Гц

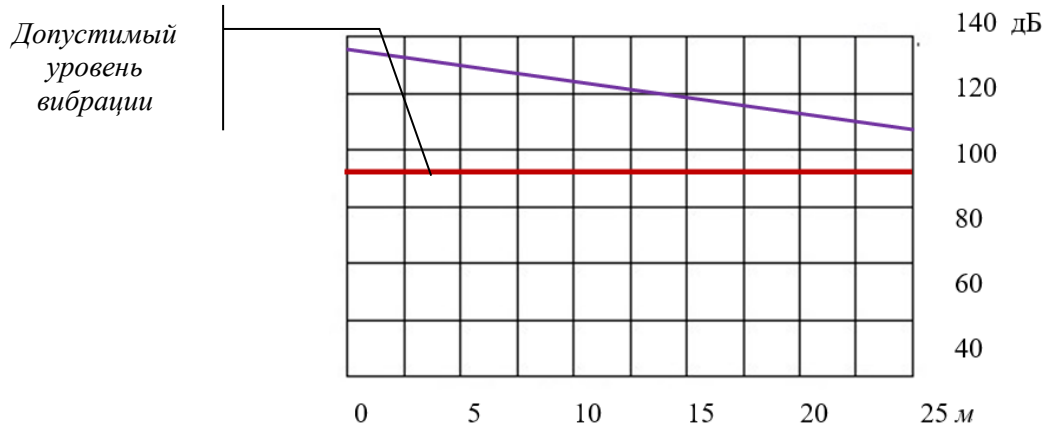


Рисунок 5.20 - Прогнозируемые уровни вибраций на поверхности грунта при гармоническом воздействии с частотой 63 Гц

Пример рассчитанных уровней вибраций поверхности грунта по изложенной выше теории для различных значений частот в зависимости от приложенной к грунту концевого сферическому уширения в результате втрамбовывания щебня в забое длинных свай глубинной трамбовкой для указанного инженерно-геологического разреза, а так же сравнение с уровнями, допускаемыми Санитарными нормами представлены на рис. 5.18-5.20. На основе проведенного прогноза, можно сделать вывод о необходимости проведения виброзащитных мероприятий на стадии проектирования свайного поля с уширениями, образованные глубинным втрамбовыванием под опоры мостовых сооружений на существующие или планируемые сооружения.

Выводы по разделу 5:

1. Обоснованы исходные сейсмические данные для расчёта общей системы «основание - свайный фундамент с уширениями-сооружение» и определение параметров сейсмического воздействия на фундамент с уширениями.

2. Предложена новая методика создания расчетной модели методом конечных элементов, которая дает возможность анализировать поведение свай на податливом грунте, учитывая изменения параметров уширений как по величине, так и по форме. Данный подход, использующий свойства преобразований Фурье для дискретных функций, позволяет проводить расчет свай с уширениями в основании как на концах, так и по поверхности, при воздействии динамических нагрузок.

3. Применение разработанной методики, использующей свойства Фурье-преобразований финитных функций, дало возможность провести анализ динамического поведения ростверка, опирающегося на длинные сваи под мостовыми опорами. В результате удалось получить графики, отображающие распределение деформаций, колебаний, изгибающего момента и поперечной силы в сваях, имеющих высокий ростверк как без уширения, так и с учетом совместных концевых и поверхностных уширений.

4. Проведено исследование напряжённо-деформированного состояния ступенчатой буронабивной длинной сваи, пересекающей зону разлома двух грунтовых слоёв основания с неоднородными свойствами по разработанной методике, основанной на свойствах изображений Фурье финитных функций.

5. Выполненные результаты исследований работы одиночных свай с уширениями на динамические воздействия, включая излом свай при разжижжении показали высокую эффективность работы по сравнению с обычными сваями, способные независимо от поперечных нагрузок, вызванных землетрясением, выдерживать осевую нагрузку, действующую на нее, когда окружающий грунт имеет минимально возможную прочность и жесткость из-за разжижения.

6. Выполнены расчёты для прогноза уровней вибраций поверхности грунта при действии произвольной сосредоточенной силы, приложенной к концевому сферическому уширению в результате втрамбовывания щебня в забое длинных свай.

7. Проведенный прогноз уровней вибраций поверхности грунта показывает превышение для различных значений частот по сравнению с нормативными и о необходимости проведения виброзащитных мероприятий на стадии проектирования свайного поля с уширениями, образованными глубинным втрамбовыванием под опоры мостовых сооружений.

6 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЁТА НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУПП СВАЙ С УШИРЕНИЯМИ НА СТАТИЧЕСКИЕ И ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

6.1 Исследования напряжённо-деформированного состояния групп свай с уширениями на статические воздействия

6.1.1 Инженерная схематизация расчетных моделей групп свай с уширениями

Согласно обзору экспериментальных работ, проведенных российскими и международными исследователями (изложенному в п.1.2.2), исследования группового взаимодействия забивных свай сосредоточены на следующих аспектах: влияние погружения свай в составе группы и последующей нагрузки на уплотнение грунта, распределение напряжений и деформаций в грунте между сваями и под ними, а также воздействие характеристик фундамента (длины, расстояния между сваями, параметров уширений) на несущую способность свай. Кроме того, изучается степень участия плиты ростверка в восприятии нагрузки на свайный фундамент. Следует подчеркнуть, что современные правила проектирования не рассматривают свайно-плитные фундаменты с уширениями в качестве отдельного конструктивного решения. Расчет и разработка проектов таких оснований осуществляется с использованием подходов, изначально предназначенных для свайных ленточных конструкций или фундаментов, не имеющих уширений. В этом случае, расчет несущей способности свай основывается на модели, характерной для изолированных свай, а вклад плиты и уширений в распределение нагрузки по грунту не принимается во внимание.

В связи с этим, применяемая в нормах расчетная схема представляется несовершенной с теоретической точки зрения.

Авторы работ [10 - 14, 301, 302] показали существенное отличие в работе одиночных свай по сравнению со сваей в группе. Различия в работе определяются физической сутью взаимодействия свай в группе через грунтовую среду, как показано в работе Готман Н.З. [46, 51 - 53] возникает эффект «обжатия» свай грунтом при нагружении, т.е. возникают дополнительные нормальные радиальные напряжения. Сила обжатия зависит от шага свай и их длины. С увеличением расстояния между сваями в группе обжатие уменьшается до нуля и возрастает с уменьшением шага. Результаты исследования показывают, что осадка свайного куста больше, чем осадка одиночной сваи при равных нагрузках на сваю. Данное положение

для призматических свай справедливо если расстояние между сваями от 3*d* до 6*d*. Предельное сопротивление грунта основания в кусте сваи значительно выше, чем одиночной сваи и уменьшается при увеличении расстояния между сваями. Особенно такой эффект обжатия, по нашему мнению, будет более эффективно проявляться при использовании свай с поверхностными и концевыми уширениями. В СП 24.13, в научной литературе отсутствуют данные по исследованию работы и расчёту группы свай с поверхностными и концевыми уширениями, поэтому уточнение расчётных схем и методов расчёта свай с поверхностными и концевыми уширениями в группе является актуальным.

Анализ, представленный в третьем разделе, выявил, что величина нагрузки, распределяемая между сваями с уширениями в свайном поле, определяется их длиной, расстоянием между сваями, конструктивными особенностями и размерами уширений. Именно взаимосвязь параметров свайного поля влияет на способность к перераспределению нагрузок между сваями, уширениями и ростверком. Несущая способность свай с поверхностными и концевыми уширениями в группе складывается из сопротивления грунта в основании сваи, или концевого уширения, её боковой поверхности призматической части и боковой поверхности поверхностного уширения.

Рассмотрим расчётные схемы для четырёх случаев группы свай с поверхностными и концевыми уширениями:

1) с поверхностными уширениями в виде клиньев (рис. 6.1);

2) с поверхностными уширениями в виде ступеней (рис. 6.2);

3) с концевыми сферическими уширениями (жёсткими), отстоящими друг от друга на расстоянии a_1(рис. 6.3);

4) с концевыми сферическими уширениями, пересекающими друг друга (рис. 6.4.

Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундаментов с уширением определяем снизу - плоскостью *АБ*, проходящей через нижние концы свай с уширениями; с боков - вертикальными плоскостями *АВ* и *БГ*, отстоящими от осей крайних рядов вертикальных свай с уширениями на расстоянии 0,5 шага свай (рис. 6.1-6.4), но не более 1,5 d (d - диаметр или сторона поперечного сечения сваи), а при наличии наклонных свай - проходящими через нижние концы этих свай, сверху - поверхностью планировки грунта *ВГ*.

Согласно СП 22.13330 расчет осадки условного фундамента производят методом послойного суммирования деформаций линейно-деформируемого основания с условным ограничением сжимаемой толщи. Вертикальное нормальное напряжение, определяющее деформации и глубину сжимаемой толщи, подсчитывается только от действия нагрузки, приложенной к свайному фундаменту, т.е. вес грунта в пределах условного фундамента не

учитывается. Начальные напряжения определяются с учетом экскавации котлована. При расчете оснований опор мостов условный фундамент допускается принимать ограниченным с боков вертикальными плоскостями *АВ* и *БГ*, отстоящими от наружных крайних рядов вертикальных свай на расстоянии a_1.

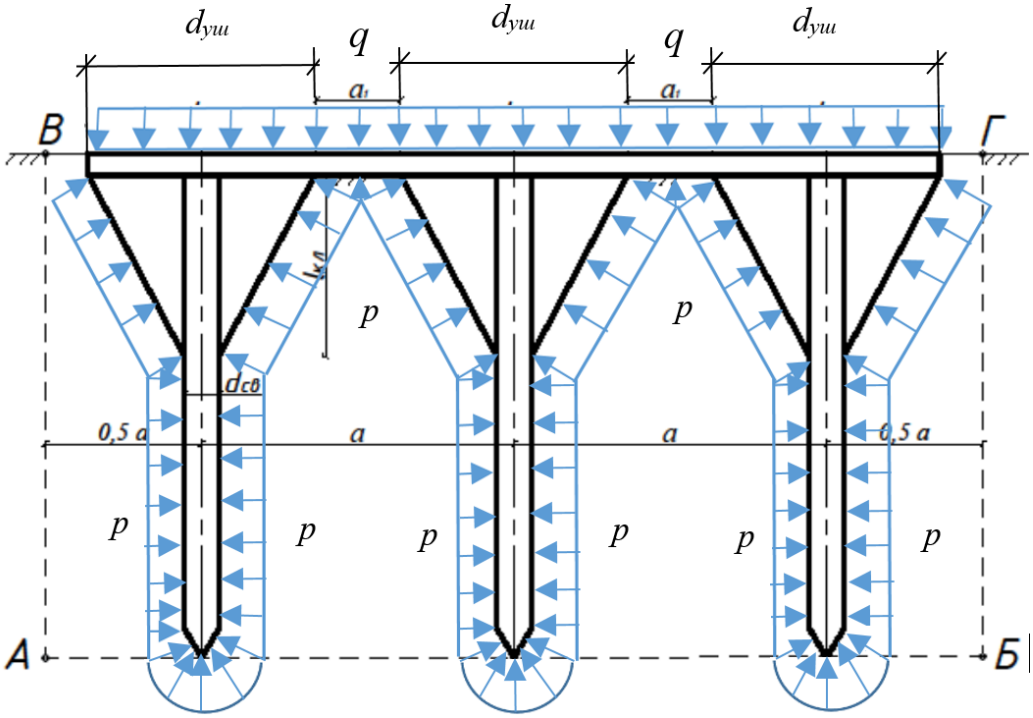


Рисунок 6.1 - Расчётная схема группы свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев

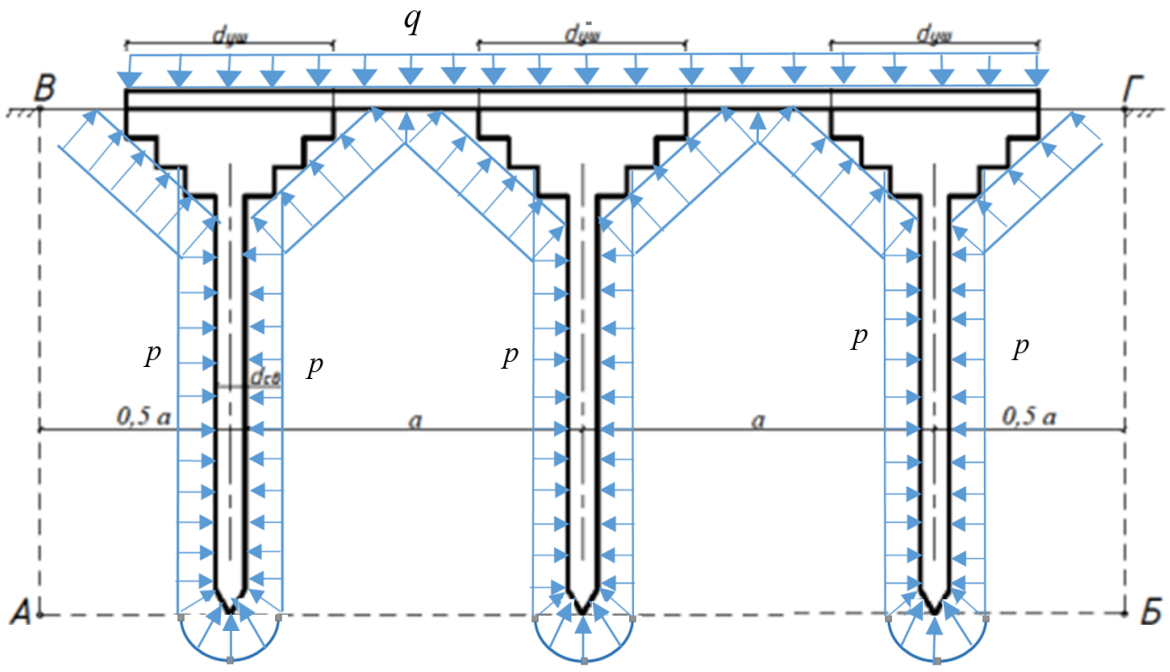


Рисунок 6.2 - Расчётная схема группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней

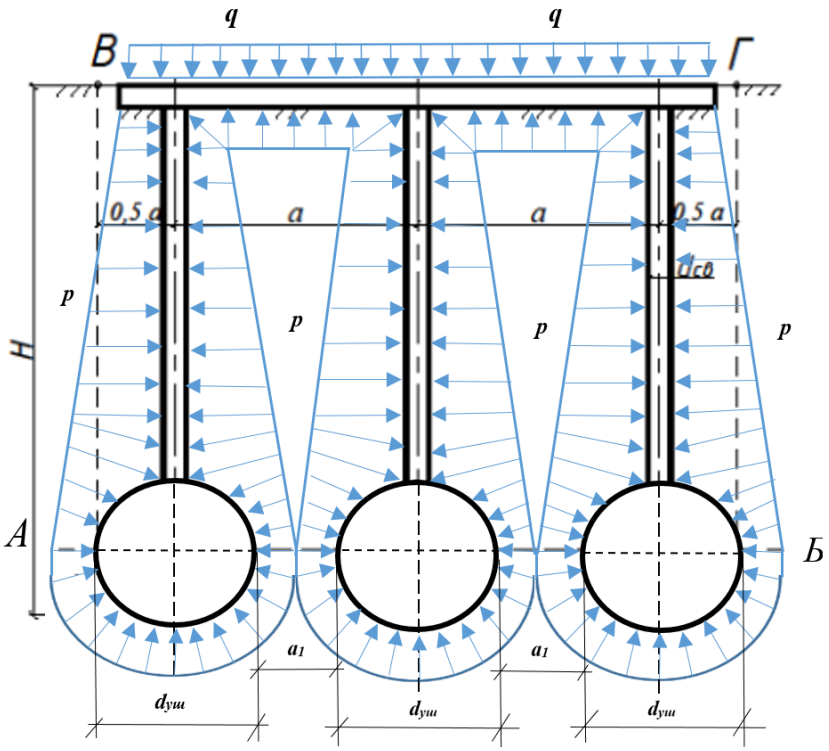


Рисунок 6.3 - Расчётная схема группы свай с концевыми сферическими уширениями отстоящими друг от друга на расстояние a_1

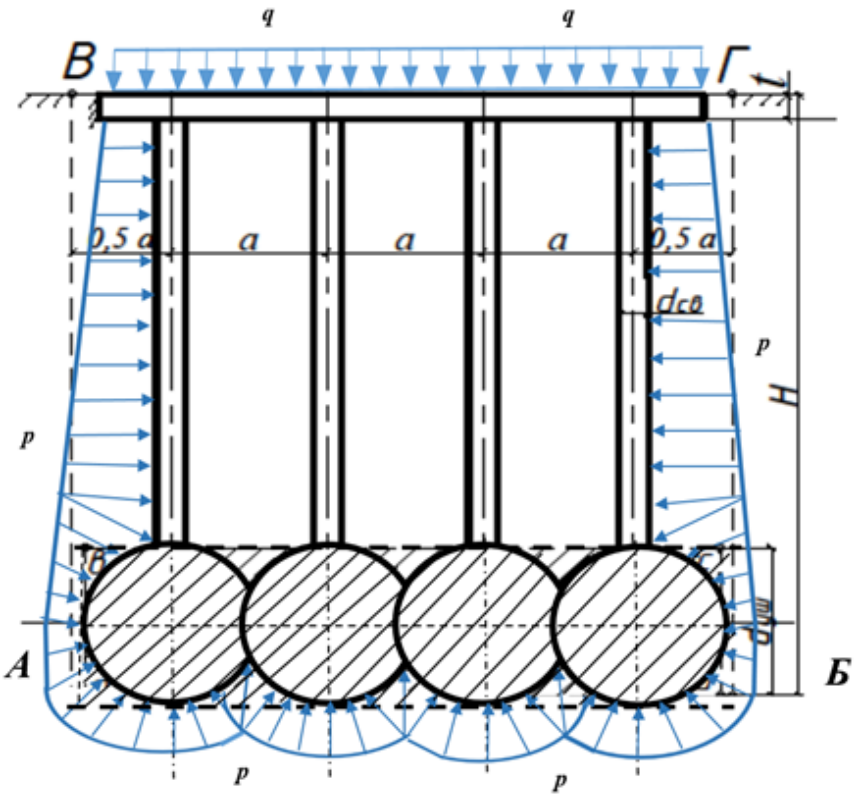


Рисунок 6.4 - Расчётная схема группы свай с концевыми сферическими уширениями пересекающими друг друга и не отстоящими друг от друга на расстояние a_1

Для расчётных схем, предложенных на рис 6.1 и 6.2 для свай с поверхностными уширениями в виде клиньев и в виде ступеней величина a_1 может изменяться от 0 до 3*d* - 4*d*, при значении расстояния между поверхностными уширениями равном нулю, работа плиты может быть заменена работой верхних граней поверхностных уширений высотой до 1/4 - 1/6 от высоты уширения. В случае с поверхностным уширением – это может быть верхняя ступень, то есть устройство уширений впритык друг к другу позволит сократить расходы на устройство фундамента, за счёт исключения из него плиты. С ростом шага между уширениями в кусте, для таких конструкций свай исключение фундаментной плиты может снизить эффективность работы фундамента, особенно в слабых структурно-неустойчивых грунтах ввиду неравномерного распределения предельной нагрузки между сваями в кусте.

Для расчётных схем, предложенных на рис 6.3 и 6.4 для свай с концевыми уширениями величина a_1 может также изменяться от 0 до 6*d*, при значении расстояния между концевыми уширениями равном нулю, то есть когда наблюдаются пересечения радиусов уширений, работа куста может быть представлена как работа коробчатого фундамента, где область, ограниченная *abcd* условно представляется как плита [284]. Комбинированная основа такого фундамента состоит из верхней и нижней плиты, между которыми расположен слой уплотнённого грунта, неравномерность усадки которого будет в разы меньше, как и у классических коробчатых фундаментов глубокого заложения.

Если рассматривать свайный куст из висячих свай с концевыми уширениями (рис. 6.3) с расстоянием между сваями от 3*d* до 6*d*, то эпюры вертикальных давлений под нижним концом каждой из свай будут накладываться друг на друга (см. рис. 6.5).

В результате максимальное давление под нижним концом данной группы свай с концевыми уширениями может превысить величину давления от одной сваи $\sigma_2>\sigma_1$, возрастёт и площадь передачи давления на основание. В этом случае осадка свайного куста при равных нагрузках на сваю будет больше, чем осадка одиночной сваи. Данное положение справедливо в том случае, если шаг свай меньшеше 3*d*. Происходит эффект взаимного влияния свай друг на друга. При расстоянии между сваями более 6*d* – это влияние убывает и становится уже практически незначительным. Предельное состояние свай с уширениями в кусте характеризуется сдвигом по контакту «боковая поверхность сваи с уширением - грунт» и развитием областей пластических деформаций под нижним концом свай с уширениями.

Влияние кустового расположения свай с концевыми уширениями приводит к тому, что максимальное давление под их нижней частью может превысить давление от отдельной сваи ($\sigma_2>\sigma_1$), и увеличивается площадь, на которую это давление распределяется. Соответственно, при одинаковой нагрузке на каждую сваю в кусте, общая осадка будет больше, чем у

одиночной. Это справедливо, если расстояние между сваями не превышает 6*d* – возникает взаимное воздействие между ними. При большем расстоянии (более 6*d*) влияние это становится минимальным. Предельное состояние таких свай определяется сдвигом по зоне контакта между боковой поверхностью уширения и грунтом, а также формированием областей пластических деформаций под нижним концом свай.

Когда сваи расположены на расстоянии от 3*d* до 6*d* друг от друга, грунт между ними уплотняется и начинает работать совместно со сваями и уширениями. Расположение свай в этом интервале обеспечивает более равномерное распределение давления под их основанием и, как следствие, повышение несущей способности. Тем не менее, для уменьшения объема работ по устройству ростверка, часто выбирают минимальное расстояние между сваями с уширениями (*c*=3*d*), считая это оптимальным вариантом.

Важно отметить, что такой свайный куст с уширениями будет получать большую осадку, чем одиночная свая с уширением, при одинаковом давлении на её нижнюю часть.

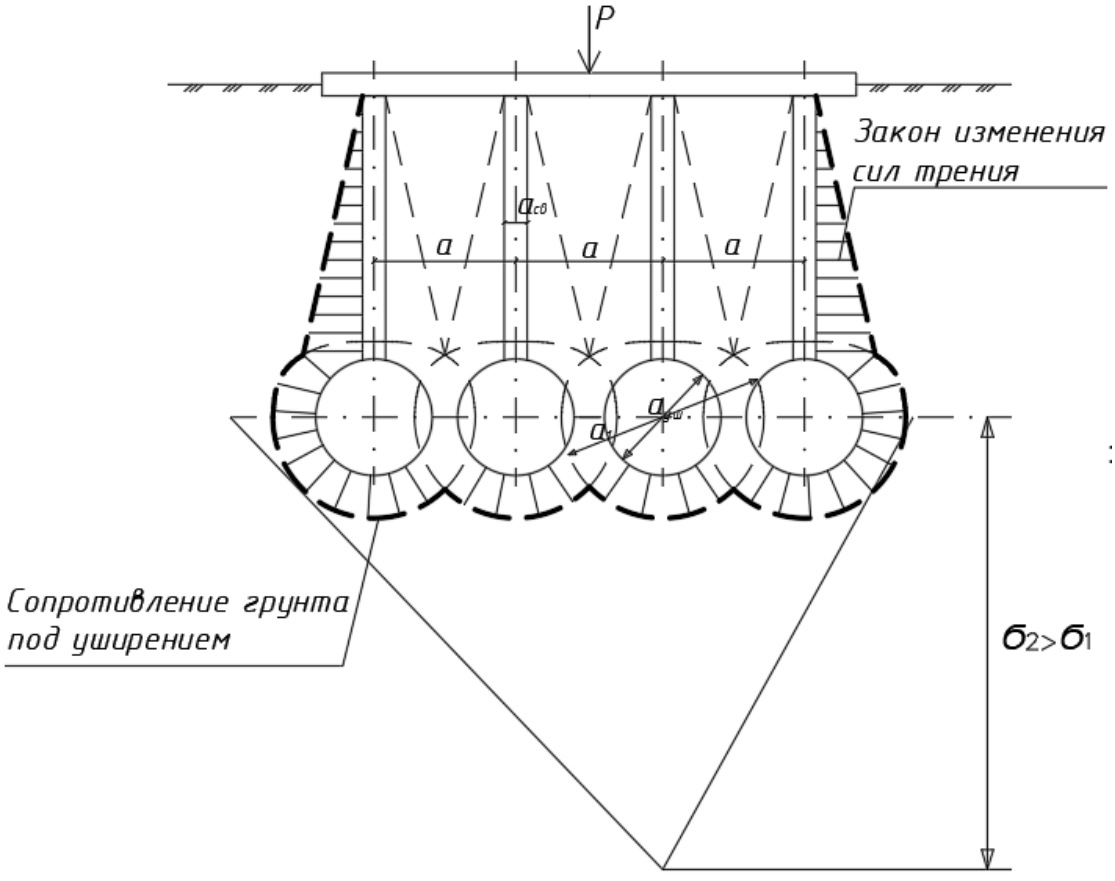


Рисунок 6.5 - Схема эпюры максимального давления под нижним концом группы свай с концевым сферическим уширением

6.1.2. Определение осадок кустов свай с уширениями

Определение несущей способности свайных фундаментов предполагает анализ взаимодействия свай, окружающего грунта и ростверка. Комплексные работы, посвященные данной проблеме, проводились в Московском инженерно-строительном институте им. Куйбышева под руководством Н. М. Дорошкевича [348] и В. В. Знаменского [72 - 76]. На основе этих исследований была разработана расчетная модель, согласно которой при расстоянии между сваями, равном 4-5 кратным размеру сваи, свайный фундамент действует как единая конструкция. Взаимодействие свай в массиве определяется радиусом уплотнения грунта между сваями и радиусом распределения возникающих напряжений.

В рамках этой расчетной схемы было изучено влияние шага свай на несущую способность свайных фундаментов по сравнению с одиночными сваями, установленными в песчаных и глинистых грунтах. Установлено, что сопротивление сваи в составе фундамента формируется под воздействием двух основных факторов: степени уплотнения грунта в межсвайном пространстве и взаимодействия между сваями, причем определяющим является преобладающий фактор.

Исследования А. Б. Фадеева [241, 242] и Е. Э. Девальтовского [63, 242], а также работы А.В. Пилягина [194, 195], посвященные взаимодействию свай с грунтом в свайных группах, выявили существенные различия в характере этого взаимодействия по сравнению с одиночными сваями. Замечено увеличение роли наконечника сваи в передаче нагрузки, а также неравномерное распределение и перераспределение нагрузки в процессе нагружения фундамента. Подобные результаты были получены Б. В. Бахолдиным и Д. Е. Развадовским [16, 17] в ходе модельных испытаний групп свай в песчаных грунтах.

Для решения задач, связанных с распределением сил трения по боковой поверхности свай, распределением нагрузки между отдельными сваями в фундаменте, а также между острием и боковой поверхностью, в Пермском политехническом институте, под руководством А. А. Бартоломея [Бартоломей А. А. и др., 1994], были проведены полевые испытания кустов, состоящих из 4, 6 и 9 свай (включая тензосваи), в глинистых и песчаных грунтах.Практический опыт при определении осадок кустов свай показывает, что систему свай в грунтовом массиве можно рассматривать как единый массив [52. 53]. Разработанный метод определения осадок кустов свай с низким ростверком при расстоянии между сваями 3-6d учитывает глубину приложения нагрузки, передачу её через боковую поверхность фундамента и в плоскости

острия свай, размеры фундамента, коэффициент бокового расширения грунта, напряжения и деформации во всей активной зоне.

С другой стороны, известно, что осадки свай под длительной нагрузкой могут в несколько раз превышать осадки от действия той же нагрузки при кратковременных статических испытаниях. Поэтому при расчете конечных осадок в расчетах необходимо использовать модули деформации и прочностные характеристик грунтов, найденные из опытов с длительным действием нагрузок.

В общем виде характер передачи нагрузки через боковую поверхность и в плоскости нижних концов группы свай с уширениями можно записать, используя методику [14] в следующем виде:

$$P_{(x,y,h)} = P\left[\frac{\alpha_1}{4(a+b)l_{св.уш}} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l_{св.уш}^2} + \frac{3\alpha_2 h^2}{4(a+b)l_{св.уш}^3}\right] l_{1св.уш} + P\left[\frac{\beta_1}{4ab} + \frac{9\beta_2\left(a^2-x^2\right)\left(b^2-y^2\right)}{16a^3b^3}\right] l_{2св.уш} \quad (6.1)$$

где, α_n, β_n – безразмерные коэффициенты, зависящие от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай;

P – нагрузка на свайный фундамент, Н;

$l_{св.уш}$ – длина свай с уширениями;

h – глубина рассматриваемой точки;

$2a$, $2b$ – размеры условного фундамента в плане с учётом уширений;

$P_{(x,y,h)}$ – удельная нагрузка по боковой поверхности в плоскости острия свай с уширениями, кПа.

Уплотнение грунта в результате забивки свай учитывается через модуль деформации уплотнённой зоны. Модуль деформации в уплотнённой зоне можно определить по данным испытания сваи-штампа или с помощью спектрально-временного анализа (см. п. гл.2).

$$\mu = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)}\left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-h)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2-2zh}{R_2^3} + \frac{6hz(z+h)^2}{R_2^5}\right] \quad (6.2)$$

где, u – перемещение точки от силы P;

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль сдвига (E – модуль деформации грунта);

ν – коэффициент бокового расширения грунта.

$R_1 = \sqrt{(z-h)^2 + r^2}$, $R_2 = \sqrt{(z+h)^2 + r^2}$

где, r – расстояние от горизонтальной оси действия сосредоточенной силы до рассматриваемой точки;

h – глубина приложения сосредоточенной силы;

z – координата рассматриваемой точки.

Для определения осадки куста выражение (6.2) с учётом (6.1) интегрируем по поверхности куста свай, рассматриваемого как единый массив. В общем виде формула для определения осадки куста свай имеет вид [14]:

$$S_{к.уш} = S_{ср} - S(z_0) \tag{6.3}$$

где, z_0 – глубина, начиная с которой деформации грунта отсутствуют;

$$S(z) = \int_{\Omega}\int P(x,y,h)u(x,y,h,z)d\omega$$

Где, $S(z)$ – площадь поверхности куста свай, рассматриваемого как единый массив;

$P(x,y,h)$ – напряжение, возникающее в точке с координатами x, y, h на поверхности Ω, от внешней нагрузки на куст свай;

$d\omega$ – элемент площади: в плоскости острия свай $d\omega = dxdy$, а на боковых гранях $d\omega = dxdh$ или $dydh$.

$$S = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)l}\left[\sum_{n=1}^{3} a_n W_n(z) + \sum_{k=1}^{2}\beta_k \bar{W}_k(z) - \sum_{n=1}^{3} a_n W_n(z_0) - \sum_{k=11}^{2}\beta_k \bar{W}_k(z_0)\right] \tag{6.4}$$

где, W_n, $\bar{W}_k$ – компоненты перемещения, вызванные силами трения по боковой поверхности и в плоскости нижних концов свай, которые определяются следующим образом:

При определении осадки по оси круга свай

$$\left.\begin{aligned} W_n &= \frac{1}{2(k_1+k_2)} - \left[(3-4\upsilon)\left(J_{n,11}+J_{n,14}\right) + \left(5-12\upsilon+8\upsilon^2\right)J_{n,12} + J_{n,13} + J_{n,15}\right]; \\ \bar{W}_k &= \frac{1}{4k_1k_2} - \left[(3-4\upsilon)\left(J_{k,16}+J_{k,19}\right) + \left(5-12\upsilon+8\upsilon^2\right)J_{k,17} + J_{k,18} + J_{k,20}\right] \end{aligned}\right\}$$

При определении осадки угловой точки

$$W_n = \frac{1}{4(k_1+k_2)} - \left[(3-4\upsilon)\left(J_{n,1}+J_{n,4}\right) + \left(5-12\upsilon+8\upsilon^2\right)J_{n,2} + J_{n,3} + J_{n,5}\right];$$

$$\bar{W}_k = \frac{1}{4k_1k_2} - \left[(3-4\upsilon)\left(J_{k,6}+J_{k,9}\right) + \left(5-12\upsilon+8\upsilon^2\right)J_{k,7} + J_{k,8} + J_{k,10}\right]$$

где, $2k_1 = \frac{2\alpha}{l}$; $2k_2 = \frac{2\beta}{l}$; $J_{n,k}$ – интегралы, которые взяты в элементарных функциях;

α_n, β_n – безразмерные коэффициенты, зависящие от характера передачи нагрузки по боковой поверхности куста и в плоскости острия свай.

$$\sum_{n=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=1}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2$$

$$\sum_{n=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=1}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2=\min$$

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{\partial\sum_{k=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=2}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2}{\partial\alpha_1}=0;\\
&\frac{\partial\sum_{k=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=2}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2}{\partial\alpha_2}=0;\\
&\frac{\partial\sum_{k=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=2}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2}{\partial\alpha_3}=0;\\
&\frac{\partial\sum_{k=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=2}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2}{\partial\beta_1}=0;\\
&\frac{\partial\sum_{k=1}^{10}\left[\sum_{n=1}^{3}\alpha_n W_n\left(\frac{k}{10}\right)+\sum_{m=2}^{2}\beta_m \bar{W}_m\left(\frac{k}{10}\right)-C\right]^2}{\partial\beta_2}=0;
\end{aligned}\right\}$$

$$\sum_{n=1}^{3}\alpha_n+\sum_{k=1}^{2}\beta_k=1$$

$$\alpha_1\neq 0;\ \alpha_2=\alpha_3=0;\ \beta_1\neq 0;\ \beta_2=0$$

$$\left.\begin{aligned}
&\alpha_1\sum W_1^2+\beta\sum\bar{W}_1W_1=c\sum W_1;\\
&\alpha_1\sum W_1\bar{W}_1+\beta\sum\bar{W}_1^2=c\sum W_1;\\
&\alpha_1+\beta=1
\end{aligned}\right\}$$

Для практического пользования формула расчёта осадок кустов свай приведена к виду:

$$S_{к.уш}=-\frac{P}{El_{св.уш}}-W_0 \qquad (6.5)$$

где, $S_{к.уш}$ – осадка куста свай с уширениями, см;

P – нагрузка на куст свай с уширениями, кН;

$l_{св.уш}$ – длина свай с уширениями, см;

E – модуль деформации грунта, кПа.

$E=PW_0/Sl$

Где, P – нагрузка на сваю-штамп, кН;

S – осадка сваи-штампа, см;

l – длина сваи с уширением, см;

W_0 – безразмерный коэффициент, равный среднему значению сумм, входящих в формулу (6.5):

$$W_0 = \frac{1+\upsilon}{8\pi(1-\upsilon)}\left\{\sum_{n=1}^{3} a_n W_n(z) + \sum_{k=1}^{2} \beta_k \bar{W}_k(z) - \sum_{n=1}^{3} a_n W_n(z_0) - \sum_{k=1}^{2} \beta_k \bar{W}_k(z_0)\right\}$$

Выполненный по представленной методике расчёт осадки куста из 9-ти свай с поверхностными уширениями из сборных клиньев, в сравнительном анализе с группой призматических свай без ущширений и одиночной сваи с поверхностным уширением показывает графики завсисимости «несущая способность – осадка». Соответственно для группы свай с поверхностными уширениями из сборных клиньев осадка будет в 2-4 раза меньше на разных этапах загружения, чем осадка куста из 9-ти свай без уширения (рис. 6.6).

Метод осадки группы свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями учитывает такие важные факторы, как глубину приложения нагрузки и передача её через боковую поверхность фундамента в плоскостях поверхностного и концевого уширений, размеры фундамента, диаметр уширений, коэффициент бокового расширения грунта, напряжения и деформации во всей активной зоне.

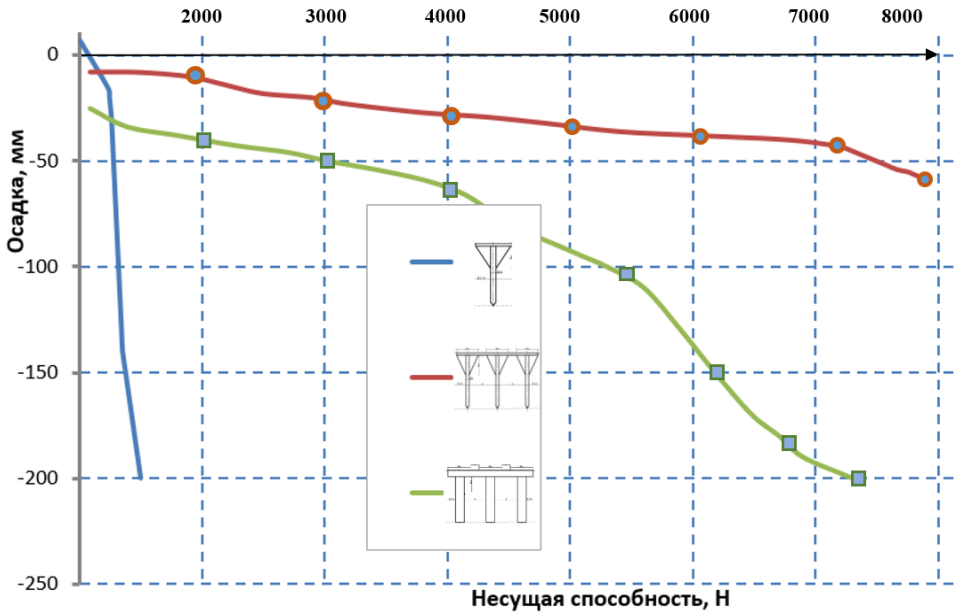


Рисунок 6.6 - Графики «несущая способность – осадка» для одиночной сваи с поверхностным уширением в виде сборных клиньев и девятисвайных фундаментов по модели Мора–Кулона для куста с поверхностными уширениями и без уширений

6.1.3 Аналитический метод расчёта зоны уплотнения грунтов вокруг свайных кустов с уширениями

В п. 3.2.1 замеры физико-механических характеристик грунтового основания в активной фазе напряжённо-деформированного состояния куста из 4-ёх свай с концевыми уширениями сферического формообразования в экспериментах показали, что необходимо выделение ни четырёх, как по Бартоломею А. А., Омельчаку И. М., Юшкову Б. С. [14], а шести активных зон:

- *первая зона* – внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи со сферическим концевым уширением крайнего ряда;

- *вторая зона* расположена в межсвайном пространстве крайнего ряда свай со сферическим концевым уширением;

- *третья зона* расположена в околосферическом пространстве вокруг уширения с радиусами соответственно 2-3$d_{уш}$ и 5-7$d_{уш}$;

- *четвёртая и пятая зоны* - по внутренней поверхности крайнего ряда свай со сферическим концевым уширением;

- *шестая зона* не имеет чёткой границы и не оказывает влияния на несущую способность фундамента, грунт из уплотнённого состояния этой зоны постепенно переходит в природный; в исследованиях изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента в зависимости от физико-механических характеристик грунта вокруг свайного фундамента выделяют несколько зон уплотнения.

В расчёте площади зоны уплотнения вокруг сваи , выполненного по установленной методике, были использованы следующие допущения:

- предполагается, что природная пористость грунта не зависит от глубины, и при этом вытеснение грунта сваями происходит преимущественно горизонтально;

- минимальное расстояние между сваями в кусте составляет не менее трёх диаметров сваи с уширениями;

- снижение пористости грунта к границе уплотнённой области описывается кривой второго порядка, при этом плотность грунта максимальна у боковой поверхности сваи, где пористость минимальна;

- вытеснение грунта по оси X аналогично вытеснению по оси Y.

В качестве примера рассмотрен куст из четырёх свай с концевыми сферическими уширениями длиной 9м (рис.6.7). Для определения зоны уплотнения свайного фундамента (кустов) в силу симметрии достаточно будет рассмотреть только часть фундамента.

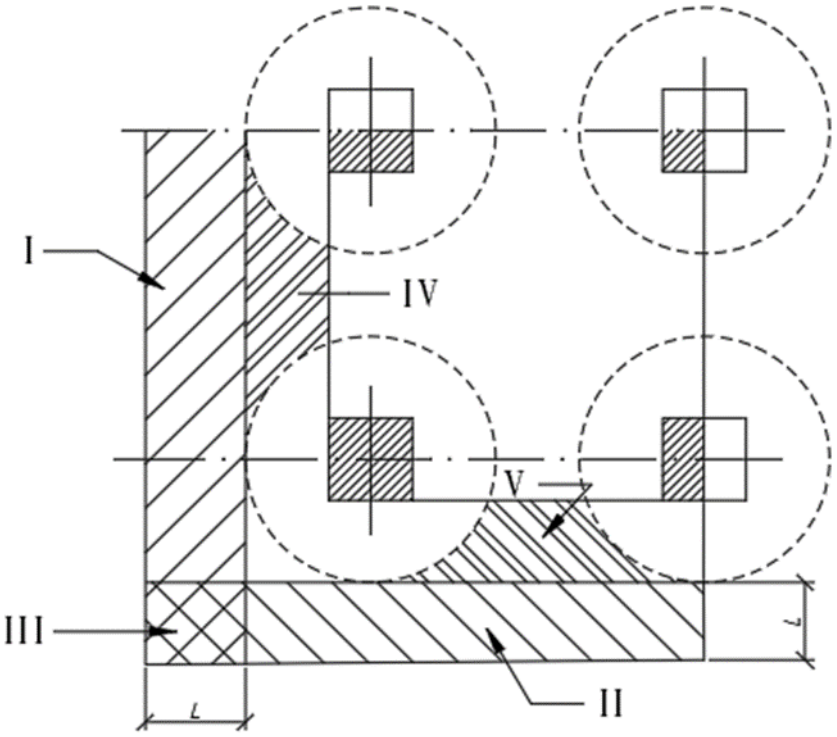


Рисунок 6.7 - Расчётная схема с зонами для группы свай с концевыми сферическими уширениями

За пределы основания сооружения в полосу шириной L выталкивается часть почвы. Эта зона разделена на пять участков, где пористость постепенно снижается от значения E на границе уплотнённого слоя до $E_{\min}$ на границе самого фундамента. Изменение пористости описывается квадратичной зависимостью:

$$E(x) = E - \frac{E - E\min}{L^2} x^2 \tag{6.6}$$

Допустим, что грунт выдавливается вдоль осей OX и OY. Исходя из этого, можно заключить, что зависимость E(y) на втором участке повторяет закономерность изменения E(x) на первом. Для описания изменения пористости E(x,y) используется условие, из которого вытекает:

$$E(x,y) = \frac{EE(x) + EE(y) - EE\min - E(x)E(y) + (E - E\min)E(x)E(y)}{E - E\min + EE\min - E\min E(x) - E\min E(y) + E(x)E(y)} \tag{6.7}$$

Для вычисления ширины зоны уплотнения L через E и $E_{\min}$ для фундамента из 4-х свай воспользуемся следующей формулой:

$$L = \frac{(E - E\min)(\sqrt{\frac{1+E}{E - E\min}} * 2) d_0}{(1+E)(1+E\min)J}, \tag{6.8}$$

$$L := \frac{(0.89 - 0.75)\cdot\left(\sqrt{\frac{1 + 0.89}{0.89 - 0.75}} - 2\right)\cdot 0.3}{(1 + 0.89)\cdot(1 + 0.75)\cdot 0.014} \qquad L = 1.519$$

где *J* определяется по следующей формуле:

$$J = \frac{1}{2\sqrt{1+E}\sqrt{E-E\min}} * \lim_{x\to\infty} \frac{\sqrt{E-E\min}+\sqrt{1+E}}{\sqrt{1+E}-\sqrt{E-E\min}} + \frac{1}{1+E} \qquad (6.9)$$

$$I := \frac{1}{2\cdot\sqrt{1 + 0.89}\cdot\sqrt{0.89 - 0.75}}\cdot\ln\left(\frac{\sqrt{0.89 - 0.75}+\sqrt{1 + 0.89}}{\sqrt{1 + 0.89}-\sqrt{0.89 - 0.75}}\right) - \frac{1}{1 + 0.89}$$

$I = 0.014$

Θ - объём вытесненного грунта в околосвайной зоне (зона уплотнения):

$$2D * \Delta h\int_0^L \left(\frac{E}{1+E} - \frac{E(x)}{1+E(x)}\right)dx + \Delta h\int_0^L\int_0^L \left(\frac{E}{1+E} - \frac{E(x,y)}{1+E(x,y)}\right)dxdy \qquad (6.10)$$

Для фундамента из 4 свай D=2 d_0

$$\Theta := 2\cdot 0.9\cdot 3\int_0^L \left(\frac{0.89}{1 + 0.89} - \frac{0.829}{1 + 0.829}\right)dx + 3\int_0^L\int_0^L \frac{0.89}{1 + 0.89} - \frac{0.894}{1 + 0.894}\,dxdy$$

$\Theta = 0.137$ м^3

Зона уплотнения была определена для трёх разных диаметров сваи 0,4х0,4м, 0,30х0,30м и 0,25х0,25м с шириной зоны уплотнения грунта и объёма вытесненного грунта. Результаты расчета аналитическим методом сводим в таблицу 6.1:

Таблица 6.1 - *Результаты расчета*

Сечение сваи (м)	0,4 х 0,4	0,30 х 0,30	0,25 х 0,25
J	0,014	00,026	00,02
L (м^2)	1,519	00,876	0,901
Θ (м^3)	0,144	0,483	0,368

Результаты расчёта показывают очевидную закономерность между размерами сечения сваи и зоной уплотнения грунта вокруг куста сваи с уширениями – с увеличением размеров сечения возрастает и объём уплотнённого грунта.

Аналогичный принцип расположения зон уплотнения был принят и в исследовании группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней в работах [94, 96]. Для группы свай с уширениями внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда плотность увеличилась на 50% (с 1,39 до 1,92 г/см^3), что в 2,3 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление

увеличилось почти в 4 раза (до 84 кПа). Во второй зоне, расположенной в межсвайном пространстве крайнего ряда свай фундамента плотность, увеличилась на 38% (с 1,39 до 1,77 г/см^3), что в 2 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление увеличилось почти в 3 раза (до 63 кПа). Третья и четвёртая зоны, расположенные в около свайном пространстве с радиусами 2-3*d* и 5-7*d*. плотность увеличилась соответственно на 28% и 15%, а удельное сцепление - почти в 1,5 раза (до 31,5 кПа).

Анализ существующего уровня решения проблемы по определению зоны уплотнения грунта показал, что наиболее эффективным способом решения является сопоставление результатов экспериментальных испытаний, численного моделирования и достоверных аналитических методов расчёта.

6.1.4 Численный анализ напряжённо-деформированного состояния кустов свай и свайно-плитных фундаментов с поверхностными и концевыми уширениями

Численное моделирование и анализ работы кустов свай с поверхностными уширениями

Результаты численного моделирования экспериментов групп призматических свай и готовых призматических свай с поверхностными уширениями в виде ступеней и клиньев из 3-х и 6-ти штук представлены на графиках (см. рис. 6. 10, 6.12, 6.14, 6.16) в программных комплексах "STARK ES" и «Midas GTS NX», позволили наиболее полно оценить работу конструкций, определить напряжённо-деформированное состояние при разных загружениях, выполнить сравнительный анализ с кустом из обычных призматических свай без уширений.

На рис. 6.9 и 6.11 представлены конечно-элементные модели кустов свай из 3-х, 6-ти свай с поверхностными уширениями в виде ступеней и куста из 9-ти свай с поверхностными уширениями в виде ступеней. Физико-механические параметры грунтового основания в численном моделировании, а также параметры свай и уширений приняты согласно экспериментальным данным, представленным в п.3.3.2 и п. 3.3.3.

а) *б)*

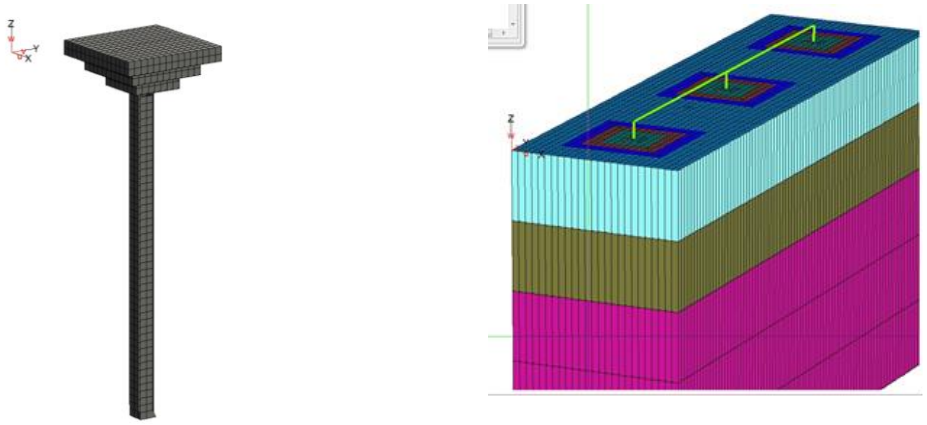


Рисунок 6.8 - Конечно-элементные модели одиночной сваи с поверхостными уширениями в виде ступеней (а) и куста из трёх свай в грунтовом массиве (б) (STARK_ES)

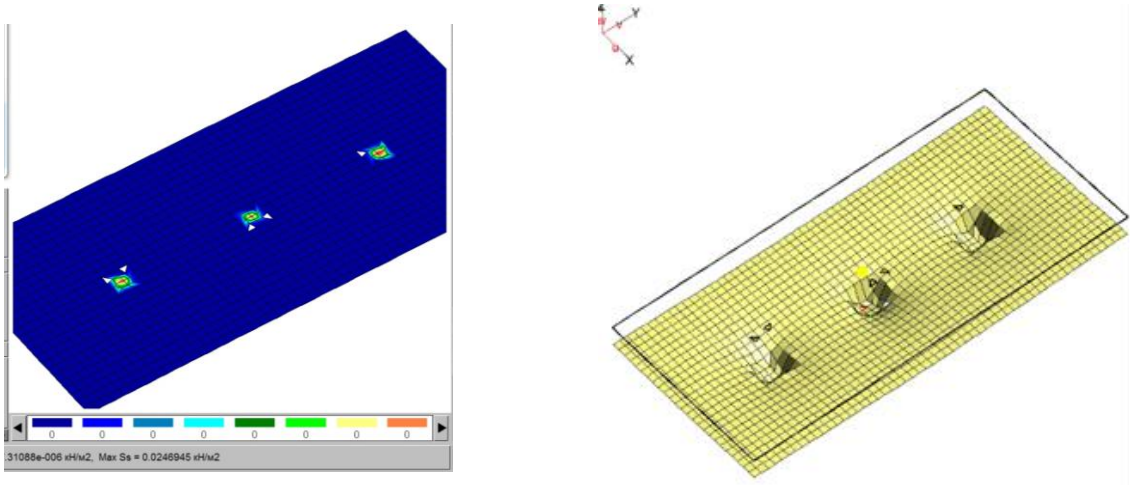


Рисунок 6.9 - Изополя напряжений и деформаций работы куста из трёх свай с поверхостными уширениями в виде ступеней в суглинке (STARK ES)

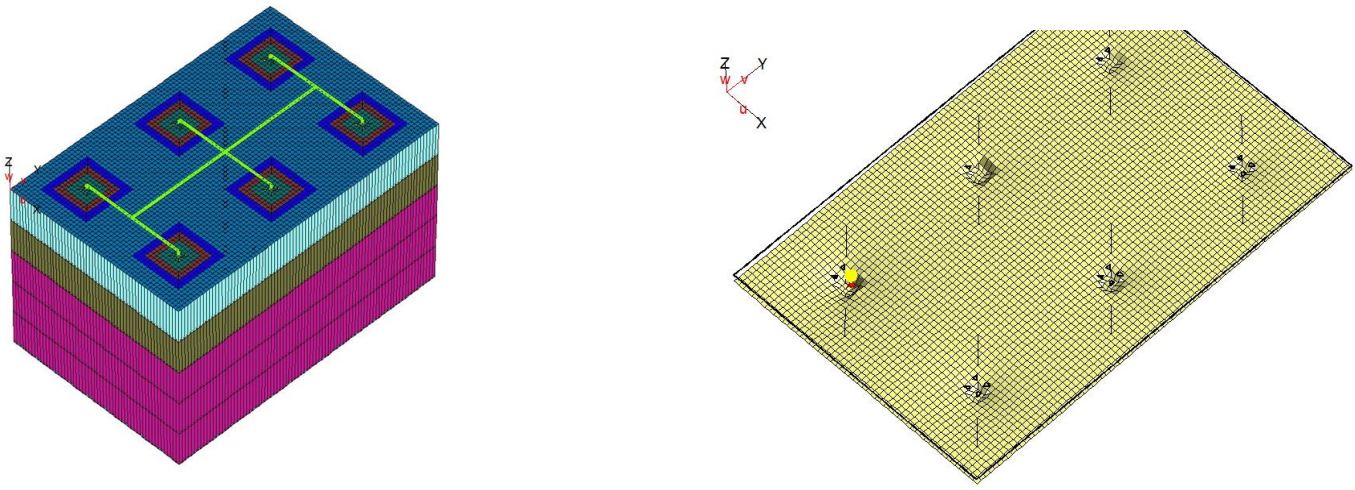


Рисунок 6.10 - Конечно-элементная модель куста свай из 6-ти свай с поверхностными уширениями в виде ступеней (STARK_ES) и осадка при вертикальном нагружении 2000 Н

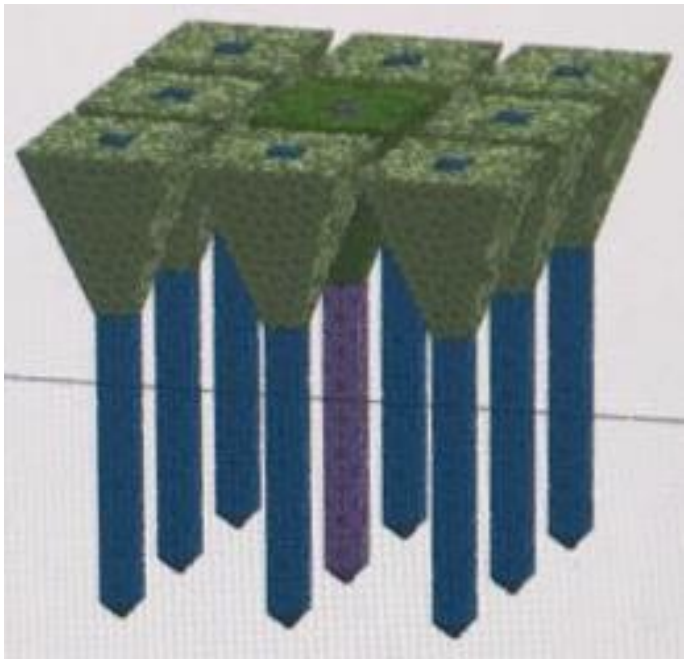


Рисунок 6.12 - Конечно-элементная модель группы из 9-ти свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев (Midas GTS NX)

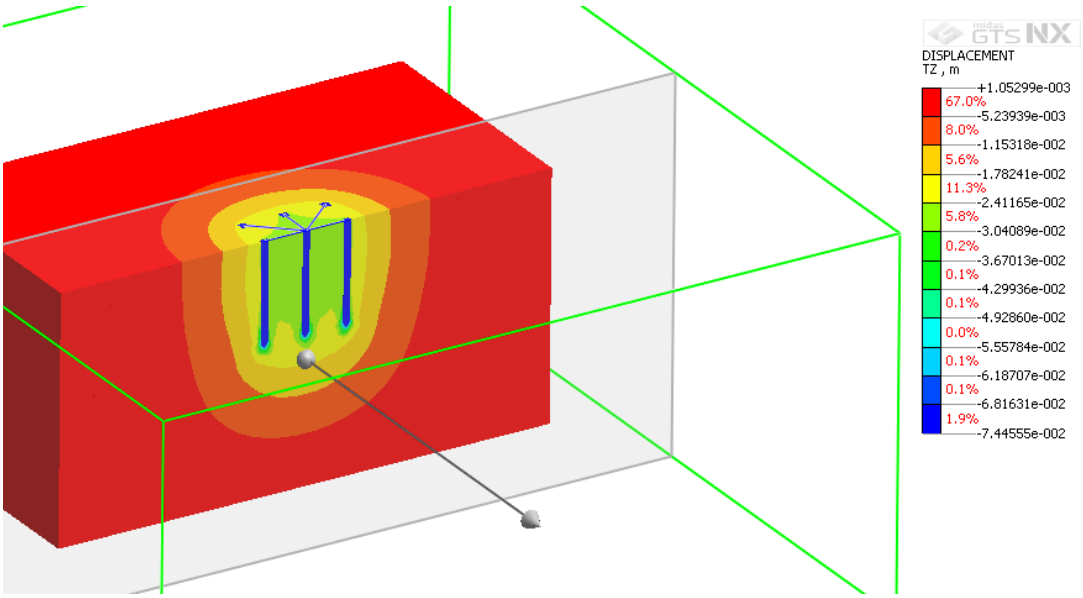


Рисунок 6.13 - Вертикальные перемещения куста свай без уширения при нагрузке 200 т (предельная нагрузка)

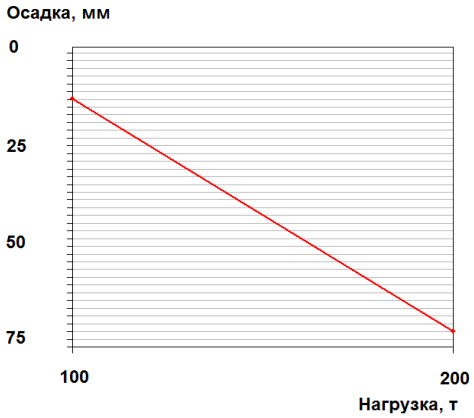


Рисунок 6.14 - График нагрузка-осадка для куста свай без уширения

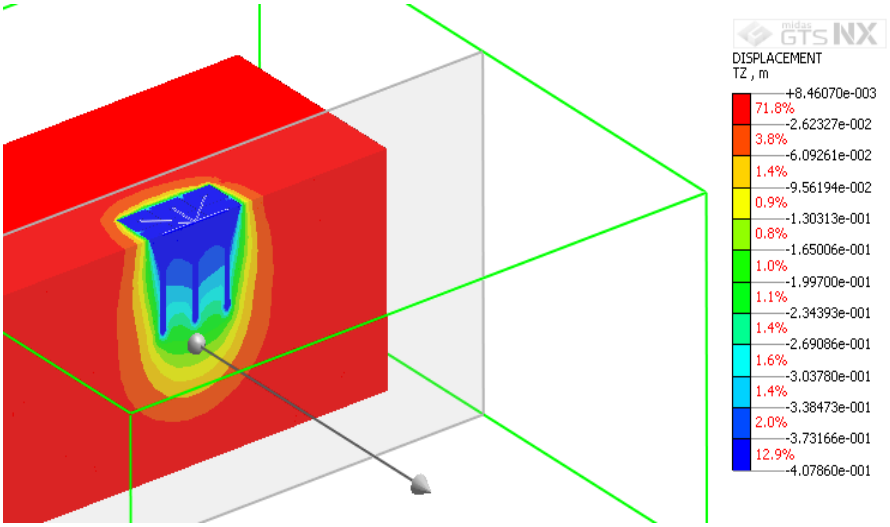


Рисунок 6.15 - Вертикальные перемещения куста из 6-ти свай поверхностными с уширениями в виде клиньев при нагрузке 800 т (предельная нагрузка)

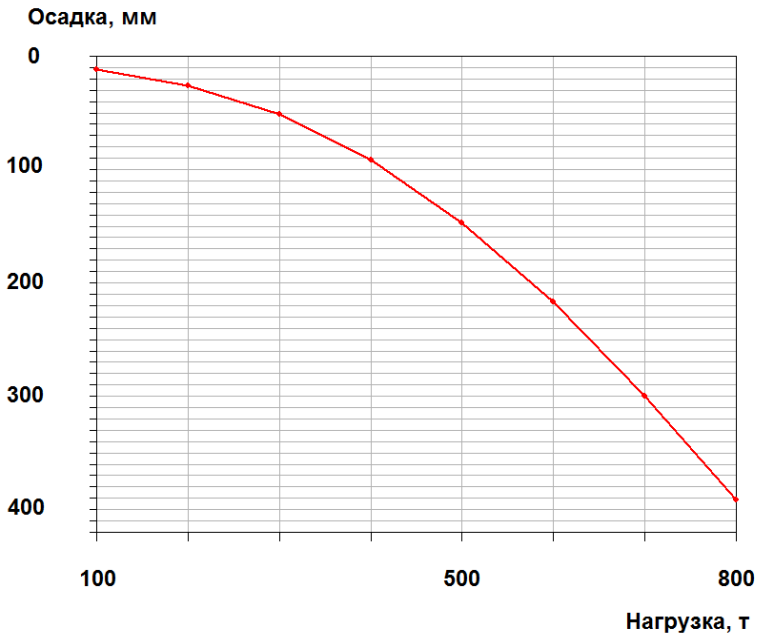


Рисунок 6.16 - График нагрузка-осадка для куста свай с уширением в виде сборных клиньев

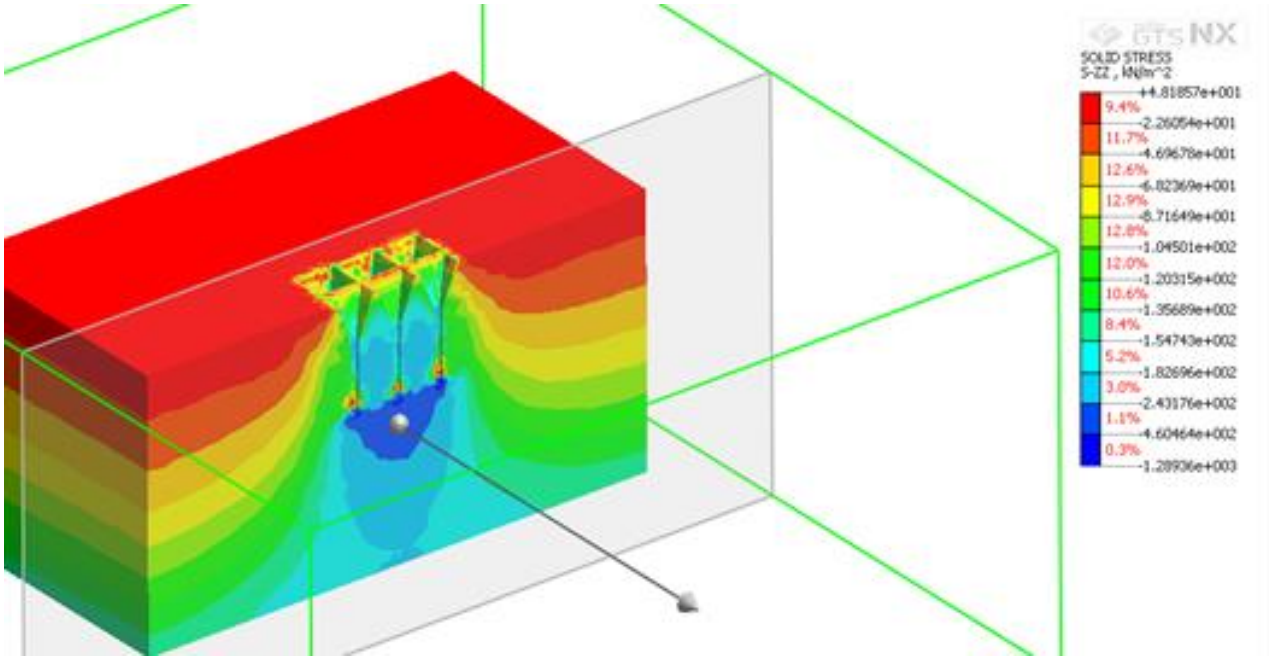


Рисунок 6.17 - Нормальные напряжения в грунтовом основании вокруг куста из 6-ти свай с поверхностными с уширениями в виде клиньев

Предельная нагрузка (несущая способность) кустов из 6-ти свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев в 4-4,5 раза больше, чем у кустов с обычными сваями без уширений, но это при очень больших перемещениях, то есть для рассматриваемых кустов свай с уширениями вопрос несущей способности не стоит, а определяющим являются только осадки. Осадка при одинаковой нагрузке у кустов свай с поверхностными уширениями в виде клиньев примерно на 35% меньше, чем у кустов с призматическими сваями. При нагрузках, близких к предельным, максимальной несущей способностью обладали угловые сваи с поверхностными уширениями. Например при P=7000 кН угловые сваи с поверхностными уширениями воспринимали на себя по 934 кН, средние сваи крайнего ряда воспринимали по 700 кН, то есть на 25% меньше и центральная свая – 464 кН.

При нагрузке P=8000 кН, нагрузка между 6-ю сваями с поверхностными уширениями распределяется следующим образом: угловая свая - 1466 кН, что составляет 110% несущей способности, усреднённой на одну сваю куста; средние сваи крайних рядов - 1067 кН, то есть 80% от несущей способности, усреднённой на одну сваю куста.

На следующем этапе проводили исследования для свайно-плитных фундаментов из длинных (30 метров) и коротких (10 метров) буронабивных свай диаметром 0,8 м с концевыми цилиндрическими уширениями в водонасыщенном основании, сложенным тремя типами грунтов: крупный песок мощностью 14 м, глина мощностью 11 м и глина – 25 м (рис. 6.18). В исследованиях варьировали и размерами цилиндрического концевого уширения от 1,3 м до 2,5 м.

Конечно-элементная модель свайно-плитного фундамента с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных свай в водонасыщенном основании и модели кустов буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных и коротких свай представлены на рис. 6.19 и 6.20 (*а*), 6.20 (*б*) соответственно.

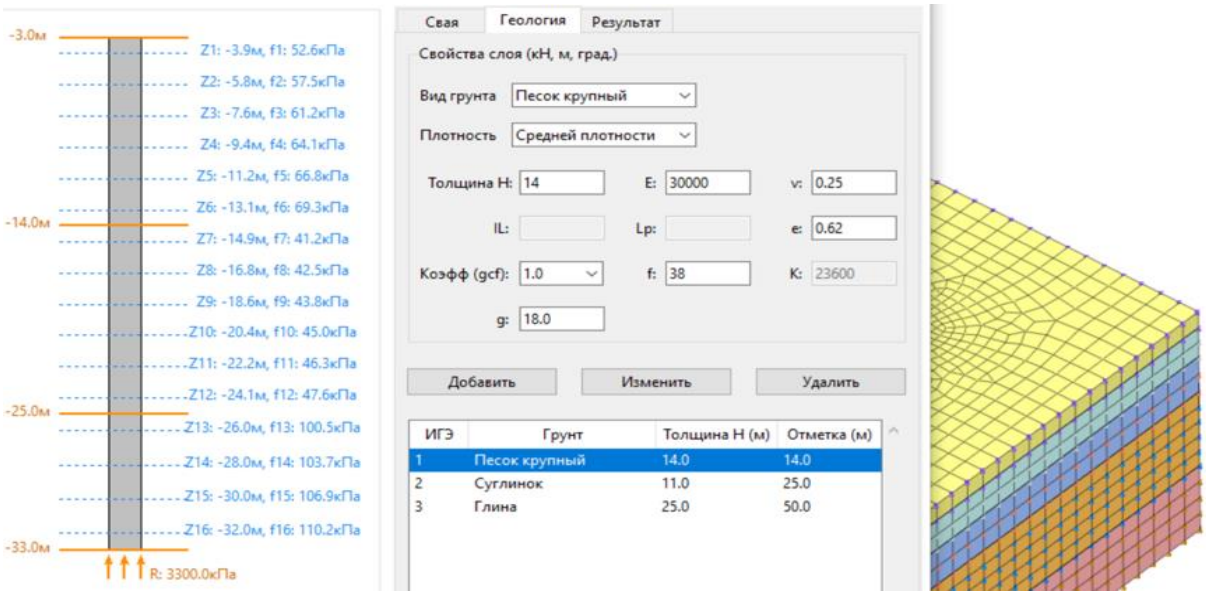


Рисунок 6.18 - Задание в численнном моделировании физико-механических свойств грунтового основания

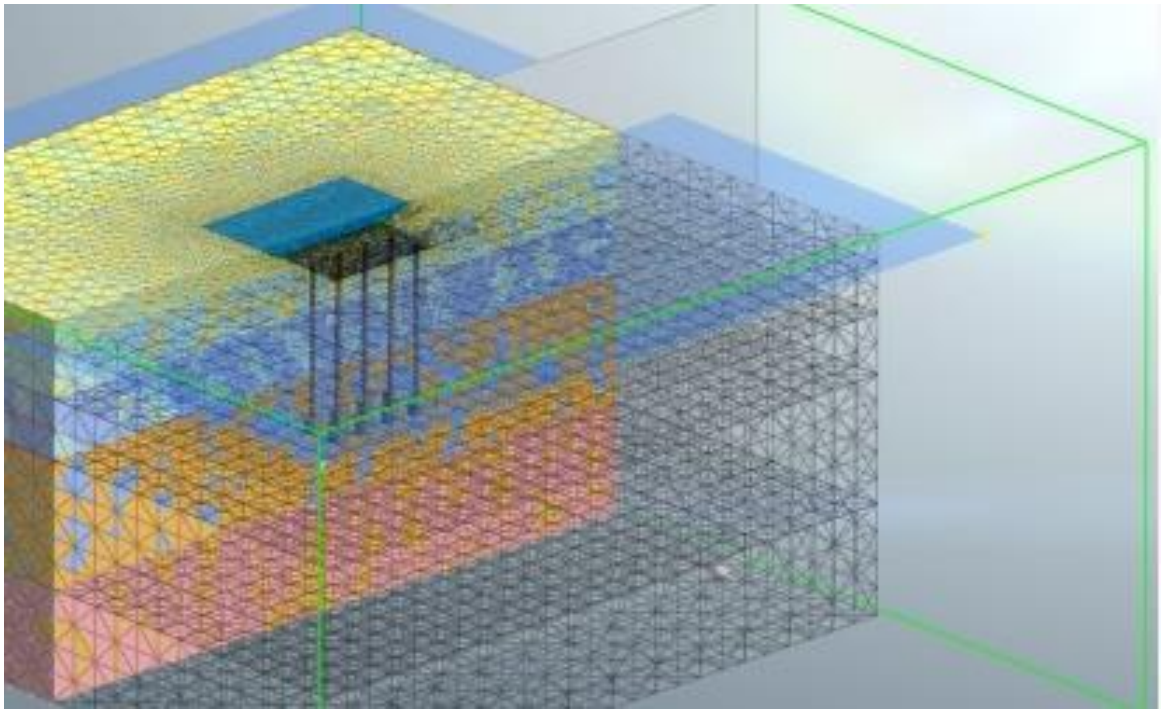
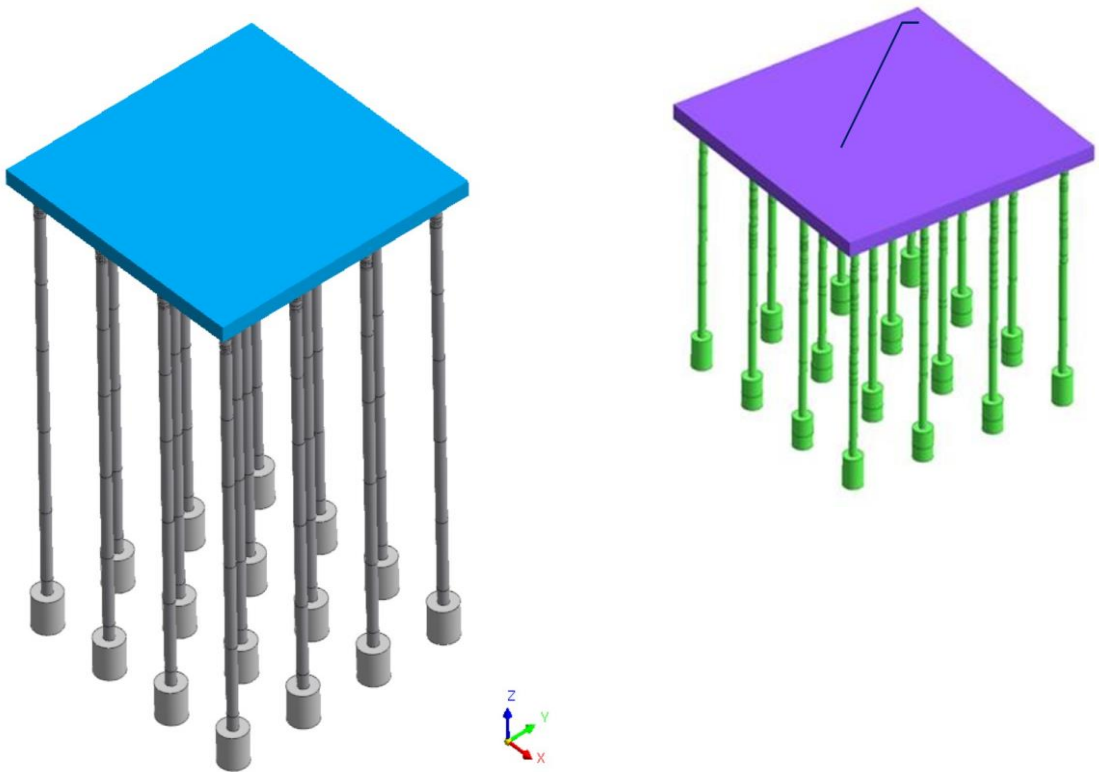


Рисунок 6.19 - Конечно-элементная модель свайно-плитного фундамента с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных свай в водонасыщенном основании



а) *б)*

Рисунок 6.20 - Конечно-элементная модель кустов буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных свай (*а*) и коротких (*б*)

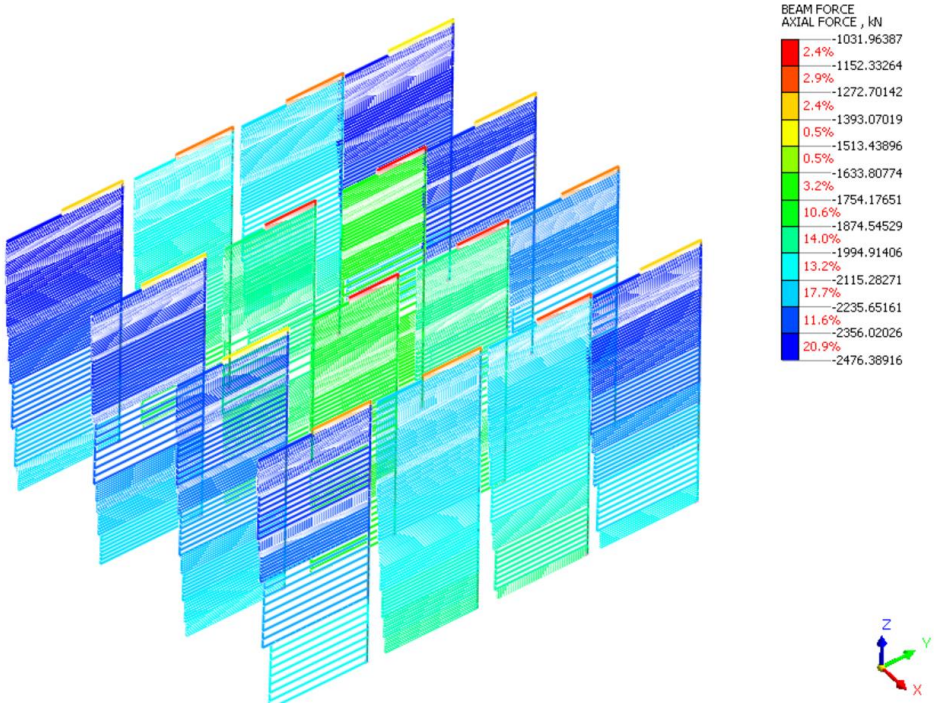


Рисунок 6.21 - Изополя нормальных напряжений σ, кN/м^2 для буронабивных свай длиной 10 м с уширениями диаметром 2,5 м

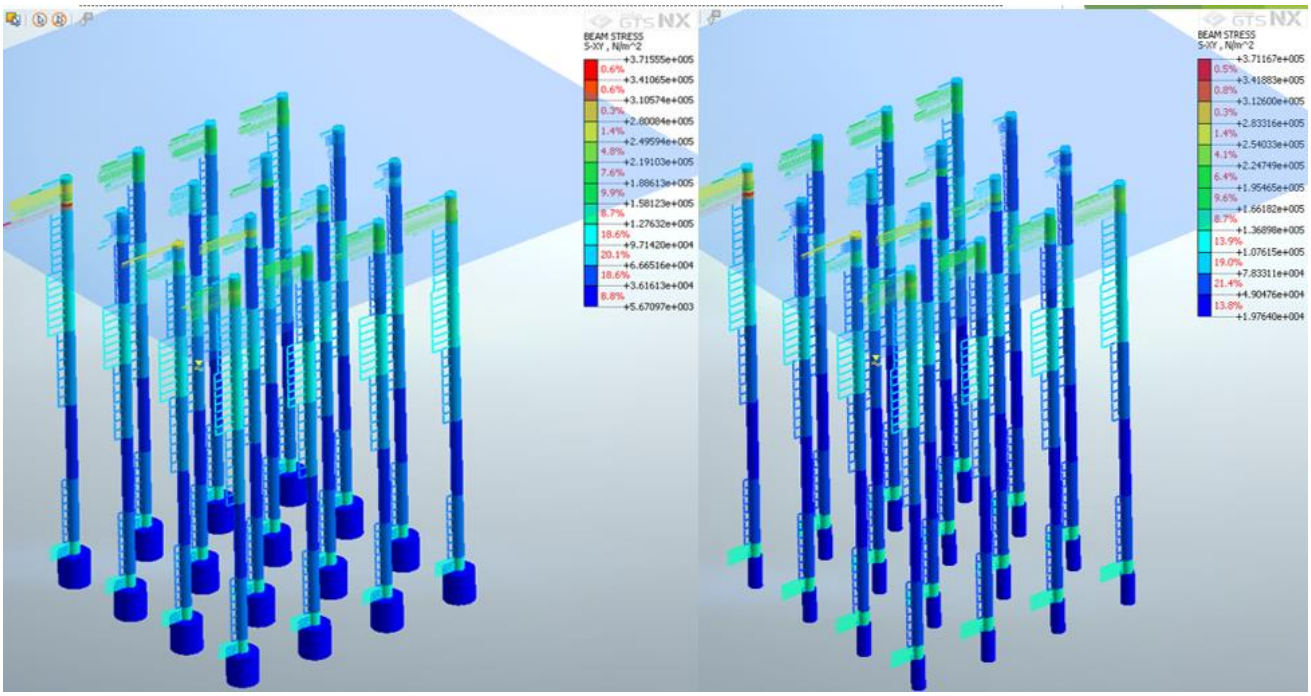


Рисунок 6.22 - Изополя касательных напряжений τ_{xy} для буронабивных свай с уширениями диаметром 2,5 м (слева) и диаметром 1,3 м (справа)

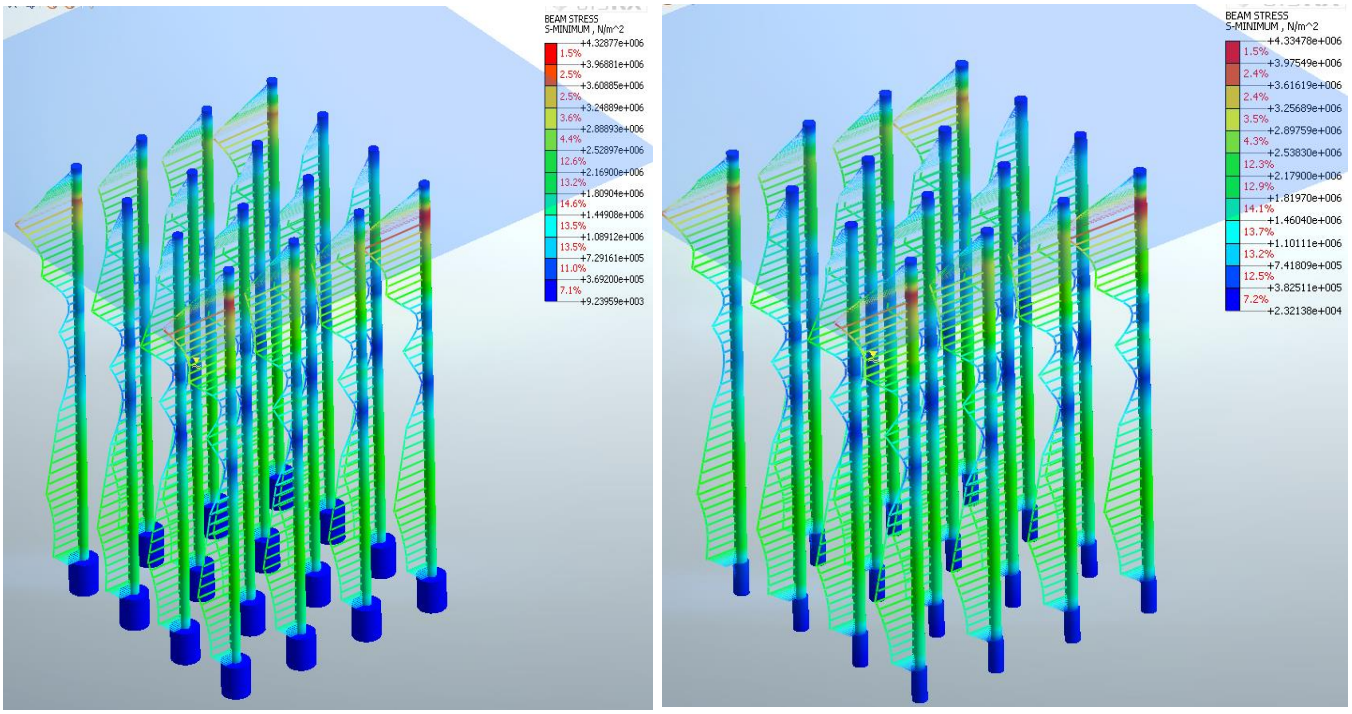


Рисунок 6.23 - Изополя минимальных нормальных напряжений при изгибе в сечении σ, кN/m^2 для буронабивных свай с уширениями диаметром 2,5 м (слева) и диаметром 1,3 м (справа)

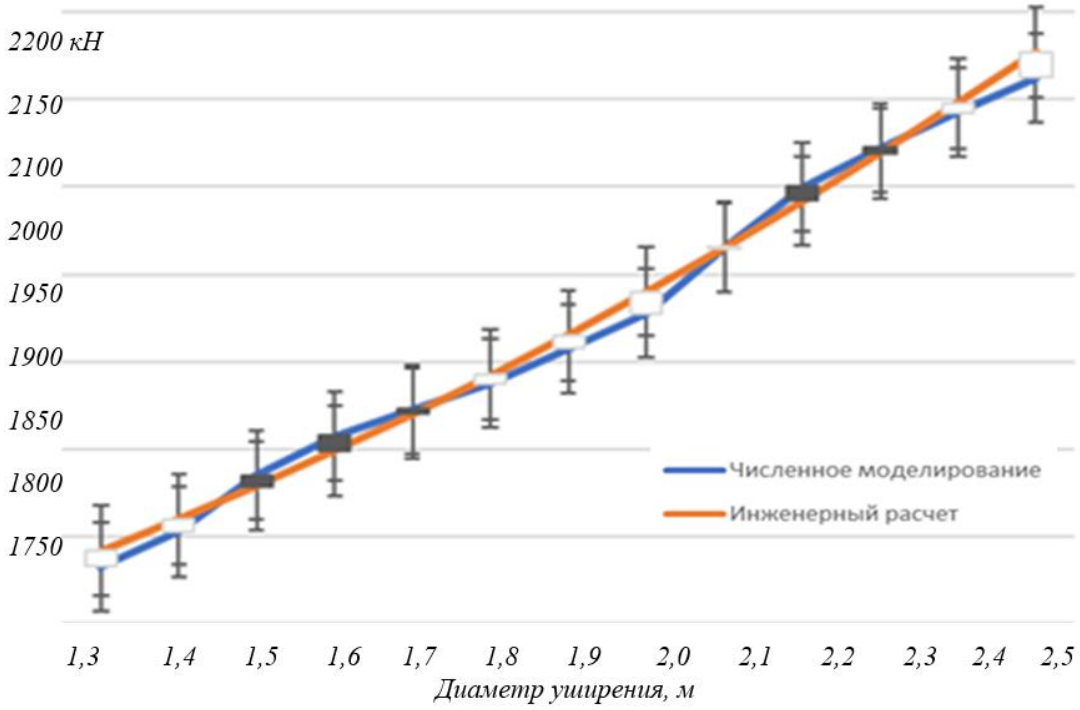


Рисунок 6.24 - Графики зависимости несущей способности буронабивной сваи длиной 10 метров при изменении диаметра концевого цилиндрического уширения от 1,3 м до 2,5 м, полученные с помощью численного моделирования и разработанной инженерной методики

Из рисунка 6.21 с отображением изополей нормальных напряжений σ, кN/м^2 при вертикальном нагружении, приближающемся к предельному значению P = 17380 кН для 16-ти буронабивных свай диаметром 0,8 м, длиной 10 м с уширениями диаметром 2,5 м в водонасыщенном основании распределение несущей способности осуществлялось следующим образом:

- угловые сваи – от 21% до 11,6% (4 сваи);
- крайние боковые сваи – от 13,2% до 17,6 % (8 свай);
- центральные сваи – от 3,2% до 10,6% (4 сваи).

График зависимости несущей способности буронабивной сваи длиной 10 метров при изменении диаметра концевого цилиндрического уширения от 1,3 м до 2,5 м (рис. 6.24), полученный с помощью численного моделирования и разработанной инженерной методики, именно для таких свай (представленной в п. 4.3.2), показывает:

- увеличение диаметра цилиндрического концевого уширения, изготовленного из бетона, на каждые 10 см увеличивает несущую способность сваи с учётом граничных условий на 30 кН;
- расхождение между результатами исследований, полученных разработанной инженерной методикой в п. 4.3.2 и с помощью численного моделирования, показало хорошую сходимость, менее 4–6%.

6.1.5 Определение доли нагрузки на сваю и уширение и их взаимовлияние в зависимости от шага в кусте

Расчётная модель сваи с концевым сферическим уширением, образованным путём втрамбованного щебня, создавалась с использованием геотехнического комплекса Plaxis 2D Foundation (задача осесимметричная) согласно (СП 24.13330.2011), как ячейка с горизонтальными связями по границе влияния сваи с соседними сваями при условии равномерного нагружения соседних свай. Грунт моделировался 15-ти узловыми конечными элементами с размером каждого 567,41x10^{-3}м. Передача усилия со сваи с уширением на основание вызывает напряжённо-деформированное состояние в окружающем окологрунтовом пространстве. Форма очертания и значения эпюр напряжения определяются не только величиной этого усилия, но и размерами и геометрией самой конструкции сваи и уширения [93]. Физико-механические характеристики грунтового массива, сложенного лёссовым

мягкопластичным суглинком и бурой мягкопластичной глиной моделировались в эксперименте из табл. 6.2.

Таблица 6.2 - Физико-механические свойства грунтов

№ п/п	Грунт	Мощность, м	Плотность, $\rho_{гр}$ г/см^3	Влажность, %	Угол внутреннего трения, °	Модуль деформации МПа	Сцепление кПа
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Суглинок лёсовый мягкопластичный	1,6	1,87	0,215	19	17	24
2	Глина бурая мягкопластичная	9	2,12	0,28	15	10	40

Свая принята длиной 17,5 метра с радиусом 400 мм и радиусом уширения 1,2м. На первом этапе было проведено исследование по моделированию втрамбовывания щебня путём его уплотнения высотой столба 0,8 метра в скважине. После приложения нагрузки на сваю с уширением получали главные векторы напряжений в грунтовом массиве от вертикального нагружения при различном шаге свай от 3-х до 9-ти $d_{уш}$ (рис.4).

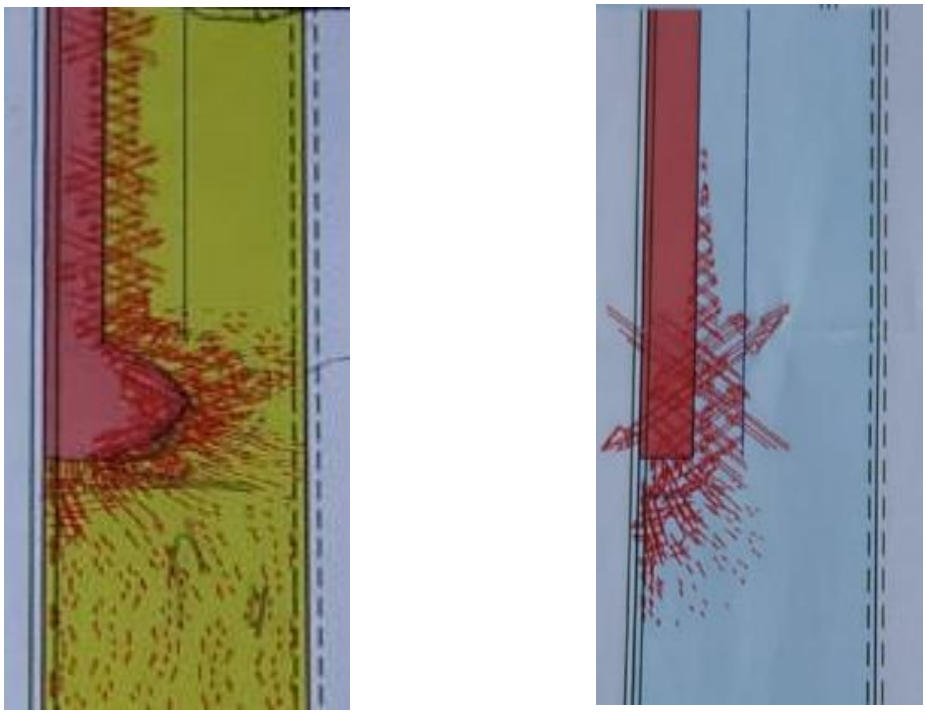


Рисунок 6.25 - Главные векторы напряжений в грунтовом массиве при вертикальном нагружении сваи с концевым уширением (*а*) и без уширения (*б*) при шаге свай в кусте 6$d_{уш}$

На рис. 6.25 стрелками показано направление развития деформаций (уплотнения) грунта и его выброс от пяты и тела сваи с концевым уширением (*а*) и без него (*б*) при шаге свай в кусте равным $6d_{уш}$. Выброс грунта повлиял на изменение первоначальных физико-механических характеристик основания.

На втором этапе анализировали изополя вертикальных, горизонтальных и касательных напряжений от вертикального нагружения (рис.6.26 и 6.27). Результаты численного моделирования несущей способности свай с концевыми уширениями в сравнительном анализе с работой свай без уширения в кусте представлены в табл.6.3 и на графиках – рис.6.28 и 6.29. Из табл. 6.3 видно, что взаимовлияние свай с увеличением шага свай с уширениями до $6d_{уш}$ уменьшается, а при расстоянии $9d_{уш}$ полностью исключается.

В результате численного анализа несущей способности свай с концевыми уширениями в сравнительном расчёте с работой свай без уширения в кусте выявлено:

- вертикальные и горизонтальные напряжения в грунтовом массиве возрастают при уменьшении шага свай с уширениями в группе;

- направление развития деформаций (уплотнения) грунта и его выброс от пяты и тела сваи с концевым уширением и без него при шаге свай в кусте равным $6d_{уш}$ показывает, что выброс грунта повлиял на изменение первоначальных физико-механических характеристик основания;

- график несущей способности сваи с концевым уширением и без в зависимости от шага свай показал, что произошло относительное увеличение несущей способности сваи с уширением в кусте по отношению к несущей способности одиночной сваи с уширением в 2,4 раза, а относительное увеличение несущей способности сваи без уширения в кусте по отношению к несущей способности одиночной сваи так же без уширения – в 1,6 раз.

Таблица 6.3 - Результаты численного анализа несущей способности свай с концевыми уширениями в сравнительном расчёте с работой свай без уширения в кусте

N п/п	Наименование конструкции	$9d_{уш}$	$6d_{уш}$	$4{,}5d_{уш}$	$3{,}75d_{уш}$	$3d_{уш}$
1	2	3	4	5	6	7
1	Свая с уширением	86.708	105.557	134.46	159.593	207.345
2	Свая без уширения	72.885	82.309	93.6191	105.557	123.15
3	Относительное увеличение несущей способности сваи с уширением в кусте по отношению к несущей способности одиночной сваи с уширением	1	1.22	1.55	1.84	2.39
4	Относительное увеличение несущей способности сваи без уширения в кусте по отношению к несущей способности одиночной сваи без уширения	1	1.13	1.28	1.45	1.69

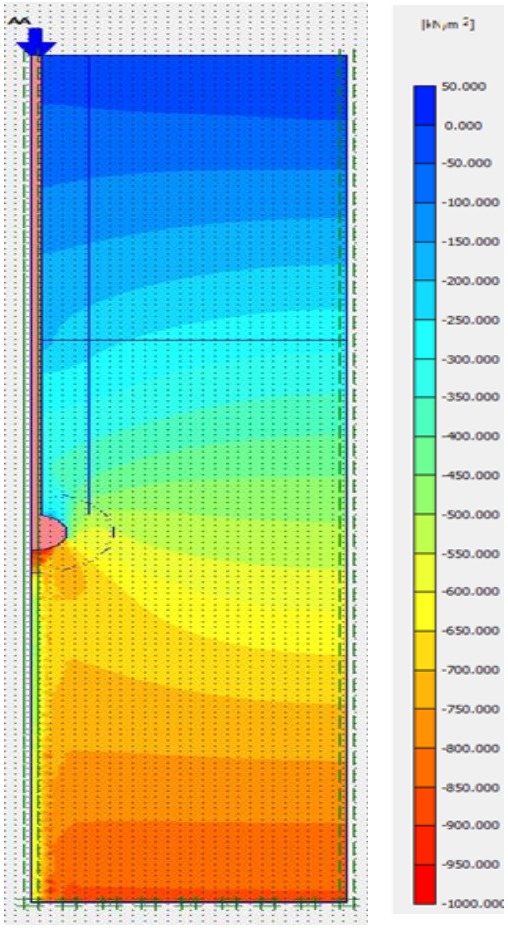


Рисунок 6.26 - Изополя вертикальных напряжений в грунтовом массиве с шагом свай $9d_{ш}$

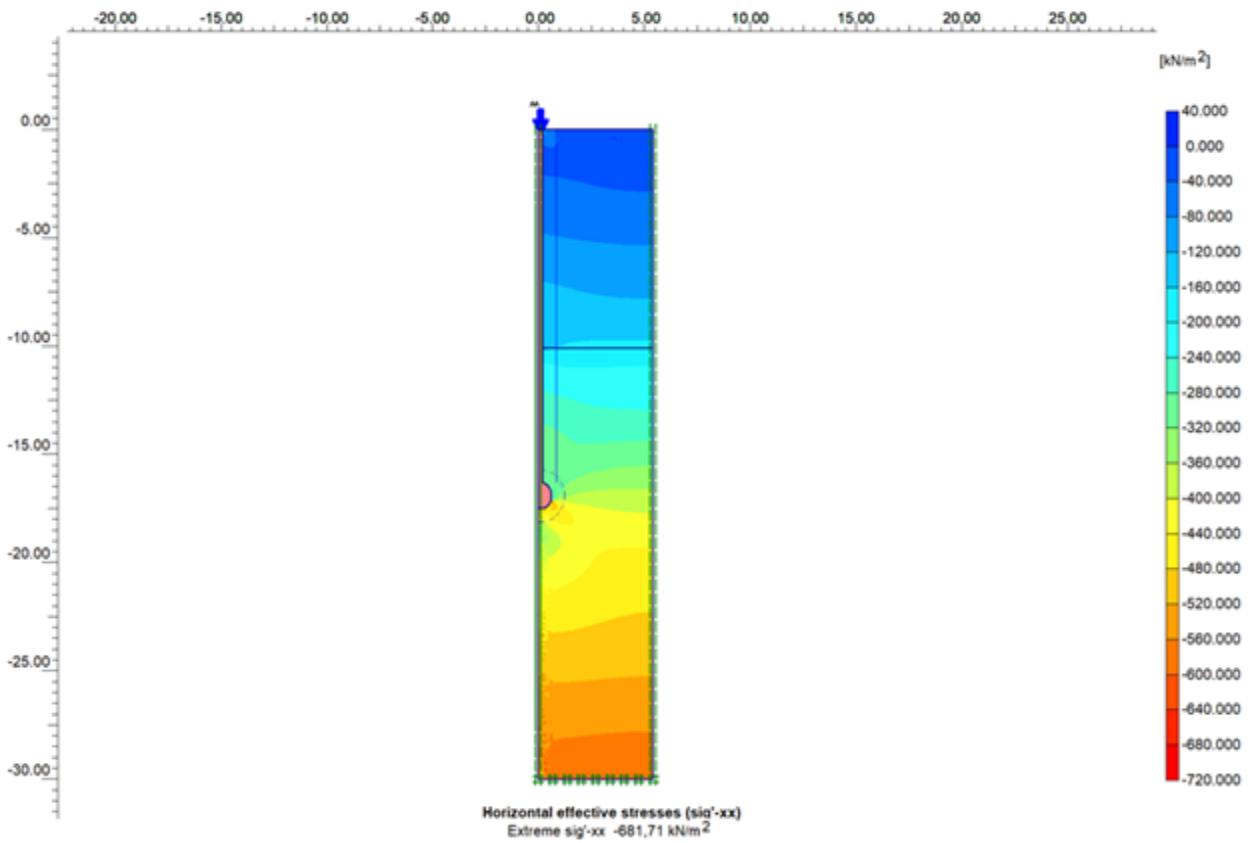


Рисунок 6.27 - Изополя горизонтальных напряжений в грунтовом

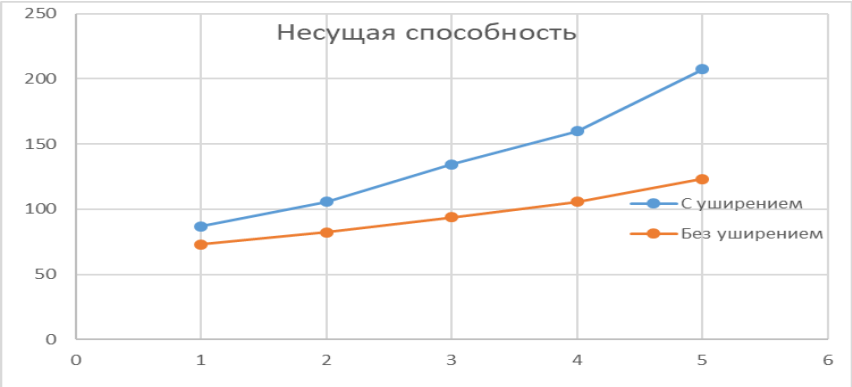


Рисунок 6.28 - График несущей способности (по вертикали – тн) сваи с концевым уширением и без уширения в зависимости от шага свай (по горизонтали 1 - 9$d_{уш}$, 2 - 6$d_{уш}$, 3 - 4,5$d_{уш}$, 4 – 3,75$d_{уш}$, 5 – 3$d_{уш}$)

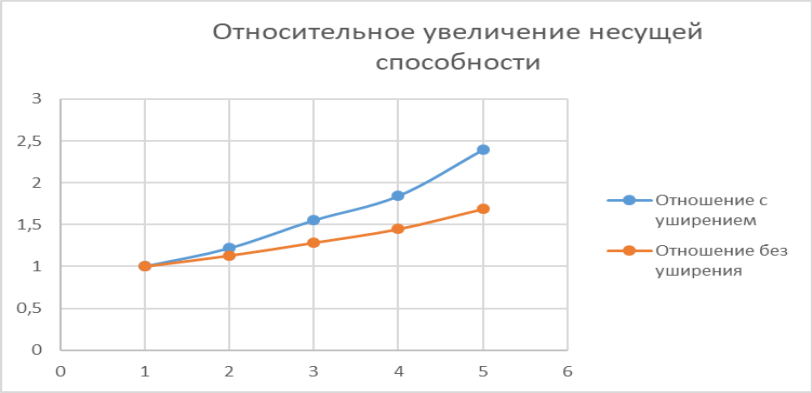


Рисунок 6.29 - Относительное увеличение несущей способности (по вертикали – раз) сваи с концевым уширением и без уширения в зависимости от шага свай (по горизонтали 1 - 9$d_{уш}$, 2 - 6$d_{уш}$, 3 - 4,5$d_{уш}$, 4 – 3,75$d_{уш}$, 5 – 3$d_{уш}$)

В результате анализа результатов экспериментальных испытаний, численного моделирования и достоверных аналитических методов расчёта получены следующие закономерности:

- характер перераспределения нагрузок в кусте из свай с поверхностными и (или) концевыми уширениями зависит от геометрии формообразования уширений, параметров и шага свай, а также физико-механических свойств грунтового основания;

- постепенное включение свай с концевыми и поверхностными уширениями в общую несущую способность куста отличается сложностью. Обычно, первоначально нагрузка приходится на сваи, расположенные по углам и на боковых краях, после чего, при дальнейшем увеличении нагрузки, усилия между сваями выравниваются, хотя центральная свая продолжает испытывать меньшую нагрузку;

- увеличение расстояния между сваями с уширениями приводит к возрастанию нагрузки на плиту, лежащую над ними. Например, при шаге свай 3$d_{уш}$ плита принимает на себя 12-20% от общей приложенной нагрузки, а при шаге 6$d_{уш}$ - уже 25%;

- кривые, отображающие зависимость нагрузки от осадки, для кустов с шагом свай 3dуш характеризуются более плавным ходом, чем для кустов с шагом 6$d_{уш}$;

- в свайных кустах с уширениями боковое смещение свай происходит не сверху вниз, как это наблюдается у одиночных свай, а в обратном направлении – снизу вверх.

6.1.6 Расчёт группы свай с концевыми уширениями на выдёргивание

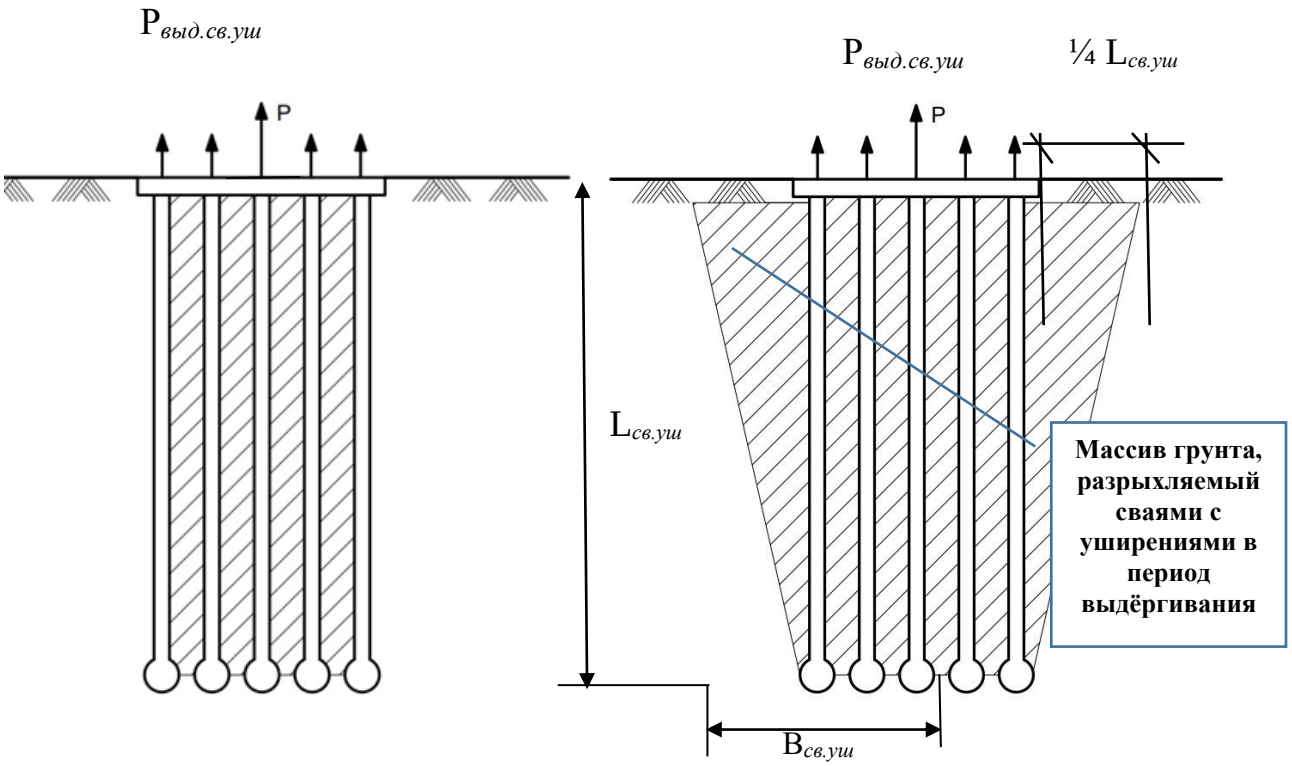


Рисунок 6.30 - Выдёргивание группы близко расположенных свай с концевыми уширениями в несвязных грунтах

Несущая способность группы свай с концевыми сферическими уширениями, когда вертикальные сваи расположены на близком расстоянии друг от друга, может быть не равна сумме сопротивлений подъему отдельных свай. Это связано с тем, что при предельной нагрузке массив грунта, окруженный группой свай, приподнимается. Способ передачи нагрузки от сваи к грунту довольно сложен. Упрощенный способ расчета несущей способности группы свай на выдёргивание, заделанных в грунт без сцепления, показан на рис. 6.30 (*а*). За объем грунта, который должен быть поднят группой свай, можно принять разброс нагрузки в горизонтальной плоскости на расстоянии ¼ $L_{св.уш}$ от боковых граней кустов свай. Для простоты расчетов предполагается, что вес сваи и вес уширений, заглубленной в грунт, равны объему грунта, который она вытесняет. Если группа свай частично или полностью погружена в воду, необходимо учитывать вес грунта ниже уровня грунтовых вод.

В случае связного грунта при выдёргивании куста необходимо учитывать сопротивление подъему массива грунта при недренированном сдвиге, окруженного группой свай с

уширениями, показанной на рис. 6.30 (*б*). Уравнение для общей несущей способности $P_{ВЫД.К.СВ.}$ куста свай с уширениями может быть выражено следующим образом

$$P_{ВЫД.К.СВ.} = L_{св.уш.}\left(L_{к.св.уш.} + B_{к.св.уш.}\right)c_и + W \tag{6.11}$$

где $L_{св.уш.}$ - длина сваи с уширением, м; $L_{к.св.уш.}$ и $B_{к.св.уш.}$ - общая длина и ширина группы свай с уширениями, м; $c_и$ - средняя прочность грунта на сдвиг без дренажа по краям группы, кПа. W - суммарный вес свай, вес уширений и плиты свайного фундамента;

Эффективность подъема Е группы свай может быть выражена как

$$E = \frac{P_{ВЫД.К.СВ.}}{nP_{ВЫД.1.СВ.}} \tag{6.12}$$

n - количество свай с уширениями в группе;

$P_{ВЫД.1.СВ.}$ - усреднённая несущая способность сваи с уширением в кусте,.

Таким образов выполним расчёт для куста из 4, 5 и 6 буронабивных свай, диаметром 0,6 м, длиной 8 м с концевым сферическим уширением, расстоянием между сваями 2,5 м из бетона диаметром 1,8 м и средней прочности грунта на сдвиг 20 кПа. Результаты расчёта представлены в табл. 6.3. Эффективность выдёргивания группы свай с уширениями характеризует, насколько сопротивление выдёргиванию группы свай отличается от суммарного сопротивления одиночных свай с уширением.

Таблица 6.3 - Результаты расчёта эффективности выдёргивания группы свай с уширениями

Nп/п	Длина сваи, м	Кол-во свай, шт	Плотность грунта, кг/см^3	Объём грунта, м^3	$P_{ВЫД.1.СВ.}$	Средняя прочность грунта на сдвиг кПа.	W	$P_{ВЫД.К.СВ.}$	E
1	2	5	6	7	8	9	10	11	12
1	8	4	1,34	114,721	140	20	78	1190,5	2,1
2	8	5		106,935	140	20	97,32	1209,89	1,72
3	8	6		165,764	140	20	116,79	2341,79	2,7

6.1.7 Численный анализ напряжённо-деформированного состояния свайно-плитных фундаментов со слабым подстилающим слоем и варьированием размеров уширения

Зачастую под плитой свайно-плитного фундамента может располагаться слабый подстилающий грунтовый слой (например, торф, илистые отложения, набухающий грунт, водонасыщенные пески), либо стать таковым в процессе эксплуатации, который не обладает достаточной несущей способностью и может вызвать неравномерную осадку плиты. Даже при наличии свай часть нагрузки передаётся на грунт через плиту, и если он слабый, возможны локальные просадки [121, 247, 251, 252]. Неравномерная осадка приводит к изгибающим моментам в плите, что может вызвать трещины в самом фундаменте и вышележащих конструкциях (стенах, перекрытиях). Если слабый слой имеет значительную толщину, сваи могут "провисать" или терять контакт с плитой из-за просадки грунта. Слабый подстилающий грунтовый слой часто связан с высоким уровнем грунтовых вод, что может привести к вымыванию частиц, пучению (при замерзании) или дополнительному размягчению грунта [269, 321, 322, 350, 359]. Проведём численные исследования напряжённо-деформированного состояния для свайно-плитного фундамента без уширений и свайно-плитного с концевыми цилиндрическими уширениями со слабым подстилающим слоем под плитой водонасыщенной глины.

Рассмотрим три конструктивные решения буронабивных свай в кусте из 12 штук длиной 15 метров: обычная свая диаметром 400 мм; буронабивные сваи с концевыми цилиндрическими уширениями диаметром 1200 мм высотой 2 метра и 4 метра. Геометрические характеристики бурнонабивнызх свай с концевыми цилиндрическими уширениями, сваи без уширений и конечно-элементные модели свайно-плитного фундамента с уширениями представлены на рис. 6.31 и рис. 6.32. На рис. 6.33 представлены изополя напряжений по Мизесу σ_{m} [кН/м^2] в сваях с концевыми цилиндрическими уширениями диаметром 4 м достаточной прочности (справа) и слабым подстилающим слоем под плитой (слева). В таблице *6.4* показаны результаты расчёта несущей способности свай и осадок, а также их сравнительный анализ для буронабивных свай с уширением и без.

Эпюры нормальных и касательных напряжений в центральных буронабивных сваях в свайно-плитном фундаменте диаметром 400 мм, длиной 15 м с концевым цилиндрическим уширением диаметром 1200 мм и высотой 2 м (справа) и высотой 4 м (слева) с подстилающим слоем под плитой достаточной прочности построены на рис. 6.34.

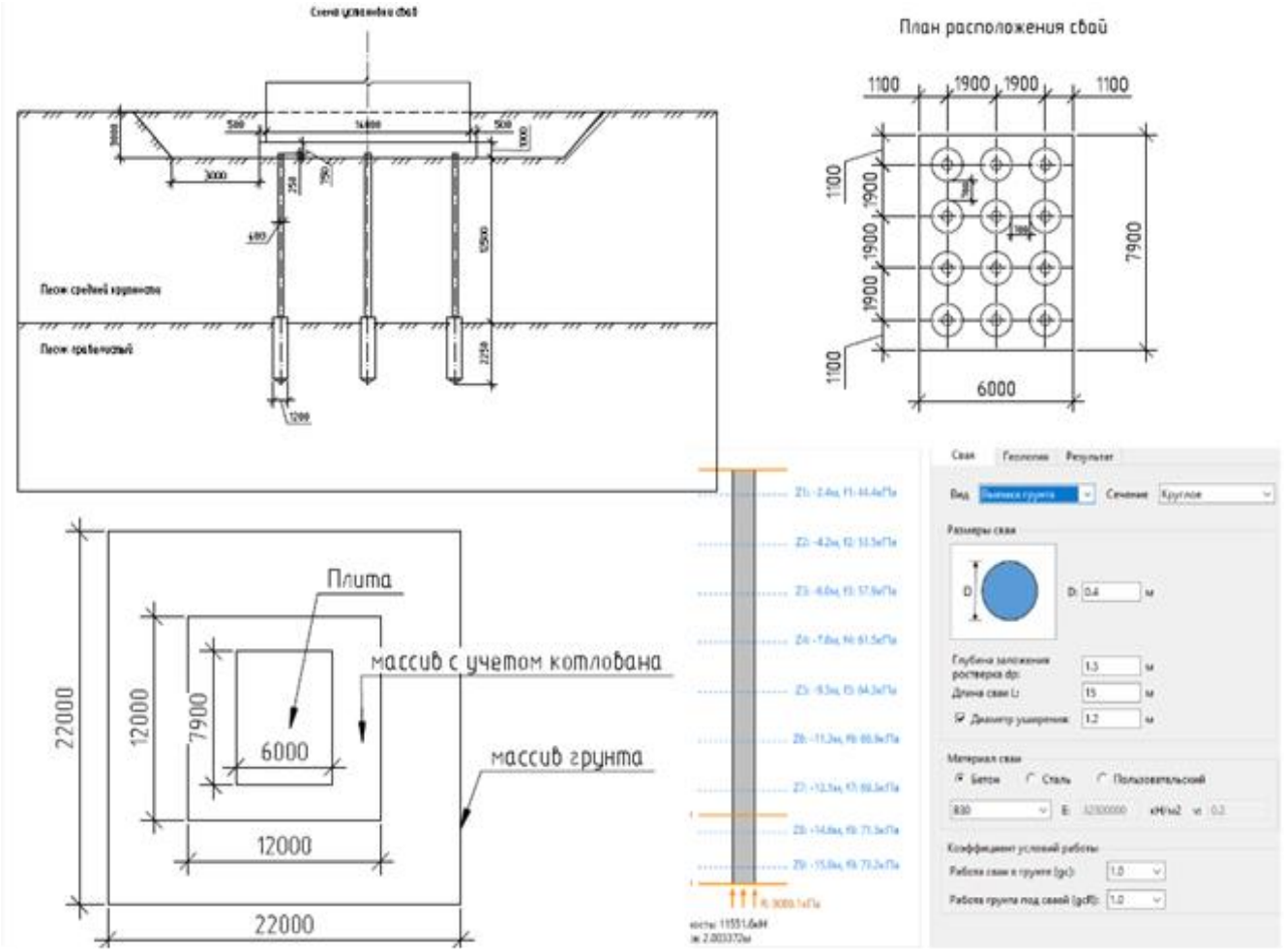


Рисунок 6.31 - Геометрические параметры плана фундамента и массива грунта с учётом котлована расчётной модели

Таблица 6.4 - Сравненительный анализ результатов расчёта буронабивных свай с уширением и без

N П/П	Параметр	Свая без уширения		Свая с уширением высотой 2 м		Свая с уширением высотой 4 м	
		Слабый слой	Прочный слой	Слабый слой	Прочный слой	Слабый слой	Прочный слой
1	1	2	3	4	5	6	7
2	Несущая способность (т)	2,48	5,65	5,81	7,26	8,16	10,47
3	Осадка (мм)	30-50	10-20	20-30	5-15	10-20	2-10
4	Риск просадки	Высокий		Средний		Низкий	

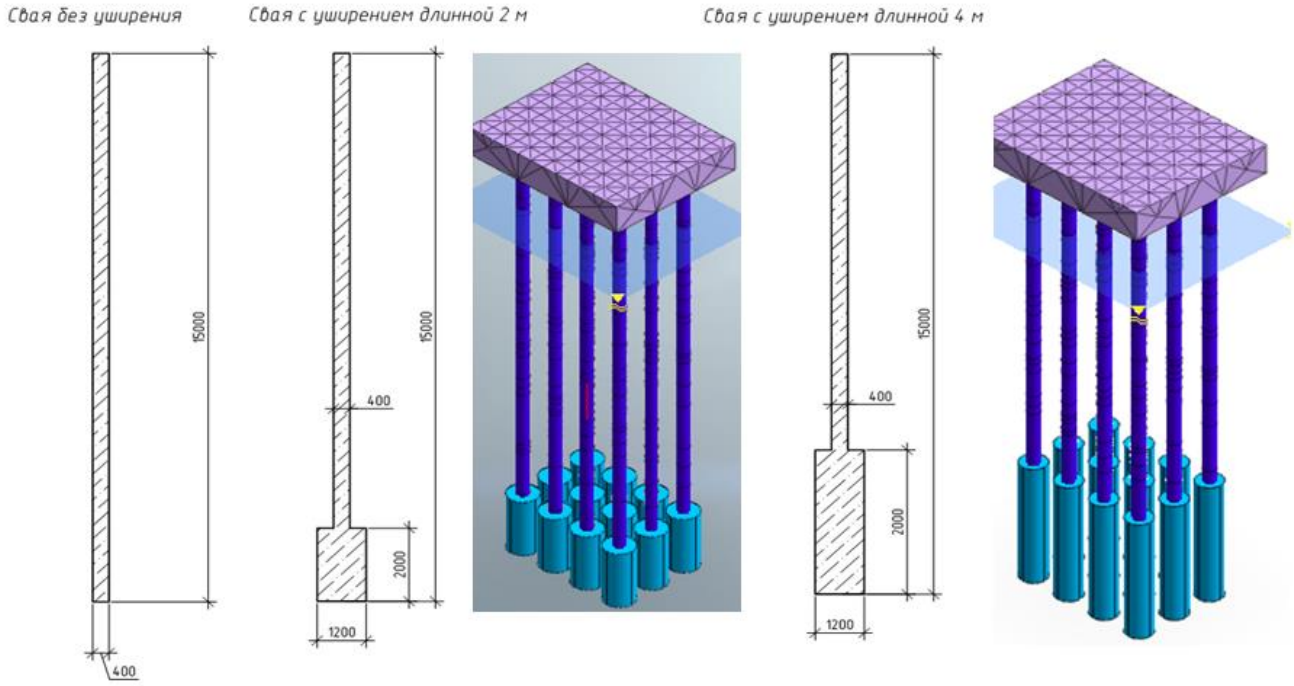


Рисунок 6.32 - Геометрические характеристики бурнонабивнызх свай сконцевыми цилиндрическими уширениями, сваи без уширениям и конечно-элементные модели свайно-плитного фундамента с уширениями

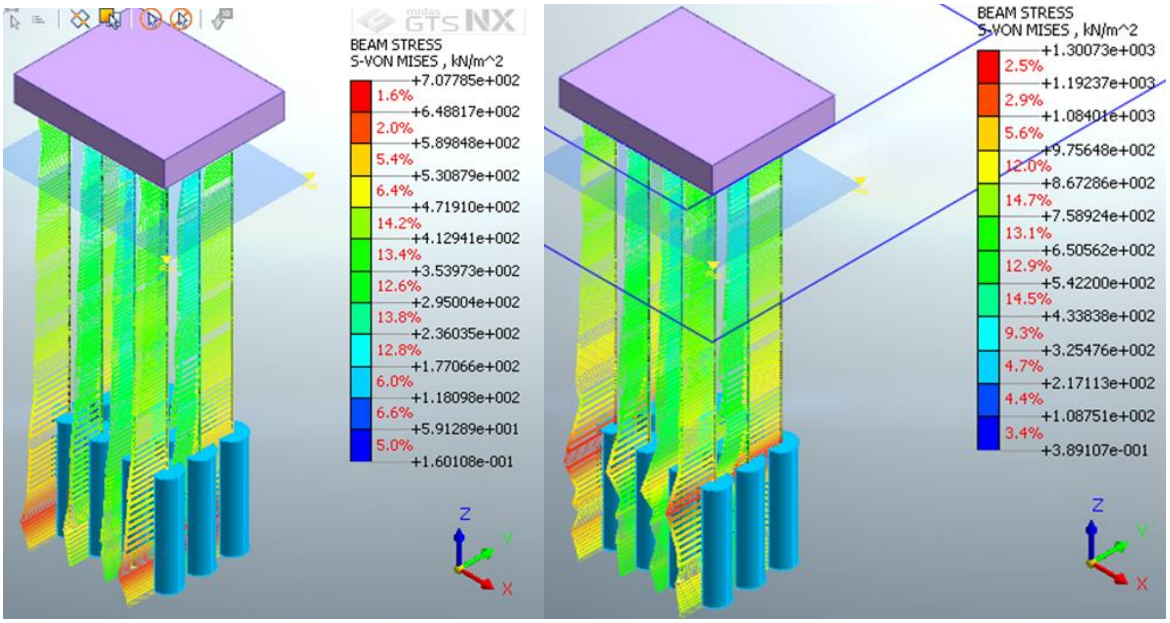


Рисунок 6. 33 - Изополя напряжений по Мизесу σ_m [кН/м^2] в сваях с концевыми цилиндрическими уширениями диаметром 4 м достаточной прочности (справа) и слабым подстилающим слоем под плитой (слева)

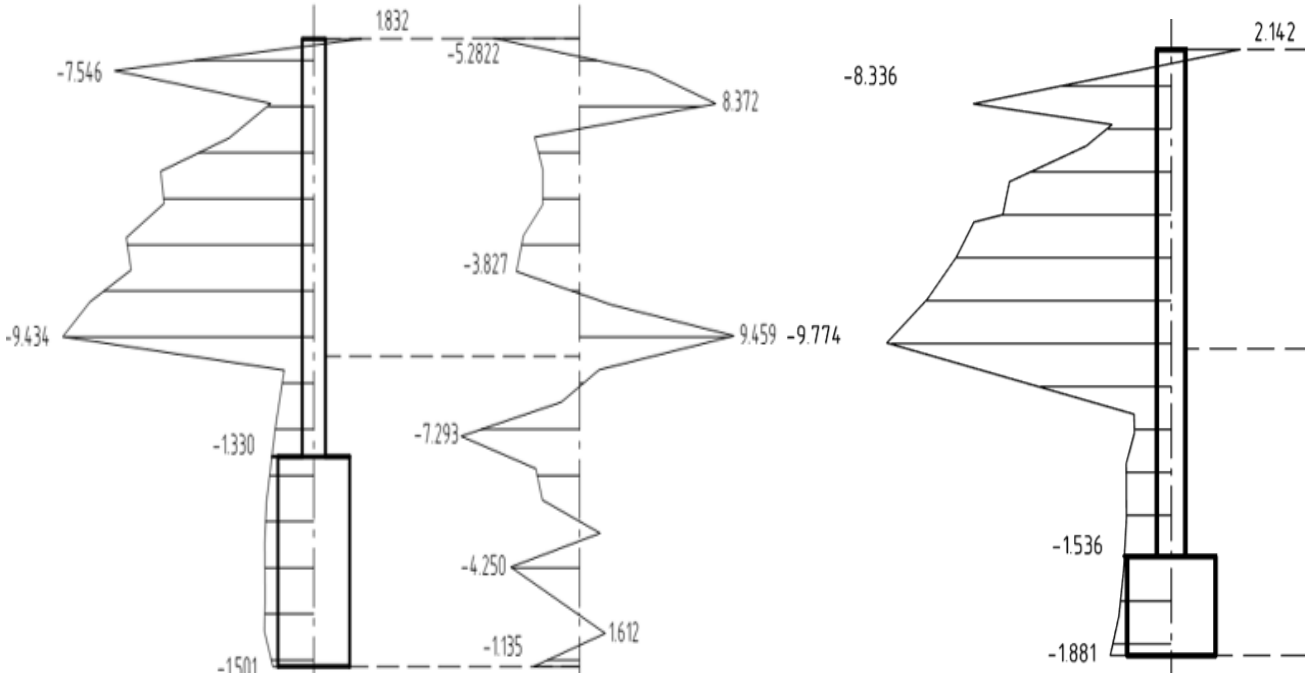
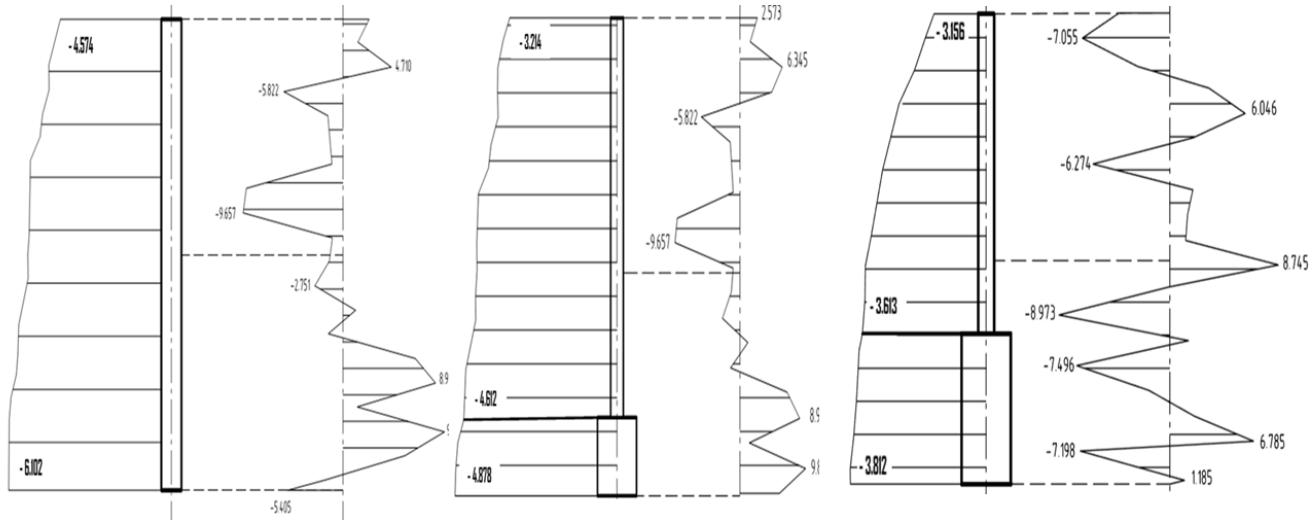


Рисунок 6.34 - Эпюры нормальных и касательных напряжений в центральных буронабивных сваях в свайно-плитном фундаменте диаметром 400 мм, длиной 15 м с концевым цилиндрическим уширением диаметром 1200 мм и высотой 2 м (справа) и высотой 4 м (слева) с подстилающим слоем под плитой достаточной прочности



а) б) в)

Рисунок 6.35 - Эпюры нормальных и касательных напряжений в боковых буронабивных сваях в свайно-плитном фундаменте диаметром 400 мм, длиной 15 м со слабым подстилающим слоем под плитой; *а*) – без уширения; *б*) - с концевым цилиндрическим уширением диаметром 1200 мм и высотой 2 м; *в*) - с концевым цилиндрическим уширением диаметром 1200 мм и высотой 4 м

Эпюры нормальных и касательных напряжений в боковых буронабивных сваях в свайно-плитном фундаменте диаметром 400 мм, длиной 15 м со слабым подстилающим слоем под плитой без уширения и с концевым цилиндрическим уширением диаметром 1200 мм и высотой 2 м и 4 м построены на рис. 6.35. Проанализировав значения эпюр напряжений у угловых, центральных и боковых свай с концевыми уширениями со слабым подстилающим и отдельно упрочнённым грунтовым слоем можно сделать следующие выводы:

- в случае упрочнённого грунтового слоя под плитой или слоя достаточной прочности нагрузка распределяется более равномерно, по сравнению со слабым подстилающим слоем, грунт сам воспринимает часть давления, снижая концентрацию напряжений на сваях;

- нормальные напряжения на эпюрах меньше, так как упрочнённый слой лучше сопротивляется сжатию, а слабый подстилающий слой повышает нормальные напряжения из-за перераспределения нагрузки на сваи и слабый грунт. Упрочнённый грунт под плитой снижает нормальные напряжения;

- уширение на конце сваи создает большую площадь контакта с грунтом, поэтому давление (нормальное напряжение $\sigma=N/A$) распределяется на большую площадь и снижается;

- в обычной свае нагрузка передается через меньшую площадь, что приводит к более высоким напряжениям, перераспределение нагрузки в свае с уширением показывает, что основная часть нагрузки передается через уширенную часть, а не через боковую поверхность;

- если под плитой есть слабый слой, то уширение уменьшает риск продавливания, так как давление на грунт снижается. Свая с уширением - меньше нормальные напряжения в грунте под пятой (благодаря большей площади). Обычная свая - выше нормальные напряжения под остриём (из-за меньшей площади передачи нагрузки). Это делает сваи с уширением более эффективными в работе свайно-плитных фундаментов со слабым подстилающим слоем и в целом в структурно-неустойчивых и слабых грунтах, так как они уменьшают риск чрезмерной осадки и локального разрушения основания.

Результирующие графики «нагрузка-осадка» для свайных кустов без уширения, с уширением 2 м и 4 м, нормальных грунтов (грунтов достаточной прочности) и слабого подстилающего слоя на рис. 6.37 позволяет сделать выводы, что в случае слабого подстилающего слоя несущая способность в обычных сваях в кусте снижается, осадка увеличивается в 2 и более раза, тогда как устройство уширений в условиях слабых подстилающих слоев является оптимальным решением.

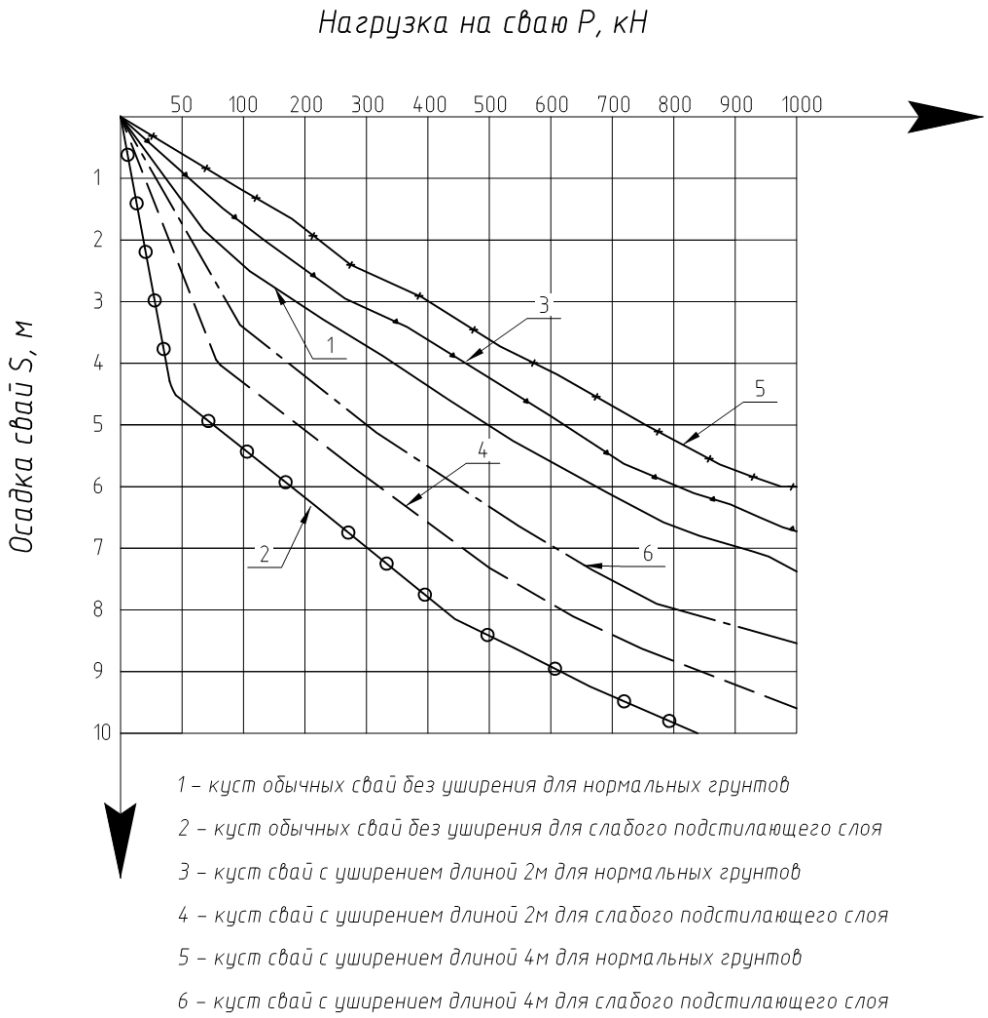


Рисунок 6.37 - Результирующие графики «нагрузка-осадка» для свайных кустов без уширения, с уширением 2 м и 4 м, нормальных грунтов (грунтов достаточной прочности) и слабого подстилающего слоя

6.1.8 Исследование совместной работы систем «здание - свайное основание» и «здание - свайное основание с уширениями» методами контурных и расчётных точек и численного моделирования

Совместный расчёт здания и основания в пространственной постановке требует решения больших систем линейных алгебраических уравнений, состоящих из десятков и сотен тысяч. Причём задачи, моделирующие работу основания, намного сложнее задач аналогичной размерности при решении стержневых или пластинчатых систем. Решение таких задач приводит к необходимости многократного решения систем линейных алгебраических уравнений с меняющимся вектором сил и матрицей жёсткости.

Составление конечно-элементной сетки здания на свайном основании с усиливающими элементами (рис. 4.25) с помощью программных комплексов является также сложной и трудоёмкой задачей. Так, свая с концевым и поверхностным уширением и окологрунтовым пространством дискретизируется двумя тысячами конечных элементов треугольной формы. Для деформационного расчёта 9-ти этажного здания на свайном фундаменте совместно с основанием по программе FEMAP- NASTRAN потребуется создание сетки, состоящей из 150 – 200 тысяч конечных элементов, для этого необходимы большие компьютерные возможности.

Существенно понизить порядок алгебраических уравнений позволяет применение суперэлементного подхода. В п.1.3 проанализирован одни из аналитических методов решения задач взаимодействия подземных конструкций, включая свайные фундаменты в грунтовом основании на статические и динамические воздействия с помощью МКЭ путём использования метода контурных и расчётных точек (МКиРТа).

Суперэлементная (СЭ) практика оказывается особо эффективной, если она применяется в форме метода контурных и расчетных точек (МКиРТ [143]), один из подходов которого состоит в сохранении в определенном объеме конструкции исходной конечноэлементной разбивки (КЭР) или расчётных точек.

В системе «здание-фундамент-основание» объемом КЭР может служить фундамент, тогда здание будет являться его верхней границей, представленной своими нижними контурными точками (КТ)- $C_{кт}^{зд}$.

Исходная расчётная модель перекрёстного набора системы «грунтовое основание – плита – сваи с концевыми и поверхностными уширениями» в методе МКиРТ представляют собой систему, каждый расчётный узел который обладает шестью степенями свободы: три ортогональных смещения узла *V, U, W* и три угла поворота φ_{V}, φ_{U}, φ_{W} (см. рис. 6.37). Решение, построенное с помощью этой модели обладает асимптотичностью, т.к. его точность возрастает по мере увеличения числа расчётных узлов. Каждый элемент системы представляет собой отдельные блоки конструкции, отделённые друг от друга контурными связями.

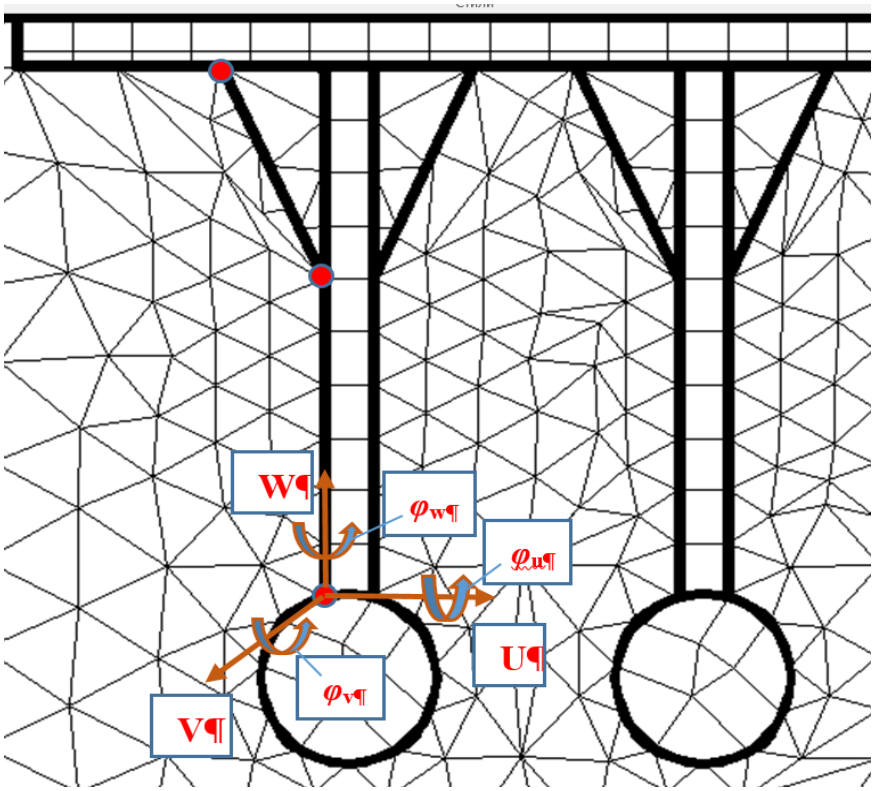


Рисунок 6.37 - Расчётная схема перекрёстной системы «грунтовое основание – плита – сваи с концевыми и поверхностными уширениями» в методе МКиРТ

Если в этой схеме и «основание-фундамент» свести в КТ, расположенным на стыке со зданием $C_{кт}^{ф}$, то результирующая система будет состоять из двух поверхностностей, представленными КТ-ми фундамента и здания, которые будут суммироваться [143].

Уравнение равновесия системы КТ имеет вид:

$$(C_{кт}^{ф} + C_{кт}^{зд})\{V\} = \{P\}, \qquad (6.13)$$

где $C_{кт}$ - КТ фундамента (ф) и здания (зд.);

$\{V\}$ - вектор смещения КТ;

$\{P\}$ -вектор нагрузки от здания, включая и ветровые, сейсмические силы, приведенные к КТ.

Контурные точки могут использоваться для состыковки неизменяемой в процессе проектирования части конструкции системы с изменяемой, при решении статической задачи вводяться только КТ, а динамической – КТ и РТ.

Вес фундамента (плиты, свай с концевыми и поверхностными уширениями) и другие, приложенные к нему нагрузки, не указанные выше, также приводятся к уровню нижних КТ и затем суммируются с нагрузками от здания.

По результатам вычислений перемещения в КТ диафрагмы и сваи имеют одинаковые значения $1.43 \cdot 10^{-3}$м.

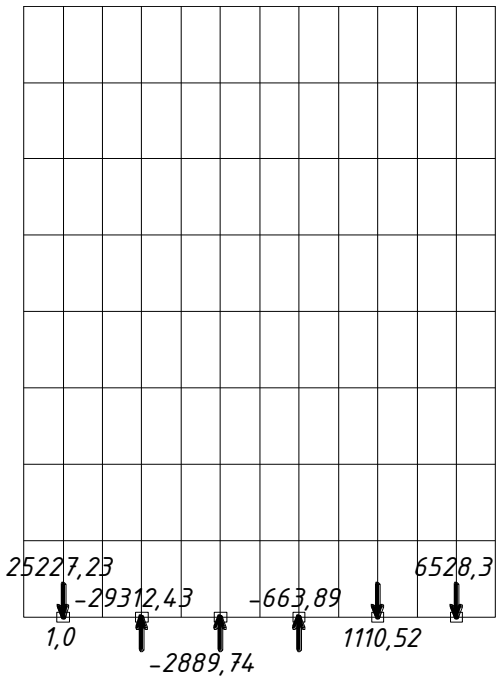
Вектор $\{V\}$ в каждой отдельной контурной точке имеет третий порядок, включая три ортогональных смещения V_x, V_y, V_z, вектор нагрузки – аналогично P_x, P_y, P_z.

При числе КТ, равной *n*, порядок матриц $C_{кт}$, векторов $\{V\}$ и $\{P\}$ будет равен 3 *n*.

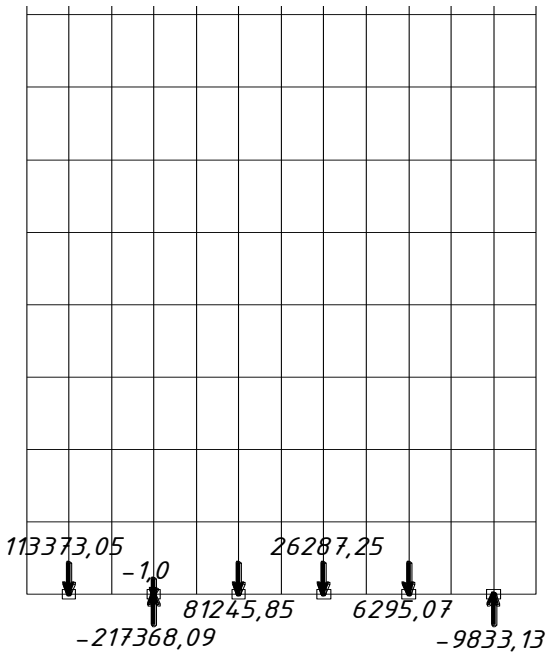
Вектор $\{V\}$ определяется в результате решения системы уравнений (4.5), чему предшествует построение матриц $C_{кт}$ и вектора $\{P\}$. Они могут быть получены путем исключения узлов КЭ, расположенных в здании выше его нижнего уреза, а в фундаменте - ниже его верхнего уреза или по частям:

- в здании, продвигаясь сверху вниз, используя расширяющиеся КЭ;
- в фундаменте – по той же схеме, только продвигаясь снизу вверх.

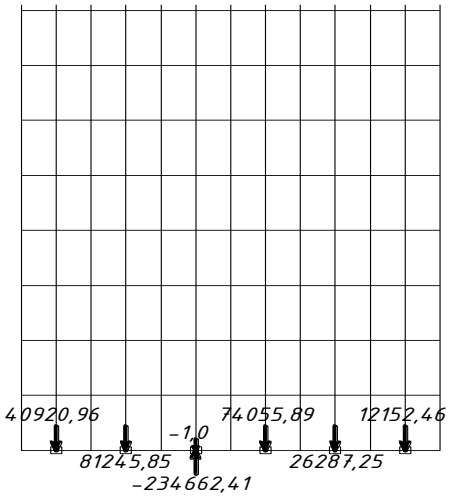
Для свайного фундамента, состоящего из отдельных свайных рядов с неглубокой забивкой свай, расставленных в плане со значительным шагом, построение МЖ $C^{ф}_{кт}$ может осуществляться для каждой сваи отдельно.



а)



б)



в)

Рисунок 6.38 - Диафрагма здания и значения реакций связей от единичного перемещения: а – в 1-й КТ; б – во 2-й КТ; в 3 –й КТ

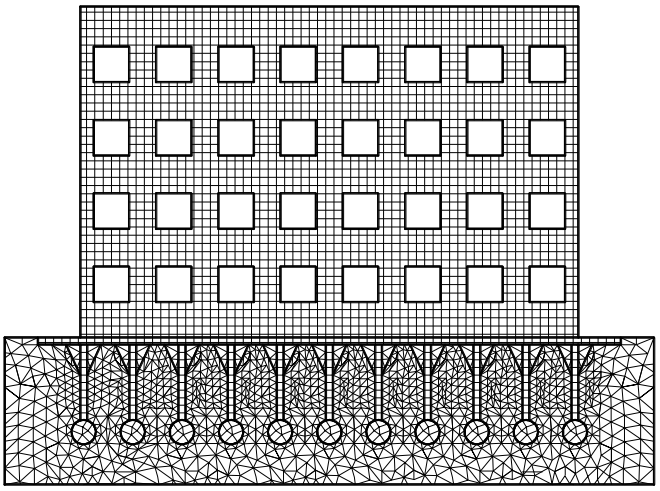


Рисунок 6.39 - Конечно-элементная модель системы «здание - свайное основание с уширениями» с помощью МКЭ

Методику, кратко описанную выше, изложим на конкретном примере здания, строящегося на отдельно стоящих сваях. Построим матрицу жёсткости сваи, приведённую к её верхнему концу.

$$C_{св} = \begin{Vmatrix} r_x & & \\ & r_y & \\ & & r_z \end{Vmatrix} \qquad (6.14)$$

для чего воспользуемся вычисленной системой FEMAP- NASTRAN.

По результатам расчёта системы «здание - свайный фундамент - основание» получаем, что смещения голов свай при равномерных нагрузках в месте КТ имеют равные значения – 1.43 10^{-3}м, что объясняется высокой жёсткостью стены и равномерным загружением свай.

По результатам расчёта системы «здание - свайный фундамент с уширениями - основание» получаем, что смещения при равномерных нагрузках в месте КТ имеют равные значения – 0.357 10-3м. Эффективность снижения осадки системы из свайно-плитного фундамента с уширениями составила в 4 раза.

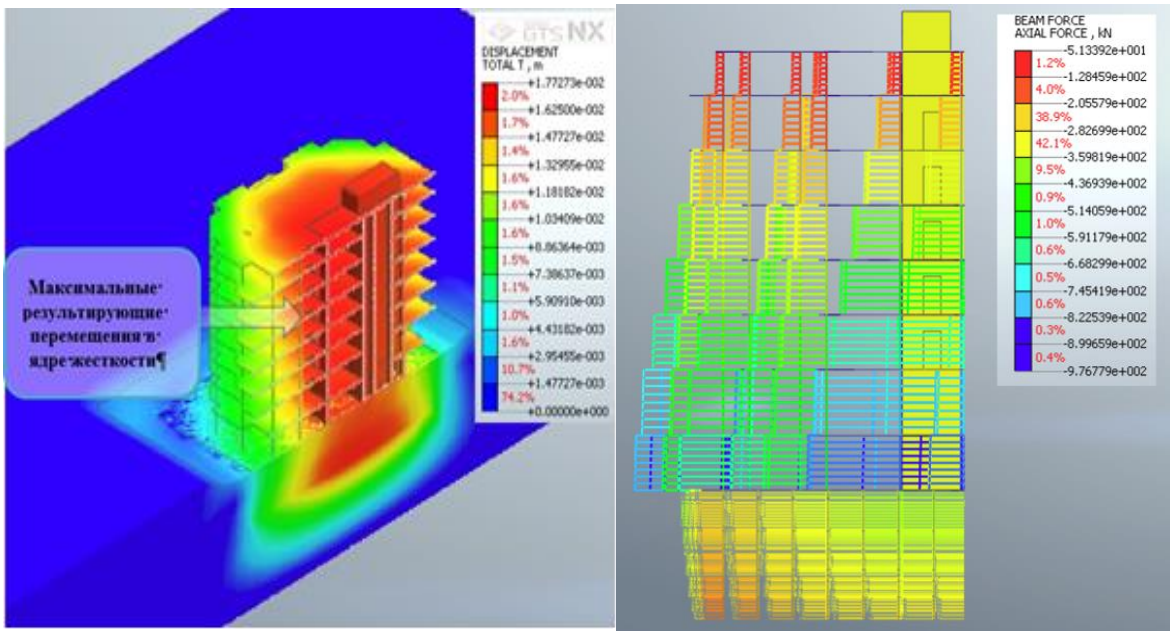


Рисунок 6.40 - Результаты численного анализа системы модели «здание - свайный фундамент с уширениями - основание»:

а) - изополя результирующих перемещений системы; *б*) изополя продольных усилий в балочных элементах

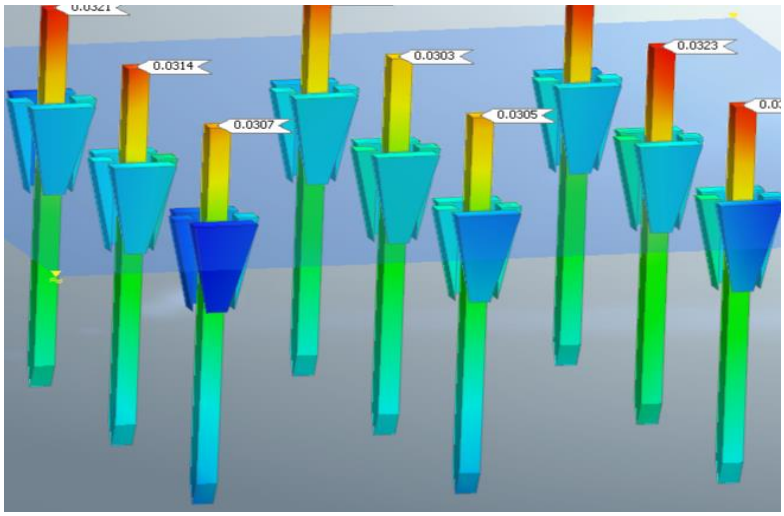


Рисунок 6.41 - Деформации свай с поверхностными уширениями модели «здание - свайный фундамент с уширениями - основание» в крайних и средних рядах при нагрузке 900 kN/m^2

Создание модели «здание - свайный фундамент с уширениями - основание» в ПК «MIDAS GTS NX» (см. рис. 6.40, *а*) происходило в несколько этапов:

- с помощью встроенного конвертора осуществлен перенос модели здания из ПК «ЛИРА-САПР» в ПК «MIDAS GTS NX»;

- формирование массива основания с подключением характеристик грунта;

- формирование массива точек фундаментной плиты, путем отпечатки данных точек на поверхности основания и выемки с введением характеристик грунта и назначением свойств объемным элементам;

- формирование сетки конечных элементов (КЭ) на массиве основания и выемки;

- загрузка расчетных значений свай в ПК «MIDAS GTS NX» с помощью утилиты «Свайный интерфейс» с заданием свойств интерфейса для всех свай, а также под пятой каждой сваи, так как сваи пронизывают несколько слоев грунта, то производим связывание свойств каждой части сваи со слоем грунта, которые она пересекает;

- соединение КЭМ свай с уширениями с КЭМ фундаментной плитой, путем перепрошивки точек КЭ, а также задаем граничных условий [104, 129]. Генерация сложносочленённых конечноэлементных моделей конструкций свай с уширениями представлена в п. 4.2., в табл. 6.4 показано строение инженерно-геологических изысканий, принятых в расчёте. Фундамент свайно-плитный принят в расчёте с размерами в осях 32200 × 32200 мм, высотой плиты h = 800 мм для обычных призматических свай сечением 400 × 400 мм, длиной L = 7000 мм с шагом 2000 мм. Фундамент свайно-плитный из свай с уширениями принят в расчёте с теми же размерами, но высотой плиты h = 200 мм для забивных свай сечением 300 × 300 мм, длиной L = 7000 мм с шагом 2000 мм.

Таблица 6.5 - Инженерно-геологическое строение

ИГЭ	Грунт	Толщина, м	Отметка, м
1	Песок средней крупности	1,2	1,2
2	Песок средней крупности	1,5	2,7
3	Суглинок	2,4	5,1
4	Супесь	1,7	6,8
5	Песок мелкий	7,0	13,8
6	Глина	6,2	20,0

Пространственный численный анализ системы «здание - свайный фундамент с уширениями - основание» с помощью MIDAS GTS NX показал эффективность снижения осадки в зависимости от типов уширений (концевые, поверхностные, комбинированные) от 2,5 до 6-ти раз по сравнению с системой без уширений (см. рис. 6.40 и 6.41) [104, 129].

6.2 Исследования напряжённо-деформированного состояния групп свай с уширениями на динамические воздействия

6.2.1 Деформация свай с уширениями в кусте при разжижении среднего слоя грунта в результате землетрясения

Под воздействием землетрясений, особенно в насыщенных водой песчаных и глинистых слоях, возникает повышение давления в порах грунта, временно уменьшается эффективное напряжение между частицами грунта. Грунтовый массив теряет свою способность выдерживать нагрузки и становится значительно более подвижным, приобретая текучие свойства, схожие с жидкостью, и не способен выдерживать вес фундаментов зданий и конструкций, что приводит к их существенным разрушениям.

Установлено, что предполагаемый механизм разрушения кустов длинных свай после сильных землетрясений, лежащий в основе современных методов проектирования, не может объяснить некоторые из наблюдаемых сейсмических разрушений, так как по-прежнему наблюдается обрушение промышленных, гражданских зданий и транспортных сооружений, несмотря на то, что при их проектировании используются высокие коэффициенты надежности по нагрузке и по материалу [211, 222, 270, 271, 277, 279–281, 286 – 288, 298, 300, 328, 341, 346, 352, 353, 355, 365 - 367 и др.].

Ранее выполненный анализ в п. 1.2.3 показал, что динамическая жесткость группы вертикальных свай в любом режиме вибрации и колебания не может быть вычислена просто сложением жесткости отдельных свай, так как на каждую сваю влияет не только ее собственная нагрузка, но и нагрузка и прогиб соседних свай. Точно так же сейсмическая реакция группы свай может отличаться по существу от отклика каждой отдельной сваи, взятой отдельно, из-за дополнительных деформаций, передающихся от соседних свай. Это взаимодействие между сваями зависит от частоты волн, которые излучаются от периферии к каждой свае в кусте и распространяются на «удар» соседних свай.

Исследования показывают [95, 211, 222, 300, 328, 341, 346, 352, 353, 354, 365–367, 369 и др.], что когда в конструкциях свай происходят разрушения, они чаще всего возникают из-за нагрузок, которые были упущены из виду проектировщиком или рассматривались как второстепенные, а не из-за недостаточного фактора безопасности. Недавние исследования механизма разрушения свай показали, что при проектировании сейсмостойких кустов свай в

зонах, подверженных разжижению, также не учитывается влияние дополнительной нагрузки. Во время многих недавних сильных землетрясений наблюдалось разрушение конструкции из-за образования пластичных шарниров в сваях, проходящих через разжижаемый грунт. Это говорит о том, что изгибающие моменты или сдвигающие усилия, испытываемые сваями, превышают те, которые прогнозируются методами проектирования.

Действующие правила проектирования свай, такие как СП 24.13330.2011 (актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85) «Свайные фундаменты» и другие нормативные документы РФ, прямого коэффициента защиты от изгиба из-за боковых нагрузок при разжижении грунта нет, не учитывается и дополнительный вес воды, что и является наиболее вероятной причиной разрушения кустов свай.

Однако есть требования и методы расчёта, которые позволяют учесть влияние разжижения грунта на свайные фундаменты, так в п. 7.4.7 СП 24.13330.2011 указано, что сваи должны проверяться на сочетание вертикальных и горизонтальных нагрузок, включая изгибающие моменты, а при наличии слабых или разжижаемых грунтов требуется дополнительная проверка устойчивости свай. В СП 14.13330.2018 («Строительство в сейсмических районах») рассматривается влияние разжижения грунта на фундаменты: п. 10.10 СП 14.13330.2018 требует учитывать снижение жёсткости грунта при разжижении и увеличение бокового давления на сваи, а также рекомендуется применять коэффициент условий работы для свай в разжижаемых грунтах (может приниматься менее 1,0).

Зарубежные стандарты Eurocode 8, NEHRP 2000, JRA1996 и IS1893 основаны на механизме изгиба свай, при котором боковые нагрузки из-за инерции или движения по склону вызывают разрушение сваи при изгибе. В этих нормах также отсутствуют соображения, необходимые для предотвращения прогиба сваи из-за осевой нагрузки, действующей на нее во время движения грунта разжижением из-за уменьшения давления, ограничивающего сваю.

Все действующие нормы проектирования, по-видимому, обеспечивают высокий запас прочности (с использованием частичных коэффициентов запаса прочности по нагрузке и надёжности по материалу, которые увеличивают общий коэффициент запаса прочности), однако случаи разрушения свай из-за разжижения многочисленны. Это означает, что фактические моменты или сдвигающие усилия, испытываемые сваей, во много раз превышают прогнозируемые.Выполненные результаты исследований работы одиночных свай с уширениями на динамические воздействия (см. гл. 5), включая излом свай при разжижении, показали высокую эффективность по сравнению с обычными сваями без уширений, способными, независимо от поперечных нагрузок, вызванных землетрясением, выдерживать осевую нагрузку, действующую на нее, когда окружающий грунт имеет минимально возможную прочность и жесткость из-за разжижения.

Потеря устойчивости длинных свай как с уширениями, так и без них в кусте является наиболее разрушительной формой повреждения и возникает внезапно. Изгиб и потеря устойчивости требуют различных подходов к проектированию. Изгиб зависит от прочности, в то время как потеря устойчивости зависит от геометрической жесткости и практически не зависит от прочности (рис. 6.42). Конструкции свайно-плитных фундаментов, предотвращающие изгиб, автоматически не удовлетворяют требованиям к потере устойчивости. При проектировании свай, чтобы избежать потери устойчивости, необходимо иметь минимальный диаметр, зависящий от глубины залегания разжижаемого грунта, обычно соотношение длины к диаметру составляет до 10 и более в зоне возможного разжижения [289, 320, 347, 349, 351, 356, 357]. Таким образом, существует необходимость пересмотреть безопасность существующих свайных фундаментов, а также фундаментов с уширениями, спроектированных на основе действующих норм и правил в районах с сейсмической опасностью.

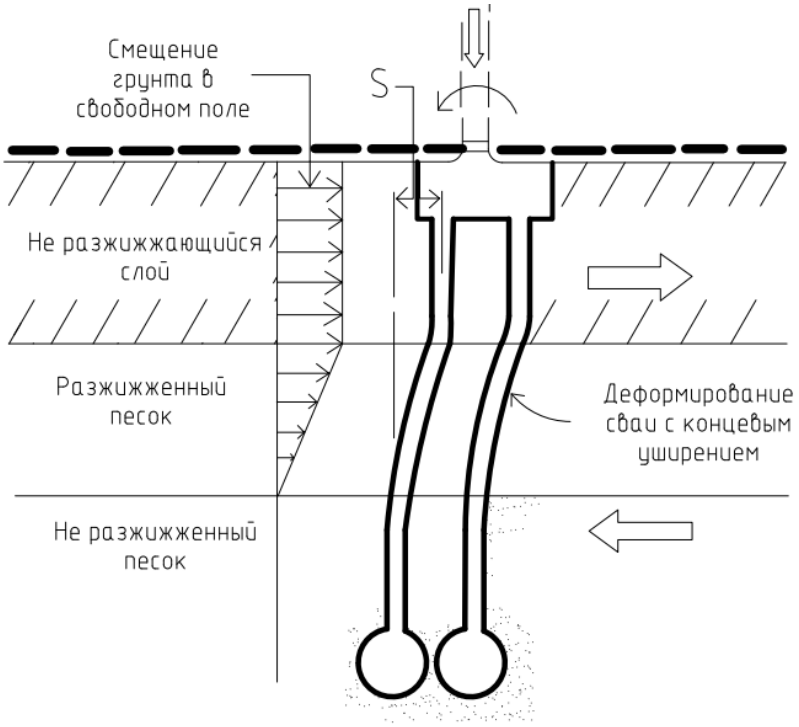


Рисунок 6.42 - Расчётная схема излома куста длинных свай с концевыми сферическими уширениями при смещении грунта в разжиженных и не разжиженных слоях грунта

Разрушение конструкций свай в кусте часто сопровождается наклоном и/или оседанием всей конструкции фундамента без какого-либо повреждения верхней фундаментной плиты и конструкций, опирающихся на нее. Однако выводы, сделанные после детального изучения разрушения свай во время землетрясения в Кобе в 1995 году Токимацу и Асака [354], полностью противоречат данному типу поведения фундаментной конструкции глубокого

заложения: «на разжиженном грунте большинство предварительно напряженных бетонных и предварительно напряженных высокопрочных бетонных свай, использовавшиеся после 1980-х годов и опирающиеся на твердые слои под разжиженными слоями, получили серьезные повреждения, сопровождающиеся оседанием и/или наклоном их верхней части» [354].

Вообще по результатам исследований в гл. 2–5 выявлено, что устройство уширений свай на поверхности или свай с наклонными боковыми гранями эффективно для слабых и структурно-неустойчивых грунтов, расположенных у поверхности земли, то есть данные конструкции фундаментов эффективны при применении в основном коротких свай. В связи с чем, по результатам исследований можно рекомендовать инженерам-практикам проектировать длинные сваи с концевыми или многоместными уширениями, расположенными на теле сваи при сейсмическом разжижении, защищающие их от разрушения при изгибе, исходя из того, что неразжиженный грунтовый слой обеспечивает пассивное давление грунта (Q_{nl}) на сваю, а разжиженный грунт обеспечивает 30% от общего давления грунтовых пород (Q_l) [347] (рис. 6.43).

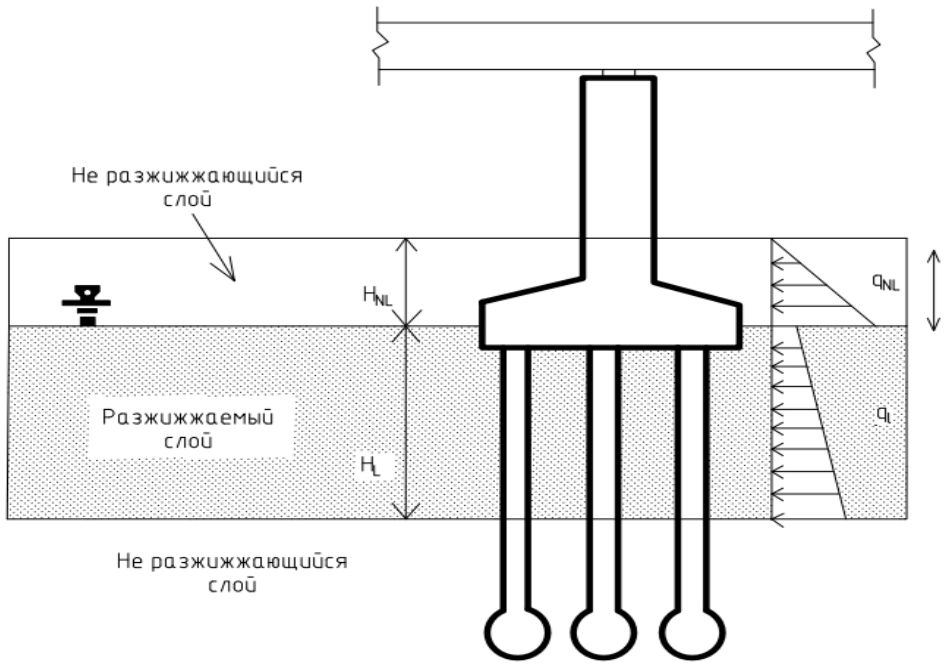


Рисунок 6.43 - Расчётная схема куста длинных свай с концевыми сферическими уширениями из бетона под опору моста при среднем разжиженном слое грунтового основания

Зарубежным учёным удалось доказать, что при разжижении грунтов сваи в кусте образуют пластичные шарниры. Например, на рис. 5.9 (б) показано разрушение свай, наблюдаемое при раскопках здания во время землетрясения в Ниигате в 1964 году. Как видно на фотографии, сваи разрушились из-за образования пластических шарниров. При этом в

зарубежных методах проектирования в предельном состоянии коэффициент защиты от пластической деформации для обычной железобетонной сваи без уширения составляет от 4 до 8. Такой высокий коэффициент безопасности обусловлен умножением частичных коэффициентов безопасности: по нагрузке (1,5), от напряжений материала (1,5), коэффициента пластической прочности и практических факторов, таких как минимальный процент усиления из-за усадки или ползучести бетона. Это говорит о том, что до того, как обычная свая без уширения начнёт поддаваться пластике, она может выдержать нагрузку, в 4–8 раз превышающую ту, которая предусмотрена правилами эксплуатации. Таким образом, если не используются неправильные концепции проектирования фундамента или сейсмические нагрузки сильно занижены, разрушение свай из-за пластической деформации маловероятно.

6.2.2 Идеализация свайного фундамента с концевыми уширениями и смещения излома свай в кусте при разжижжении грунта

При возведении пилонов, колонн и опор высотных, многоэтажных большепролётных зданий и в мостостроении на сейсмоопасных основаниях наиболее эффективны группы длинных свайных фундаментов (более 30 метров) с концевыми или многоместными уширениями, расположенными на теле сваи. Группы (кусты) свайных фундаментов с уширениями в расчётах на сейсмические воздействия могут быть идеализированы, как и обычные сваи, набором пружин, которые представляют жесткость и восстанавливающую силу свай в расчете. Однако для анализа свайных фундаментов с концевыми уширениями требуется аналитическая модель, включающая сваи, уширения и окружающий грунт.

Существуют различные идеализации свайно-плитных фундаментов при разжижении грунта разной степени сложности. Как показали результаты исследований в разделах 2 - 5, разрушение свайных фундаментов с уширениями может происходить следующими тремя способами: разрушение по боковой несущей способности окружающего грунта, разрушение грунта в основании свай с уширениями и выдергивание их из земли, и разрушение свай с уширениями из-за сдвига и/или изгиба, в том числе при разжижении грунта. В первом случае важны боковая жесткость и боковая несущая способность грунта вокруг свай для идеализации таких конструкций фундаментов. Во втором – важны вертикальная жесткость, включая жесткость уширения, и несущая способность грунта.

Свайный фундамент с концевыми сферическими уширениями будем идеализировать, как показано на рис. 6.44 (а), боковыми и вертикальными грунтовыми пружинами, которые

представляют собой ограничение окружающих грунтов. Свайный фундамент с уширениями идеализируется с помощью двумерной дискретной модели, состоящей из ряда балок и пружин грунта, как показано на рис. 6.44 (слева). При этом, если необходимо учесть массу пролётного строения моста или вышестоящей конструкции опоры, то эти массы могут быть распределены по центру. Чтобы идеализировать сваи в двух измерениях, например девять свай с уширениями в кусте, следует объединить их в три линии простым суммированием, добавляя жесткость и прочность соседних свай в ряду. Здесь их можно назвать левыми, центральными и правыми сваями, так как дискретизация происходит в плоскости, а в пространственной постановке, как было отмечено выше в п. 6.1.4 и п. 6.1.3, они называются центральными, угловыми и боковыми.

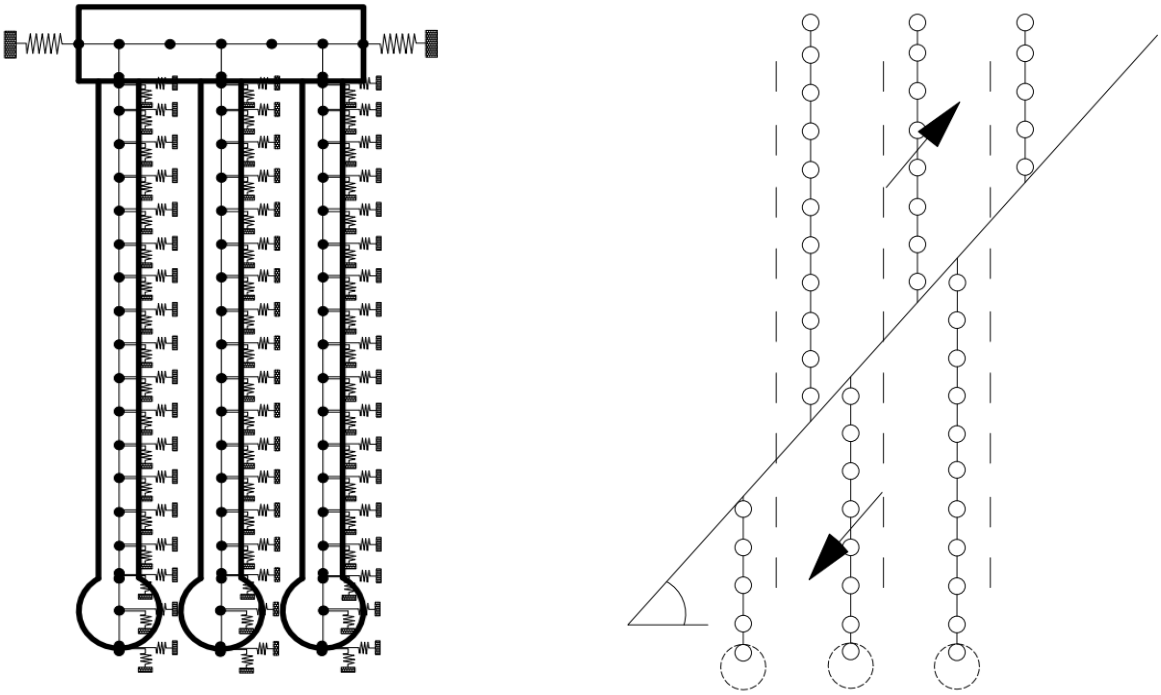
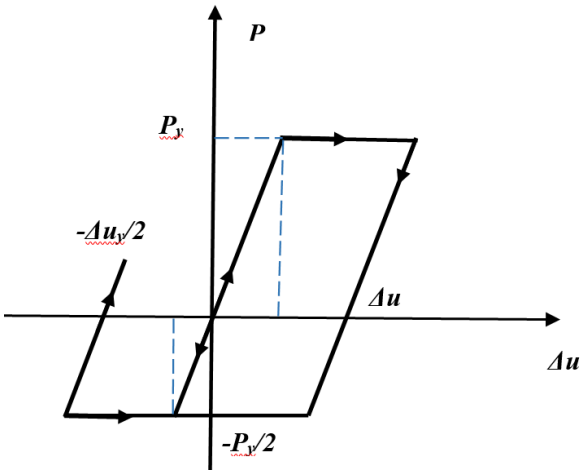


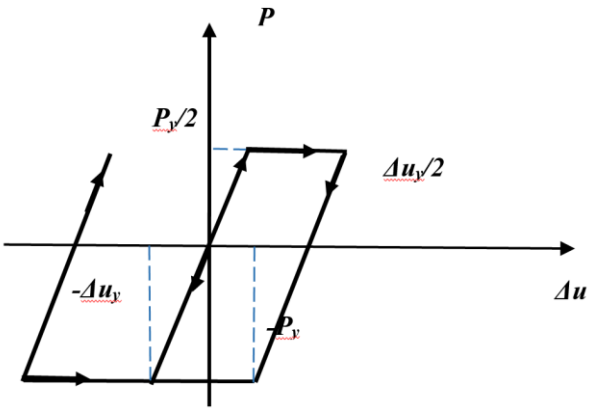
Рисунок 6.44 - Аналитическая двумерная дискретная модель свайного фундамента из 9 буронабивных свай с концевыми сферическими уширениями (слева) и дискретизация модели излома свай в кусте под углом 45^0 (справа)

При циклическом сейсмическом нагружении сваи с уширениями, как и другие железобетонные элементы, испытывают повторяющиеся изгибающие моменты. Их поведение характеризуется гистерезисом - несовпадением кривых «нагрузка–деформация» при нагружении и разгрузке из-за необратимых повреждений (трещины, пластические деформации арматуры, разрушение бетона). Гистерезисное поведение свай в кустах при изгибе идеализируется моделью деградации Такеды. Эта математическая модель, предложенная в 1970 году (Takeda, Sozen, Nielsen) для описания нелинейного гистерезисного поведения железобетонных элементов при циклическом нагружении, является одной из многих (например,

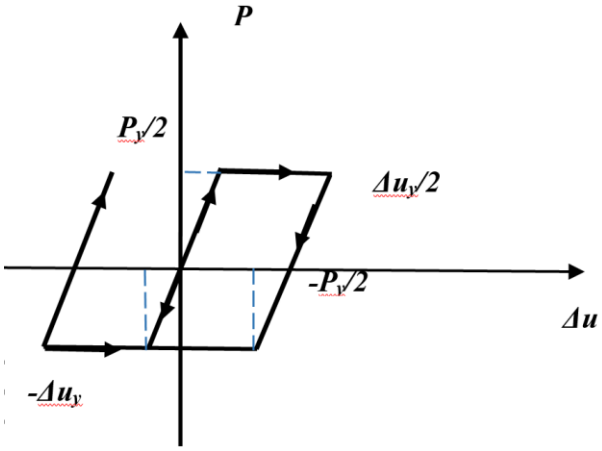
существуют модели Clough [278], Ramberg-Osgood, Pivot). Ее модификации (Modified Takeda) добавляют уточнения, например, более сложные правила деградации. Модель Такеды - удобный инструмент для анализа нелинейного поведения свай, в том числе свай с уширениями и других железобетонных элементов при циклических нагрузках, особенно в сейсмическом проектировании. Она балансирует между точностью и вычислительной эффективностью. На зарубежных и отечественных площадках были проведены испытания на боковую сейсмическую нагрузку для одной сваи и куста свай для определения зависимости поперечной силы от гистерезиса бокового смещения для одиночной сваи и куста. На рис. 6.45 показана зависимость поперечной силы от гистерезиса бокового смещения для одиночной сваи и свайного фундамента из монолитных железобетонных свай длиной около 20 м и диаметром 1 м.



а) Левая свая



б) Правая свая



в) Центральная свая

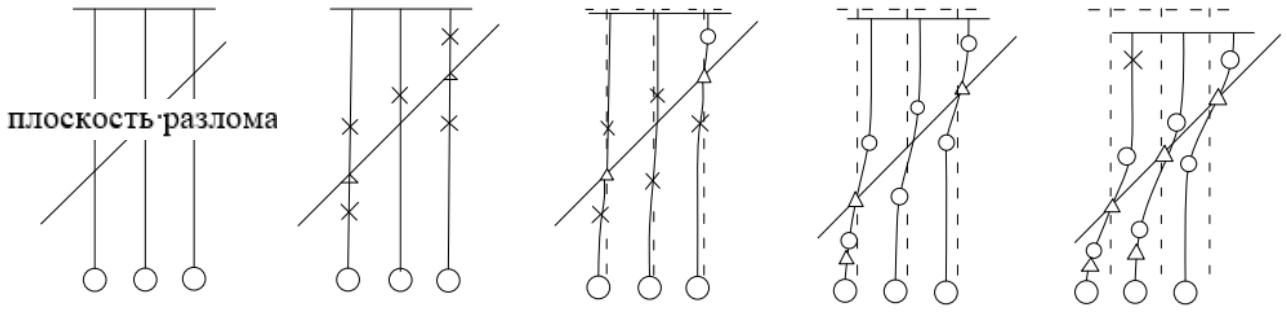
Рисунок 6.45 - Гистерезисные модели спиральных горизонтальных пружин грунта монолитных железобетонных свай длиной около 20 м и диаметром 1 м

На рис. 6.44 (справа) - сваи, расположенные выше плоскости разлома, где боковые сваи, расположенные ниже плоскости разлома, непосредственно подвергаются смещению грунта. Их зачастую называют передними сваями. Однако предельная несущая способность и жесткость свай, расположенных за передними сваями (задними сваями), как правило, меньше из-за группового эффекта. Поэтому предполагается, что предельная несущая способность и жесткость задних свай в два раза меньше, чем у передних. Восстанавливающая сила грунтовых пружин идеализирована так, как показано на рис. 6.45. Вертикальная жесткость i-й грунтовой пружины свай с концевыми сферическими уширениями KVi может быть определена как и для свай без уширения [304]:

$$K_{Vi} = \alpha \frac{A_P E_P}{L} \cdot \frac{2\pi D \cdot l_{Pi} \cdot f_{Pi}}{\sum 2\pi D \cdot l_{Pi} \cdot f_{Pi}} \tag{6.15}$$

где A_P , E_P , L и D: площадь сечения, модуль упругости, длина и диаметр сваи с уширением соответственно, α: коэффициент модификации, f_{pi}: поверхностное трение и l_{Pi} : расстояние между пружинами грунта.

Для свайного фундамента с концевыми уширениями проводится анализ излома левой, правой и центральной свай (рис. 6.46). Рассмотрим дискретизацию модели излома свай в кусте под углом 45^0 (частный случай). Кака показал анализ раскопок и практического опыта поверхность земли над плоскостью разлома перемещается вдоль плоскости разлома с интервалом 0,1 м относительно поверхности земли под плоскостью разлома [289, 320, 349, 351, 356, 357]. Максимальное смещение вдоль плоскости разлома длинных свай без уширения составляет от 0,1 м до 2 м, тогда возможно для свай с уширениями (как частный случай) принять 2 м, то есть увеличение смещения разлома вдоль плоскости разлома Δ F происходит с 0,1 м до 2 м .



а) Δ*F*= 0 м *б*) Δ*F*= 0.1 м *в*) Δ*F*= 0.8 м *г*) Δ*F*= 1,5 м *д*) Δ*F*= 2 м

Рисунок 6.46 - Изменение плоскости разлома свай с концевыми уширениями в кусте, где:

✳ - точка изгиба (излома) сваи;

- точка повышенной гибкости сваи;

- точка повышенной способности к сдвигу.

Когда дислокация разлома ΔF увеличивается до 2 м, максимальная кривизна свай с уширениями достигает предельной кривизны φ_u в уровне ниже 2/3 от длины сваи, 1/2 и в уровне 1/3 от длины сваи у левой, центральной и правой свай, соответственно.

6.3 Аналитический метод определения несущей способности сваи с уширением на сжатие и растяжение

Различные результаты нагрузочных испытаний гистерезиса поперечной силы и поперечного смещения свай представляется в виде билинейного гистерезиса [304], на основании которого можно записать зависимости и для несущей способности свай с уширениями $F_{Ну}$ и её боковой жесткости C_o:

$$F_{Ну} = \eta_f \alpha_f \cdot E_П \cdot d_{св.уш.} \cdot \Delta l \; ; \tag{6.16}$$

$$C_0 = \eta_c \alpha_c \cdot d_{св.уш.} \cdot \Delta L \cdot \kappa_z \tag{6.17}$$

где, η_f и η_c: поправочные коэффициенты влияния групповых свай с уширениями на несущую способность и поперечную жесткость; α_f и α_c - коэффициенты модификации несущей способности и поперечной жесткости, соответственно, одиночной сваи; $E_П$ - пассивное кулоновское давление грунта; k_z реакция основания грунта; $d_{св.уш.}$ диаметр сваи с уширением и Δl - расстояние между грунтовыми пружинами.

Параметры $\alpha_р$ и $\alpha_к$ принимаются в результате испытаний свай, зависящие от взаимодействия свай с уширениями в группе.

Вертикальная жесткость грунтовых пружин складывается из деформации под сваями и деформации вдоль свай (поверхностное трение). Они пока не уточняются самостоятельно, и в результате оцениваются комплексно с учетом жесткости свай как $C_{св} = \alpha \frac{EA}{L}$, где EA - осевая жесткость сваи с уширением, L - длина сваи с уширением, а α - эмпирический коэффициент модификации для соответствия результатам полевых испытаний. Несущие способности сваи с у ширением в кусте на сжатие и растяжение могут быть определены по формулам:

$$N_{сж} = qA + U\Sigma L_i f_i$$
$$N_p = U\Sigma L_i f_i \quad (6.18)$$

где $U = \pi D$, q - несущая способность в нижней части грунта, fi - поверхностное трение между i-ой и (i+1) грунтовыми пружинами и Li - расстояние между i-ой и (i+1) грунтовыми пружинами. Грунтовые пружины для оснований идеализируются упругой идеальной пластичностью, а поперечная жесткость C_0 основания задаются как $C_0 = B_{св.ф.} \cdot \Delta L \cdot к_{гр.}$, где $B_{св.ф.}$- ширина основания куста фундамента с уширениями.

При проектировании изгиба свай с уширениями в кусте и потери их устойчивости при землетрясении рассматриваются случаи при снятии боковой нагрузки, когда группа свай возвращается к своей первоначальной конфигурации при условии, что предел текучести материала не был превышен. Этот тип разрушения зависит от прочности на изгиб (момент первого податливого изгиба, M_y; или пластический момент, M_p) рассматриваемого элемента. С другой стороны, потеря устойчивости - это нестабильный механизм. Это происходит внезапно и при достижении критической упругой нагрузки, является наиболее разрушительныи способом разрушения, который зависит от геометрических свойств материала элемента, т.е. от коэффициента гибкости, а не предела текучести материала. Например, сваи из стальных труб одинаковой длины и диаметра, но с разным пределом текучести 200 МПа, 500 МПа, 1000 МПа прогибаются почти при одинаковой осевой нагрузке, но могут выдерживать разную степень изгиба. Разрушения при изгибе можно избежать, увеличив предел текучести материала, например, используя высококачественный бетон, применяя дополнительное армирование, но этого зачастую может быть недостаточно, чтобы избежать потери устойчивости и тогда самым эффективным и является устройство уширений на теле сваи [123, 131, 180].

6.4 Численное моделирование разжижения грунта для группы свай с концевыми цилиндрическими уширениями при сейсмическом воздействии

При выполнении детальных расчетов, описывающих сейсмическое воздействие на грунт от разжижения, можно использовать либо стандартные расчетные спектры реакций, предусмотренные строительными нормами, либо подобрать индивидуальные спектры, соответствующие конкретному месту строительства. Подбор этих спектров должен осуществляться в соответствии с установленными методиками, регламентирующими их определение, использование и анализ [161, 311, 315] (рис. 6.47).

В случаях, когда сейсмические нормы предписывают применение временных записей сейсмических колебаний, требуется либо найти подходящий набор таких записей, либо разработать его самостоятельно, а также установить четкие правила их использования в процессе проектирования и оценки результатов [161, 311, 315] (рис. 6.48).

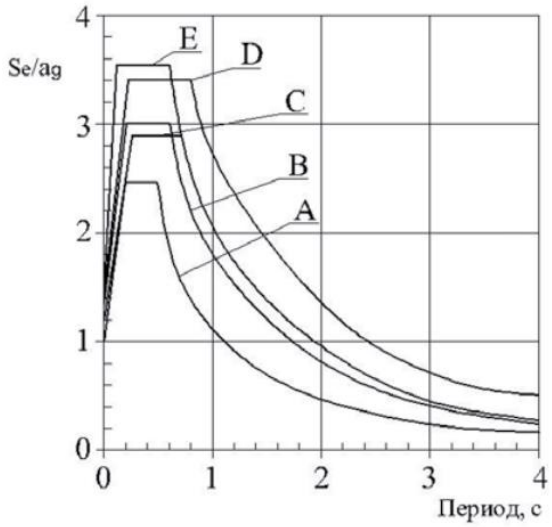


Рисунок 6.47 - Расчетные спектры реакции сейсмических воздействий, рекомендуемый тип 1 упругого спектра отклика для грунта типа A-E [EC8]

В таблице 6.6 приведены выбранные входные сигналы, которые представляют собой естественные временные диаграммы ускорения, записанные на твердой обнажающейся коренной породе (тип грунта А в соответствии с EC8). Входные колебания были выбраны таким образом, чтобы их средний спектр соответствовал спектру еврокода EC8–1 для грунта типа А (скальный грунт). На рисунке 6.48 показано соответствие спектра. Рекордные значения ускорения были измерены на нескольких максимальных уровнях, составлявших от 0,1 до 0,55 g. Входной сигнал используется в основе модели в качестве временной диаграммы ускорения. Предварительно он был отфильтрован полосовой фильтрацией в интервале частот 0,1–25 Гц, чтобы уменьшить высокочастотное содержание, и была применена коррекция базовой линии.

Таблица 6.6 - Входные сигналы - естественные временные диаграммы ускорения, записанные на твердой обнажающейся коренной породе (тип грунта А в соответствии с EC8)

Event	*Date*	*Mw*	*PGA g*
Campano Lucano	23/11/1980	6.9	0.10 – 0.20
SE of Tirana	09/01/1988	5.9	0.20 – 0.30
Montenegro	15/04/1979	6.9	0.15 – 0.20
Bingol	01/05/2003	6.3	0.20 – 0.30
Friuli	06-05-0976	6.5	0.25 – 0.30
South Icelend	17/09/2000	6.5	0.35 – 0.4 – 0.45
Tabas	16/09/1978	7.3	0.40 – 0.50
Avej	22/06/2002	6.5	0.25 – 0.35 – 0.5
South Icelend (after shock)	21/06/2000	6.4	0.15 – 0.20

Table 5.4. Selected input signals.

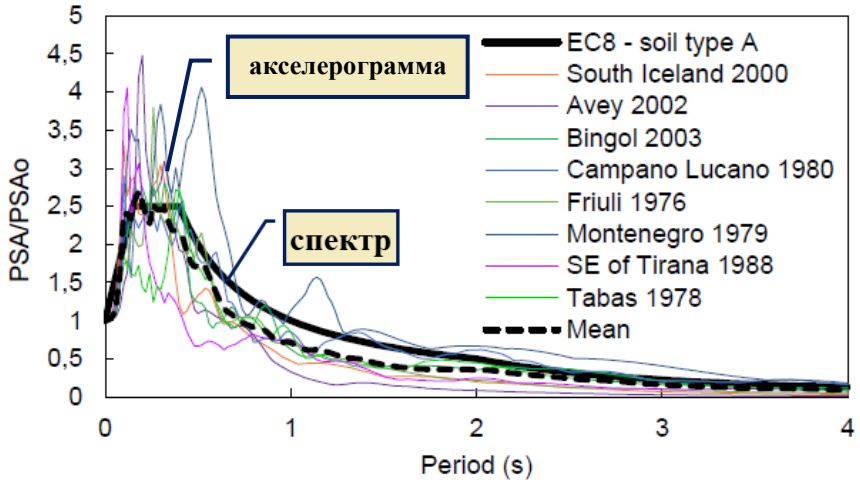


Рисунок 6.48 - Сравнение средних значений спектров различных землетрясений 1978г. – 2013г. и EC8-1 спектров (тип грунта A)

Задание сейсмической нагрузки в численном моделировании с помощью ПК MIDAS GTS NX осуществляется с помощью создания спектра отклика, задание граничных условий выполняется также с учётом расчёта на сейсмическое воздействие (см. рис. 6.49 и 6.50).

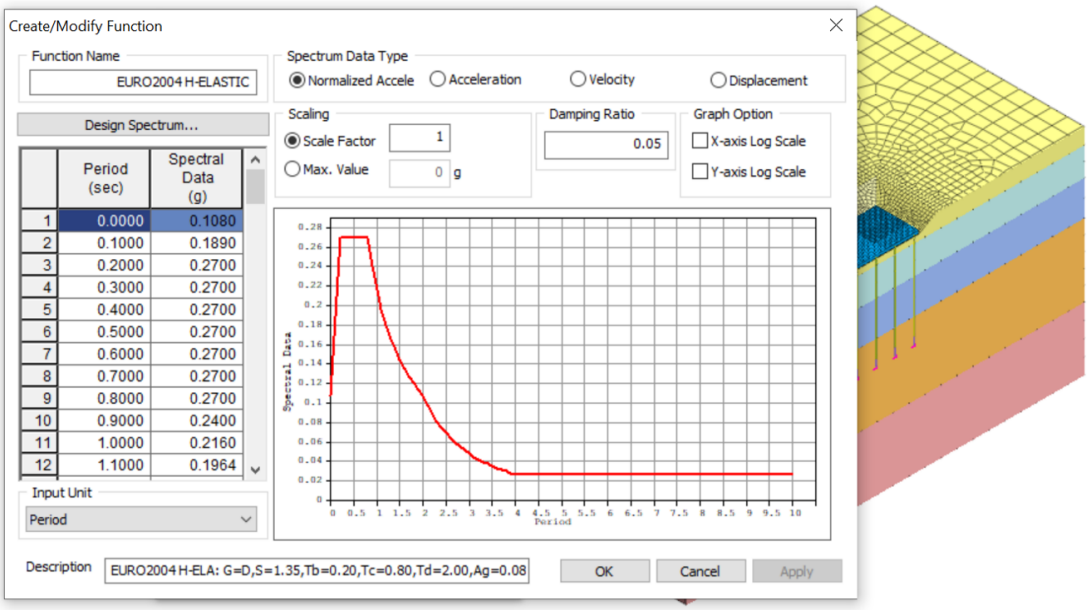


Рисунок 6.49 - Заданный спектр ускорений в решении поставленной задачи с помощью численного моделирования

При выполнении детальных расчетов, описывающих сейсмическое воздействие на грунт от разжижения, можно использовать либо стандартные расчетные спектры реакций, предусмотренные строительными нормами, либо подобрать индивидуальные спектры, соответствующие конкретному месту строительства. Подбор этих спектров должен

осуществляться в соответствии с установленными методиками, регламентирующими их определение, использование и анализ [161, 311, 315] (рис. 6.47). В случаях, когда сейсмические нормы предписывают применение временных записей сейсмических колебаний, требуется либо найти подходящий набор таких записей, либо разработать его самостоятельно, а также установить четкие правила их использования в процессе проектирования и оценки результатов [161, 311, 315] (рис. 6.48).

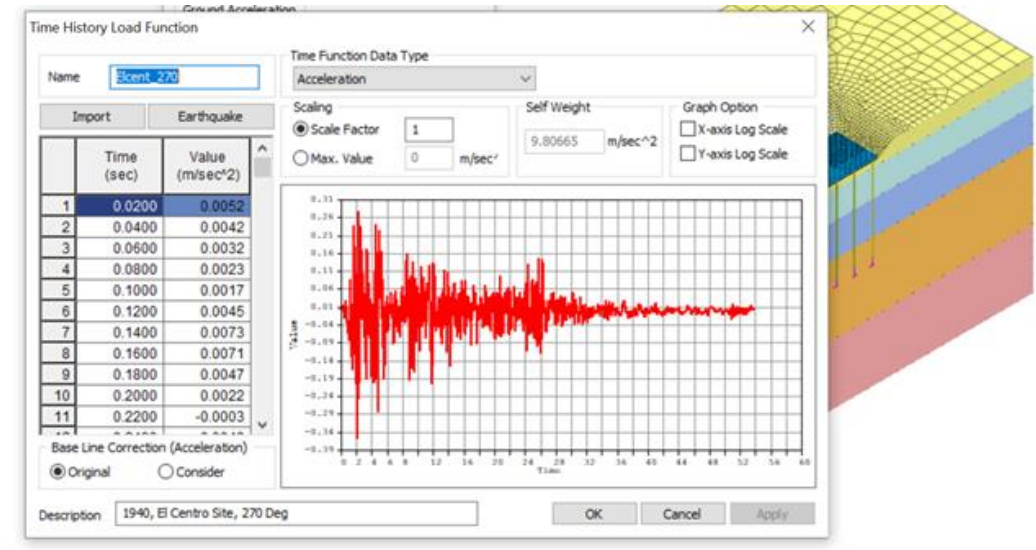


Рисунок 6.50 - Параметрические данные заданной акселерограммы - 8 баллов в расчёте

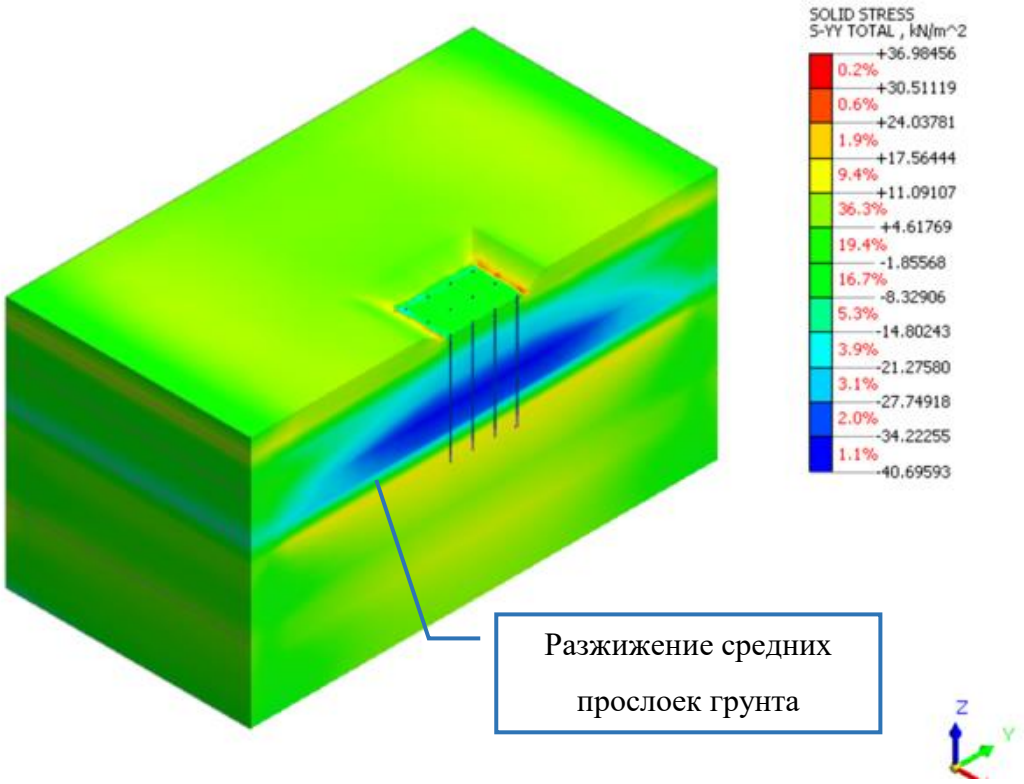
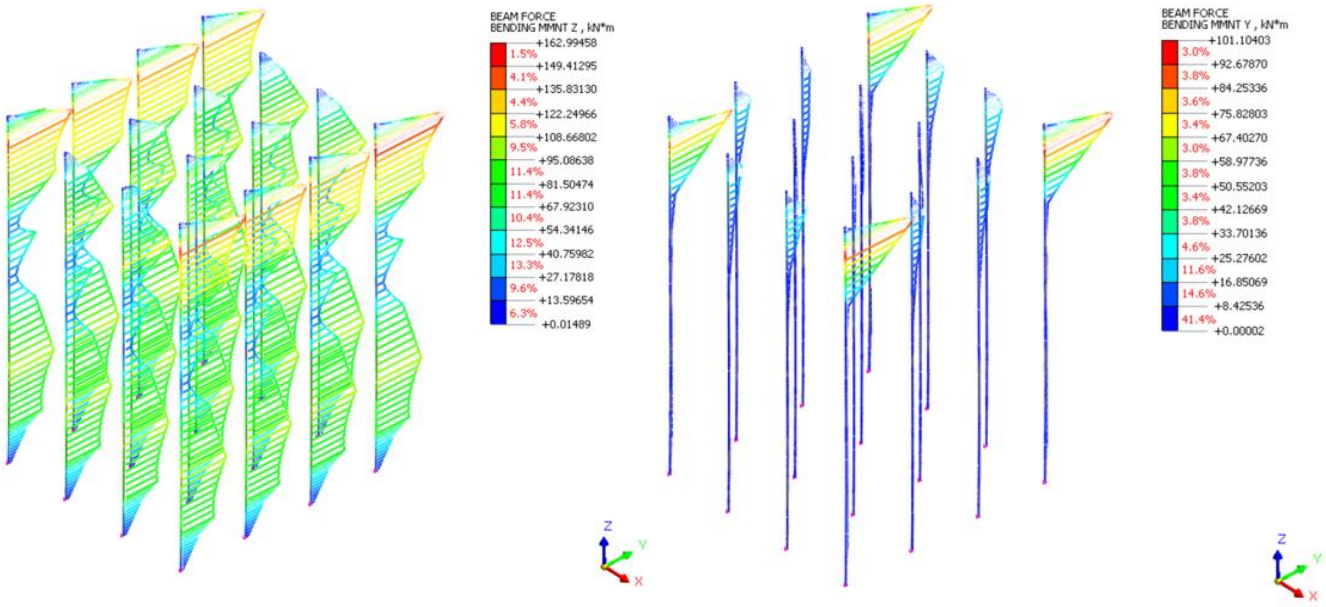


Рисунок 6.51 - Общие (полные) напряжения относительно оси Y конечно-элементных модели кустов буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных свай



а) *б*)

Рисунок 6.52 - Изополя изгибающих моментов относительно локальной оси Z (*а)* и Y (*б*) свайно-плитного фундамента из длинных буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями при разжижении грунтов (иллюстрации выполнены в процессе колебания свай)

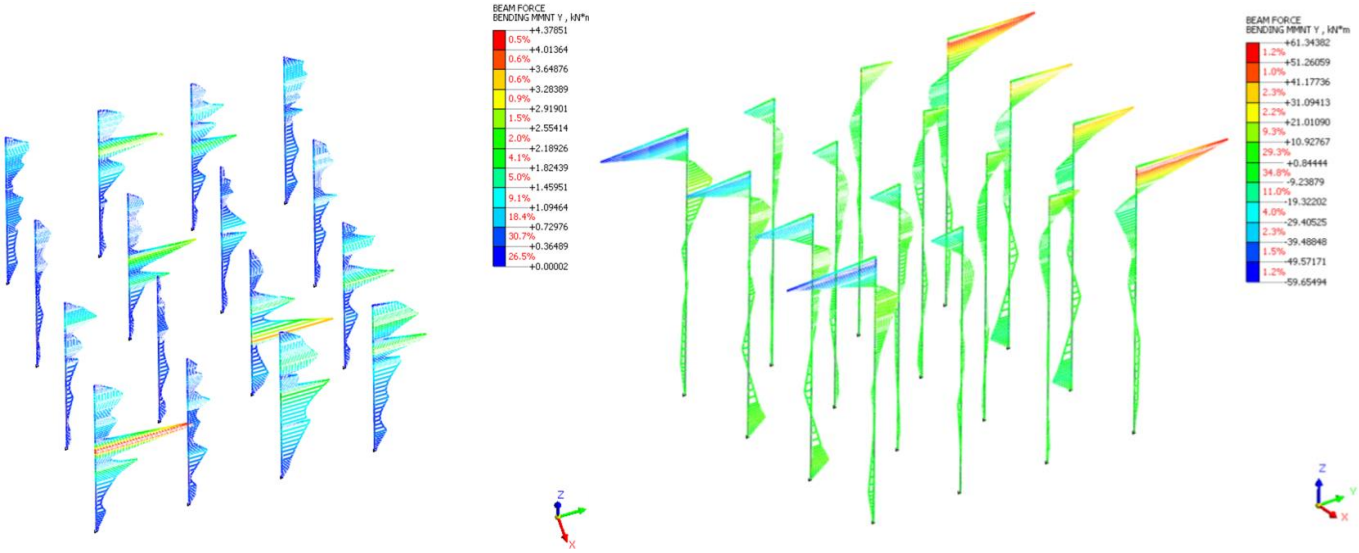
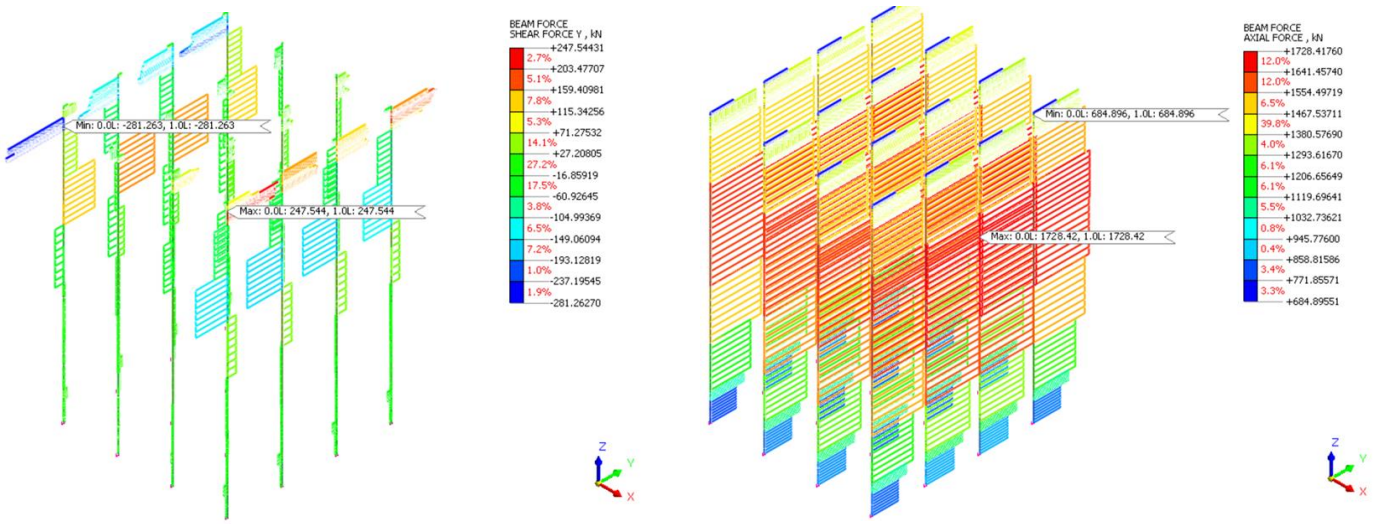
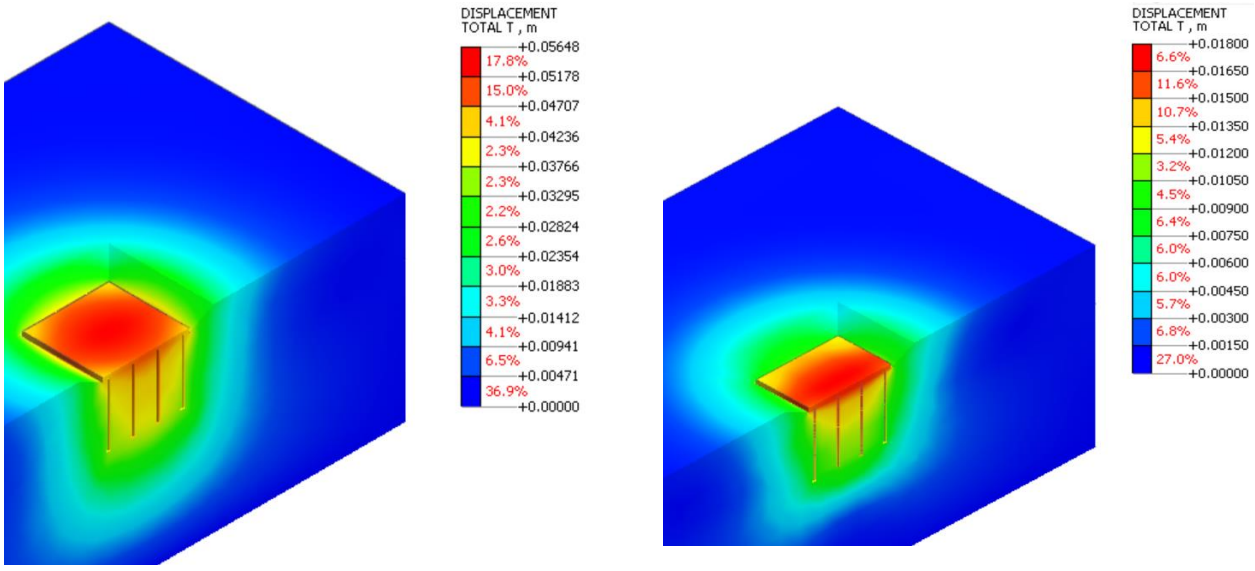


Рисунок 6.53 - Изополя изгибающих моментов относительно локальной оси Y кустов коротких буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями при разжижении грунтов в процессе колебания



а) *б*)

Рисунок 6.54 - Изополя продольных (*а*) и поперечных усилий (*б*) в длинных буронабивных сваях с концевыми цилиндрическими уширениями при разжижении грунта



а) *б*)

Рисунок 6.55 - Изополя деформаций свайно-плитного фундамента из свай с концевыми уширениями (*а*) и без (*б*)

Полученные изополя: общих (полных) напряжений, изгибающих моментов и деформаций конечно-элементных моделей кустов буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных (30 метров) и коротких (10 метров), а также в сличительном анализе со сваями без уширений при сейсмическом разжижении грунтов позволили более наглядно изучить работу механизма изгиба свай от совместного действия

осевой и боковых нагрузок и появление пластических шарниров в теле свай (см. рис. 6.51 – 6.56). При сейсмическом разжижении грунта эпюры напряжений в сваях с концевыми уширениями и без них изменяются по-разному из-за различий в их работе под нагрузкой. В буронабивных сваях без уширений основная нагрузка передаётся через боковую поверхность (трение) и частично через остриё, при этом в результате разжижения грунта боковое трение резко снижается, так как грунты теряют прочность, нагрузка перераспределяется на остриё сваи и приводит к резкому росту напряжений в нижней части. Эпюра напряжений при этом до разжижения грунта плавно уменьшается с глубиной, так как основная нагрузка воспринимается боковым трением, после разжижения наблюдается резкий рост напряжений у острия, так как почти вся нагрузка передаётся через него.

В сваях с концевыми без уширениями основная нагрузка передаётся через уширение, то есть через увеличившуюся площадь опирания, даже при потере бокового трения уширение обеспечивает надёжную опору, что видно на рис. 6.56.

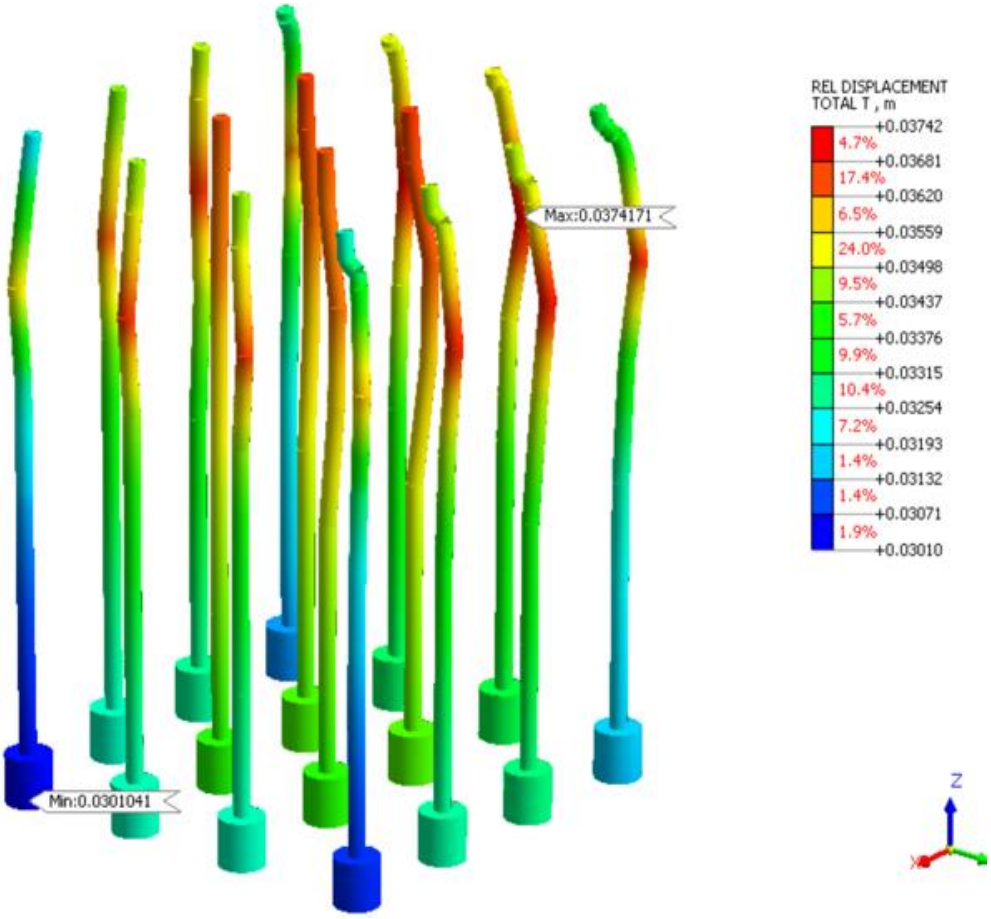


Рисунок 6.56 - Изополя деформаций длинных буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями

Разжижение при этом меньше влияет на несущую способность, так как уширение работает как «стабилизатор». Эпюра напряжений при этом до разжижения грунта распределяется более равномерно, так как значительная часть нагрузки передаётся через уширение, а после разжижения - напряжения концентрируются в зоне уширения, но их рост менее резкий, чем у свай без уширений.

На рис. 6.51 общие (полные) напряжения относительно оси Y конечно-элементных моделей кустов буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями из 16-ти длинных свай наглядно показывают зону разжижжения средних прослоек грунта

Сваи без уширений при разжижении испытывают большие изгибающие моменты с риском разрушения в средней части, а сваи с уширениями более устойчивы, изгибающие моменты меньше и смещены вверх (рис. 6.52, 6.53), где их легче армировать. Уширение при этом работает как жёсткая опора, снижая общую деформативность сваи и улучшая её сейсмостойкость. В сваях без уширений максимум сдвиговых сил смещается вглубь, увеличивая риск излома, тогда как в сваях с уширениями поперечные усилия меньше и смещены к поверхности, что можно видеть на эпюрах продольных и поперечных усилий в длинных буронабивных сваях с концевыми цилиндрическими уширениями при разжижении грунта на рис. 6.54.

Вообще при сравнительном анализе внутренних силовых факторов и деформаций у свай с уширениями и без них при разжижении наблюдаются значительные их расхождения до 4-5 раз. Например, на рис. 6.55 на изополях деформаций свайно-плитного фундамента из свай с концевыми уширениями видно, что осадка снизилась в 5 раз, по сравнению с фундаментом свай без уширений.

Стоит отметить, что изменение плоскости разлома свай с концевыми уширениями в кусте при численном моделировании подтвердило характер образования точек изгиба (излома), точек повышенной гибкости и повышенной способности к сдвигу свай, как и при анализе дислокации разлома ΔF, выполненном в п.6.2.2. (см. рис. 6.46), максимальная кривизна свай с уширениями достигает предельной кривизны φ_u в уровне ниже 2/3 от длины сваи, 1/2 и в уровне 1/3 от длины сваи у левых боковых, центральных и правых боковых свай, соответственно, что характеризуется изополями на рис. 6.56. На данных изополях виден и характер появления пластических шарниров.

По результатам численного анализа в табл. 6.7 представлен сравнительный анализ некоторых полученных параметров (боковое трение, нагрузка на остриё, характеристика эпюры напряжений, устойчивость, положение максимального момента на эпюрах, амплитуда моментов, характер эпюры изгибающих моментов, влияние разжижения) напряжённо-

деформированного состояния свай с уширениями и без них при сейсмическом разжижжении грунтов.

Таблица 6.7 - Сравнительный анализ параметров напряжённо-деформированного состояния свай с уширениями и без них при разжижжении грунтов

N п/п	Параметр	Свая без уширения	Свая с концевым уширением
1	2	3	4
1	Боковое трение	Резко снижается при разжижении	Частично теряется, но не критично
2	Нагрузка на остриё	Резко возрастает	Равномерно распределена на уширение
3	Эпюра напряжений	Пик у острия	Более плавное распределение, максимум в зоне уширения
4	Устойчивость	Меньшая (высокая просадочность)	Большая (уширение увеличивает стабилизацию сваи)
5	Положение max момента	Глубже (1/3–1/2 длины сваи)	Выше (ближе к поверхности)
6	Амплитуда моментов	Выше (больший изгиб из-за потери опоры)	Ниже (уширение стабилизирует)
7	Характер эпюры изгибающих моментов	Резкий пик в средней части	Более плавное распределение
8	Влияние разжижения	Сильное (риск разрушения от изгиба)	Умеренное (уширение значительно снижает риск)

Таким образом безопасное проектирование свайно-плитных фундаментов при сейсмических воздействиях базируется на случае, когда не должно образовываться обрушение под совместным действием боковых нагрузок, вызванных землетрясением, и осевой нагрузки. В любой момент при разжижжении грунта, возникающий изгибающий момент не должен превышать допустимый момент сечения в сваи, а напряжение сдвига на любом участке сваи не должно превышать допустимую способность к сдвигу.

Куст свай с уширениями должен иметь достаточную глубину заделки в не разжижающийся твердый слой под разжижающимся слоем, чтобы обеспечить устойчивость к моментам, создаваемым боковыми нагрузками. Если не будет достигнута надлежащая прочность, конструкция из свай может соскользнуть из-за кинематических нагрузок. Выполненные расчёты показывают, что длина закрепления в твердом слое сваи, не поддающемся разжижению, в 3-6 раз должна превышать её диаметр, что можно также наблюдать в исследованиях известного сейсмолога Бхаттачарьи [347].

Куст свай с уширением, обладая достаточной прочностью и жесткостью, чтобы выдерживать осевую нагрузку, действующую на нее во время полного разжижения, не прогибаясь и не становясь неустойчивой, должен выдерживать осевую нагрузку и вибрировать взад-вперед, т.е. находиться в устойчивом равновесии, когда окружающий грунт имеет практически нулевую жесткость из-за разжижения. Как упоминалось ранее, боковая нагрузка из-за движения грунта, инерция или отклонение от прямолинейности увеличивают боковые прогибы, которые, в свою очередь, могут привести к образованию пластичных шарниров, уменьшая нагрузку на изгиб и способствуя более быстрому разрушению. Однако эти эффекты боковой нагрузки второстепенны по сравнению с основными требованиями. В нормативной литературе должны существовать требования к минимальному диаметру сваи с уширениями и без них в зависимости от возможной глубины разжижения.

Осадка фундамента из свай с концевыми уширениями из-за потери грунтовой опоры должна быть в пределах допустимого предела. Осадка также не должна приводить к разрушению боковых опор свай. По полученным изополям внутренним и внешним силовых факторов, можно сделать вывод, что поперечные растягивающие нагрузки и инерционные нагрузки могут действовать в двух разных плоскостях. Таким образом, сваи с уширениями в кустах испытывают не только осевое напряжение, но и изгибающие напряжения в двух осях, то есть представляют собой наиболее общую форму элемента типа «балка-колонна», воспринимающая боковые нагрузки с двухосным изгибом.

Выводы по разделу 6:

1. Дано обоснование инженерной схематизации расчетных моделей групп свай с концевыми или поверхностными уширениями отстоящими друг от друга на расстоянии a_1 (расстояние между уширениями) и пересекающими друг друга.

2. Для расчётных схем из свай с поверхностными уширениями в виде клиньев и в виде ступеней может изменяться от 0 до $3d_{уш}$ - $4d_{уш}$; при расстоянии между поверхностными уширениями равном нулю, работа плиты полностью заменяется работой верхних граней поверхностных уширений высотой до 1/4 - 1/6 от длины сваи, что позволит сократить расходы на устройство фундамента за счет исключения из него плиты.

3. Для расчётных схем из свай с концевыми уширениями величина a_1 (расстояние между уширениями) может изменяться от 0 до $6d_{уш}$, при расстоянии между концевыми

уширениями равном нулю работа куста может быть представлена как работа коробчатого фундамента. Комбинированная основа конструктива такого фундамента представлена, как и у классических коробчатых фундаментов глубокого заложения.

4. Определено, что с увеличением шага свай с уширениями, увеличивается и нагрузка, воспринимаемая плитой, так при шаге свай $3d_{уш}$ плита воспринимает 12 - 20% приложенной нагрузки, а при шаге $6d_{уш}$ - 25%.

5. Дано развитие методики расчёта Бартоломея А.А. применительно к работе группы свай с уширениями, а именно:

- учесть передачу нагрузки через боковую поверхность и в плоскости нижних концов группы свай с уширениями;
- определить осадку кустов свай, путём введения параметрических характеристик уширений свай.

6. Выявлено, что в работе кустов свай с концевыми и поверхностными уширениями необходимо выделение ни четырёх, как классической методики для обычных свай, а шести активных зон.

7. Для группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда плотность увеличилась на 50%, что в 2,3 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление увеличилось почти в 4 раза. Во второй зоне плотность, увеличилась на 38%, что в 2 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление увеличилось почти в 3 раза. Третья и четвёртая зоны - в около свайном пространстве с радиусами 2-3d и 5-7d. плотность увеличилась соответственно на 28% и 15%, а удельное сцепление - почти в 1,5 раза. Пятая и шестая зоны - плотность увеличивалась менее, чем на 15%.

8. Установлено, что в кустах свай с уширениями нагрузка на угловые сваи составляет 110% несущей способности, усреднённой на одну сваю куста, а на средние сваи крайних рядов - 80% от несущей способности, усреднённой на одну сваю куста. Распределение несущей способности осуществлялось следующим образом: угловые сваи – от 21% до 11,6%; крайние боковые сваи – от 13,2% до 17,6 % и центральные сваи – от 3,2% до 10,6%.

9. В работе кустов свай с уширениями выявлено, что вертикальные и горизонтальные напряжения в грунтовом массиве возрастают при уменьшении шага свай с уширениями в группе. Направление развития деформаций (уплотнения) грунта и его выброс от пяты и тела сваи с концевым уширением и без него при шаге свай в кусте равным $6d_{уш}$ показывает, что выброс грунта значительно повлиял на изменение первоначальных физико-механических характеристик основания.

9. В работе буронабивных свай длиной 10 метров при изменении диаметра концевого цилиндрического уширения от 1,3 м до 2,5 м (рис. 6.24) увеличение диаметра уширения, изготовленного из бетона, на каждые 10 см увеличивает несущую способность сваи с учётом граничных условий не менее, чем на 30 Кн.

10. Расхождение между результатами исследований, полученных разработанной инженерной методикой в п. 4.3.2 и с помощью численного моделирования, показало хорошую сходимость, менее 10 %.

11. Результаты расчёта эффективности выдёргивания группы свай с концевыми сферическими уширениями характеризуют насколько сопротивление выдёргиванию группы свай отличается от суммарного сопротивления одиночных свай с уширением.

12. Результирующие графики «нагрузка-осадка» для свайных кустов без уширения, с уширением 2 м и 4 м, нормальных грунтов (грунтов достаточной прочности) и слабого подстилающего слоя позволяют сделать выводы, что в случае слабого подстилающего слоя несущая способность в обычных сваях в кусте снижается, осадка увеличивается в 2 и более раза, тогда как устройство уширений в условиях слабых подстилающих слоев является оптимальным решением.

13. По результатам расчёта системы «здание - свайный фундамент с уширениями - основание» методом контурных и расчётных точек с использованием МКЭ (MIDAS GTS NX) установлено снижения осадки системы свайно-плитного фундамента с уширениями от 2,5 до 5-ти раз по сравнению с системой без уширений.

14. Выявлено, что устройство уширений свай на поверхности или свай с наклонными боковыми гранями эффективны для слабых и структурно-неустойчивых грунтах, расположенных у поверхности земли, то есть данные конструкции фундаментов эффективны при применении в основном коротких свай. В связи с чем, по результатам исследований можно рекомендовать инженерам-практикам проектировать при сейсмических воздействиях длинные сваи с концевыми или многоместными уширениями.

15. Подтверждено, что динамическая жесткость группы свай с уширениями в любом режиме вибрации и колебания не может быть вычислена простым сложением жесткости отдельных свай, так как на каждую сваю с уширениями влияет не только ее собственная нагрузка, но и нагрузка и прогиб соседних свай. Точно так же сейсмическая реакция группы свай с уширениями может отличаться по существу из отклика каждой отдельной сваи, из-за дополнительных деформаций передающихся от соседних свай.

16. При выборе расчётной схемы для свайно-плитного фундамента из длинных свай с уширениями необходимо при разжижжении грунта идеализировать боковыми и вертикальными грунтовыми пружинами, которые представляют собой ограничение окружающих грунтов, то есть с помощью двумерной дискретной модели, состоящей из ряда балок и пружин грунта, как показано на рис. 6.44

17. При выполнении детальных расчетов свайно-плитных фундаментов с уширениями, описывающих сейсмическое воздействие на грунт от разжижжения, можно использовать, по аналогии для фундаментов из обычных свай, либо стандартные расчетные спектры реакций, предусмотренные строительными нормами, либо подобрать индивидуальные спектры, соответствующие конкретному месту строительства. Подбор этих спектров должен осуществляться в соответствии с установленными методиками, регламентирующими их определение, использование и анализ.

18. Для свайно-плитного фундамента с концевыми уширениями необходимо проводить анализ излома центральных, угловых и боковых свай с помощью аналитических и численных методов. Доказано, что при дискретизации модели при изломе свай в кусте под углом 45^0 (частный случай), когда дислокация разлома ΔF увеличивается до 2 м, максимальная кривизна свай с уширениями достигает предельной кривизны φ_u в уровне ниже 2/3 от длины сваи, 1/2 и в уровне 1/3 от длины сваи у левой боковой, центральной и правой боковой свай, соответственно, что подтверждено и численным анализом.

19. Выполненные расчёты показывают, что длина закрепления в твердом слое сваи с уширением, не поддающемся разжижению, в 3-6 раз должна превышать её диаметр. А основная нагрузка передаётся через уширение, то есть через увеличившуюся площадь опирания, даже при потере бокового трения уширение обеспечивает надёжную опору. В связи с чем, в нормативной литературе должны существовать требования к минимальному диаметру сваи с уширениями и без них в зависимости от возможной глубины разжижения, что являеться предпосылками при безопасном проектировании свайных фундаментов для зон с сейсмической активностью.

7 МЕТОДОЛОГИЯ РАСЧЁТА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С УШИРЕНИЯМИ

7.1 Технико-экономическое обоснование подбора конструктивного решения фундамента из свай с уширениями

Целесообразность инвестирования средств от внедрения свайных фундаментов с уширениями должна определяться эффектом, который инвестор надеется получить, т. е. увеличение несущей способности сваи и как следствие экономия материалов и труда при соответствующих показателях надёжности и долговечности работы на этапе эксплуатации [86, 285].

Согласно п. 4.1 СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» - «свайные фундаменты должны проектироваться на основе и с учетом технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений свайных фундаментов», при этом «рекомендуется выполнять технико-экономическое сравнение возможных вариантов проектных решений свайных фундаментов из свай различного типа и длины с использованием критериев конструктивной и экономической эффективности в соответствии с приложением А».

Определение коэффициентов экономической эффективности Кэ.э для каждого варианта фундаментных конструкций выполняют по формуле $К_{э.э} = П_{ус,\ макс} / П_{ус,в}$, где $П_{ус,макс}$ – максимальное значение удельной стоимости фундаментных конструкций для рассматриваемых вариантов; $П_{ус,в}$ – значение удельной стоимости фундаментных конструкций для каждого варианта. Наиболее эффективным по экономическим требованиям принимают вариант, имеющий большее значение коэффициента экономической эффективности $К_{э.э.}$

В качестве критериев конструктивной эффективности используют показатели, определяемые расчетами по предельным состояниям первой и второй групп: несущую способность сваи по грунту; несущую способность сваи по материалу; осадку свайного фундамента/сваи; показатели неравномерности осадок (относительная разность осадок, крен). После выбора критериев конструктивной эффективности для возможных вариантов свайных фундаментов определяют частные коэффициенты конструктивной эффективности. (таблица А.1).

Выполним расчёт для следующих конструкций свай: свая с поверхностными уширениями в виде клиньев, буронабивная свая с концевым уширением из втрамбованного

щебня, свая с клиньями вверху и концевым уширением из втрамбованного щебня, призматическая свая и буронабивная.

С помощью ПК ГРАНД-СМЕТА- 2024 базисно-индексным методом в ценах III квартала 2024 года для Московской области выполнен расчёт затрат на возведение следующих типов свайных полей (без устройства плит) при подсчёте количества свай с уширениями и без, в зависимости от суммарной несущей способности по грунту: сваи с поверхностными уширениями в виде клиньев в количестве 65 штук; сваи буронабивные с концевыми уширениями из втрамбованного щебня – 67 шт; сваи с клиньями вверху и концевыми уширениями из втрамбованного щебня – 50 шт; сваи призматические – 100 шт и сваи буронабивные – 100 шт.

Для устройство концевых уширений свай принята нормативная база федеральных единых расценок ФЕР 05-01-091-01 «Втрамбовывание щебня для устройства уширения основания скважин под сваи». Для забивки призматической сваи и клиньев использовали ФЕР 05-01-001- 03 «Погружение дизель-молотом копровой установки на базе трактора железобетонных свай длиной до 8 метров», для устройства буронабивных свай - ФЕР 05-01-029 «Устройство железобетонных буронабивных свай с бурением скважин вращательным (шнековым) способом». Результаты технико-экономического обоснования подбора конструктивного решения фундаментов из свай с уширениями с критерием конструктивной эффективности - несущей способности сваи по грунту; приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1 - Технико-экономические характеристики для свай с уширениями и без уширений

	Наименование	Объём 1 шт/ объём свайного поля	Несущая способ-ность 1 сваи	Кол-во свай в свайном поле, шт	Сметная стоимость возведения, ₽	Экономическая эффективность по сравнению со сваей без уширения, ₽ (%)	Коэффи-циент экономи ческой эффек-тивност и
	1	2			3	4	
1	Свая с поверхностными уширениями в виде клиньев	0,65 /42,25	90 т	65	1048857	540368 (51%)	1,5
2	Свая буронабивная с концевым уширением из втрамбованного щебня	1,424 / 95,4	90 т	67	969189	108643 (11%)	1,11

Продолжение таблицы 7.1

3	Свая с клиньями вверху и концевым уширением из втрамбованного щебня	1,07 /53,5	130 т	50	1206165	383060 (32%)	1,32
4	Свая призматическая	0,63 / 63	58,8 т	100	1589225	-	-
5	Свая буронабивная	1,2 / 120	46 т	100	1077832	-	-

Экономическая эффективность от возведения свайных полей с уширениями из свай готового типа по сравнению со свайным полем без уширения с учётом одинаковой несущей способности по грунту составили от 32% до 51%, для свайных полей с уширениями из буронабивных свай - 11%.

7.2 Предложения по проектированию фундаментов из свай с уширениями

7.2.1 Предложения по проектированию свай с поверхностными уширениями

Рекомендуется по результатам экспериментальных, аналитических и численных исследований применять, как наиболее эффективные конструктивно-технологические решения для фундаментов – сваи именно с поверхностными уширениями готового типа на территориях, сложенных просадочными грунтами разной степени просадочности, которые часто встречаются на территориях России. Например, в Прикаспийской низменности и в Астраханской области в частности часто встречаются территории бугров Бэра, которые представляют собой продолговатые холмы шириной до 250 м, длиной 0,5 -5 км и высотой до 10 м. Верхний слой бугров представлен лессовидными суглинками, а нижние слои сложены слоистыми глинистыми песками. Лессовидные суглинки, как показывают лабораторные испытания и натурные наблюдения, обладают средней просадочностью. Эффект уплотнения макропористого грунта достигается предварительным замачиванием с последующим использованием энергии взрыва. Нарушение структуры водонасыщенного грунта при взрыве происходит вследствие перемещения упругой волны и возникновения гидравлического удара. После нарушения

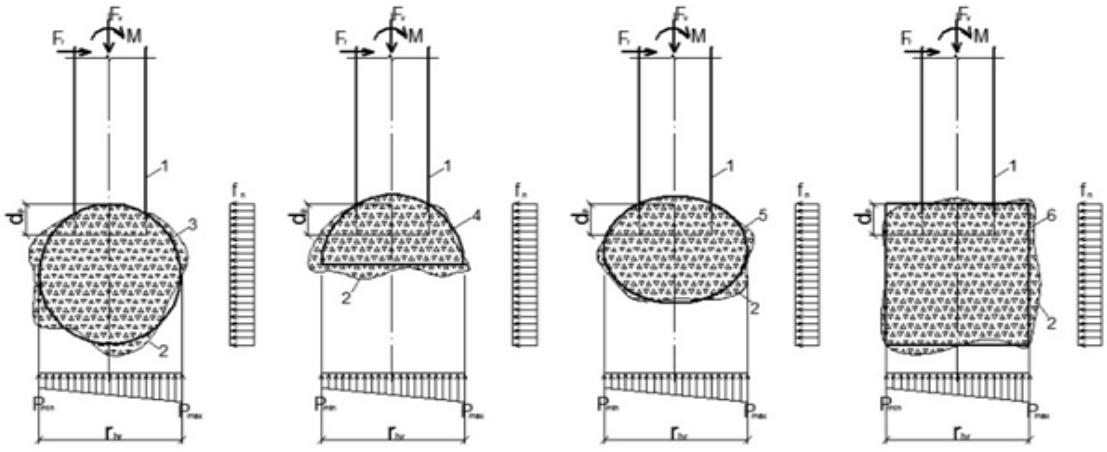
структуры рыхлого водонасыщенного грунта энергией взрыва происходит длительный процесс переукладки частиц грунта -консолидация грунта, сопровождающаяся отжимом воды из пор. Для полного устранения просадочных свойств грунта от воздействия нагрузок, передаваемых фундаментом, глубинное уплотнение должно дополняться: доуплотнением грунта тяжелыми трамбовками; устройством грунтовых подушек; устройством грунтовых столбов; прорезкой верхнего слоя грунта фундаментами глубокого заложения. Применение гидровзрывного уплотнения лессовых грунтов наиболее целесообразно в гидротехническом и ирригационном строительстве грунтов. Применение этого способа возможно, если:

- просадочные грунты представлены пылеватыми песками, супесями, легкими и средними суглинками с относительно высоким коэффициентом вертикальной фильтрации - не менее 0,3 м/сутки и низкой объемной массой - не более 1,45 г/см³;

- на уплотняемый грунт нагрузка от сооружения передается равномерно, без резких перепадов давления по подошве фундамента.

7.2.2 Предложения по подбору расчётных схем концевых уширений в зависимости от конструктивного решения сваи, технологии её погружения и устройства уширения, а так же грунтовых условий

В зависимости от различного формообразования концевых уширений свай их расчётные схемы следует принимать на конце сваи, как геометрические формы сферы, полусферы, эллипса, либо цилиндра (рис. 7.1).



а) *б)* *в)* *г)*

Рисунок 7.1 - Расчётные схемы для разного формообразования концевых уширений свай: а) – сферическое; б) – полусферическое; в) эллиптическое; г) - цилиндрическое

В табл. 7.2 представлены предложения по подбору формы уширения для расчётных схем концевых уширений в зависимости от конструктивного решения сваи, технологии её погружения и устройства уширения, а так же грунтовых условий, полученные в результате экспериментальных, аналитических и численных исследований автора в разделах 2 - 6.

Таблица 7.2 - Предложения по подбору формы уширения для расчётных схем концевых уширений в зависимости от конструктивного решения сваи, технологии её погружения и устройства уширения, а так же грунтовых условий

	Конструктивные решения сваи и технология её погружения	Способ устройства уширения	расчётная схема концевого уширения, принимаемая для расчета	Область использования
1	2	3	4	5
1	Готовая конструкция ж/б сваи любой формы и поперечного сечения, способ погружения – забивка, вдавливание, подмыв, погружение в предварительно пробуренную скважину	1) Нагнетание через инъекторы маловязких растворов (цементация, силикатизация, битумизация и т.д.)	Сферическое	Просадочные макропористые грунты [4,10,12]
		2) Глубинное вытрамбовывание полости в грунте	Эллиптический цилиндр	Слабые несвязные грунты нормальной влажности
2	Микросвая стальная полая, длиной 1000-3000мм, готовая ж/б свая-оболочка, инъекционная свая. Способ погружения – забивка, вдавливание, в предварительно сформированную скважину	Втрамбовывание сухой цементно-песчаной смеси при условии незакреплённого ствола сваи	Конусное	Рекомендуется в водонасыщенных суглинках и глинистых грунтах
		Втрамбовывание сухой цементно-песчаной смеси при жёстком закреплении ствола сваи	Сферическое	

Продолжение таблицы 7.2

3	Буроопускная, набивная, буронабивная свая, свая-оболочка	1) путём разбуривания специальными бурами-расширителями или штангами - уширителями пантографного типа.	Эллиптический цилиндр, конусное или полусферическое (в зависимости от типа расширителя)	В различных грунтовых условиях, но при наличии тиксотропных грунтов следует определять их степень снижения прочностных характеристик. В случае залегания толщи песчаных грунтов оценить степень их уплотнения [1].
		2) формование за счёт глубинного уплотнения грунта трамбовкой	Эллиптический цилиндр	
		3) за счёт ударов сердечника по бетонной смеси	Полусферическое	
		4) Втрамбовывание жёсткого материала (щебень, гравий и т.д.)	Эллиптический цилиндр	
		5) Электроразрядная технология	Конусное, сферическое	
		6) взрывной способ	Сферическое	Рекомендуется выполнять, когда нижняя часть сваи находится в устойчивом связном грунте
4	Набивная с многоместными уширениями под углом наклона	1) Нагнетание через инъекторы маловязких растворов с определённым шагом на теле сваи 2) Вытрамбовывание полости в грунте	Многоконусное	Используются в сложных инженерно-геологических условиях, где требуется максимальная несущая способность и устойчивость к разнонаправленным нагрузкам
5	Готовая с многоместными уширениями под углом наклона	Забивка, вдавливание, вибропогружение	Многоконусное	

7.2.3 Предложения по применению способов закрепления оснований для устройства уширений свай инъекционными методами

В табл.7.3 представлены рекомендуемые способы закрепления грунтов под нижним концом свай и по боковой поверхности для устройства уширений и рекомендации по

применению данных технологий в зависимости от расположения уширений относительно тела сваи и их количества. Таблица составлена в результате анализа российского и зарубежного опыта устройства уширений свай с применением химических сотавов [9, 120], а также по результатам экспериментальных, аналитических и чиссленных исследований, выполненных в разделах 2-6 диссертации автора.

Таблица 7.3 - Рекомендации по применению способов закрепления оснований для устройства уширений свай инъекционными методами с выборам места устройства уширений относительно тела сваи и их количества

№ п/п	Наименование способов закрепления оснований для устройства уширений свай	Состав раствора	Область применения	Расположение уширения относительно тела сваи/количество уширений
1	2	3	4	5
СИЛИКАТИЗАЦИЯ				
1.	Двухрастворная силикатизация на основе силиката натрия и хлористого кальция	$Na_2OnSiO_2 + CaCl_2 + mH_2O = nSiO_2 (m-1) + Ca(OH)_2 + 2NaCl$	Щелочная среда. Гравелистые пески крупные и средней крупности	Концевое/ одиночное
2.	Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты	$3Na_2Si0_3 + H_2SiF_6 + 3H_20 > 6NaF + 4\ H_2Si0_3$	В песках средней крупности, мелких и пылеватых, в том числе карбонатных	
3.	Однорастворная силикатизации на основе силиката натрия	$Na_2OS_iO_2 + H_2S0_4 + A1_2(SO_4)3 + H_2O – S_iO_2(w – I)H_2O + Na_2S0_4 + AI_2(S0_4)_3$	В просадочных грунтах, обладающих емкостью поглощения не менее 10 мг-экв на 100 г сухого грунта и степенью влажности не более 0,7	
4	Электросиликатизация	Силикат натрия, хлористый кальций, постоянный электрический ток	малопроницаемые грунты - пылеватые пески, супеси и легкие суглинки	
СМОЛИЗАЦИЯ				
5	Однорастворная двухкомпонентная смолизация	смесь водного раствора карбомидной смолы марок М, М-2, М-3, МФ-17 с соляной или щавелевой кислотой	Закрепление сухих и водонасыщенных песчаных грунтов от пылеватых до гравелистых, имеющих коэффициент фильтрации от 50 до 0,1 м/сут	Концевое/ одиночное

Продолжение таблицы 7.3

ЦЕМЕНТАЦИЯ				
6	Цементация на основе цементных, цементно- песчаных и цементно-глинистых растворов	цемент, песок, глина	Крупнозернистые пески, горные трещиноватые породы.	На теле сваи/ многоместные. Концевое/ одиночное
7	Виброинъекционная цементация с гидроразрывом	цемент	Просадочные суглинки, насыпанные грунты, «писчие» мела, мелко-зернистые пылеватые обводненные пылеватые обводненные пески	
8	Цементация с применением добавок	цемент, гидрофобные, и гидрофильные пластификаторы		
ГЛИНИЗАЦИЯ				
9	Глинизация	глинистый раствор плотностью 1,2—1,3 г/см3. В результате повышения давления (более 2 МПа) вода из глинистого раствора отжимается, обезвоженное глинистое тесто плотно заполняет пустоты и придаст породе водонепроницаемость.	В гравелистых и трещиноватых грунтах, в которых коэффициент фильтрации находится в пределах от 50 до 5000 м/сут.	Концевое/ одиночное
БИТУМИЗАЦИЯ				
10	Горячая битумизация	Расплавленный битум (нефтяные или сланцевые)	Для создания водопроницаемых завес в песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации 50–100 м/сут и для придания крепи выработки водонепроницаемости.	Концевое/ одиночное
11	Холодная битумизация	Битумная эмульсия состоит из капелек битума размером 1-10 мкм, диспергированных в воде (концентрация 50-65 %). Стабильность системы поддерживается эмульгаторами (ПАВ — до 3,5 %).	Для трещиноватых грунтов метод холодной битумизации применим при удельном водопоглощении 0,1–1,0 л/мин	
АММОНИЗАЦИЯ				
12	Аммонизация	газообразный аммиак	Закрепление лёссовых просадочных грунтов	Концевое/ одиночное

Продолжение таблицы 7.3

ТЕРМИЧЕСКИЙ МЕТОД				
13	Термический способ на основе сжигания топлива в скважине.	Высокие температуры получают с помощью сжигания в пробуренных скважинах (диаметром до 200 мм и глубиной 6... 15 м) горючих материалов, солярного масла, мазута или природного газа. Стоимость термического метода достаточно высока по сравнению с другими методами при диаметре закрепляемого грунта 1,5...3 м.	При закреплении пылевато-глинистых, в том числе и просадочных грунтов этот метод основывается на увеличении прочности структурных связей под действием высоких температур (спекание	Концевое/ одиночное
ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ				
14	Электрохимический способ	Как установлено исследованиями, при электрохимическом закреплении грунта происходят три процесса: электроосмос, реакция обмена и структурообразованиеалюмогеля	Для закрепления слабых малопроницаемых грунтов [8]	На теле сваи/ многоместные. Концевое/ одиночное
15	Комбинированный способ	применение электрического тока и химических растворов, вводимых в грунт под давлением	Для закрепления слабых малопроницаемых грунтов, представленных мелкими песками, суглинками и супесями	
СТРУЙНАЯ ГЕОТЕХНОЛОГИЯ				
16	Струйная геотехнология	Портландцемент, шлакощелочные цементы, кальцинированная сода, метасиликат натрия, дисиликат натрия, едкий натр, жидкое стекло, поташ и др.	Организация подземного пространства, подтопляемые территории, водонасыщенные грунты, грунты с плывунами и карстовыми провалами, слабые грунты с оползневыми свойствами и многое другое [9, 120]	На теле сваи/ многоместные. Концевое/ одиночное

7.2.4 Предложения по проектированию свайно-плитных фундаментов с уширениями

По результатам исследований в разделах 6 и 7 рекомендовано разделять расчётные схемы для свайно-плитных фундаментов с уширениями по типам расположения уширений относительно тела сваи и определять их как отстоящие друг от друга на расстоянии a_1, примыкающие или пересекающиеся друг с другом:

1) с поверхностными уширениями в виде клиньев или ступеней отстоящими друг от друга на расстоянии a_1;
2) с поверхностными уширениями в виде клиньев или ступеней примыкающими друг к другу, то есть при a_1=0 (в данном случае фундаментная плита по прочностным, деформационным и экономическим показателям может не возводиться);
3) с концевыми уширениями (жёсткими), отстоящими друг от друга на расстоянии a_1;
4) с концевыми уширениями, пересекающими друг друга;
5) с многоместными уширениями, отстоящими друг от друга на расстоянии a_1;
6) с многоместными уширениями, пересекающими друг от друга.

Возможно, что могут быть в дальнейшем выявлены и другие расчётные схемы для свайно-плитных фундаментов с уширениями по типам расположения уширений относительно тела сваи и друг друга.

Для расчётных схем из свай с поверхностными уширениями в виде клиньев и в виде ступеней рекомендуется применять величину a_1 от 0 до $3d_{уш}$ - $4d_{уш}$. При значении расстояния между поверхностными уширениями равном нулю, работа плиты может быть полностью заменена работой верхних граней поверхностных уширений высотой до 1/4 - 1/6 от длины сваи. В случае поверхностного уширения это может быть верхняя ступень, то есть устройство уширений впритык друг к другу позволит сократить расходы на устройство фундамента за счет исключения из него плиты.

Для расчётных схем из свай с концевыми уширениями величину a_1 рекомендуется изменять от 0 до $6d_{уш}$. При значении расстояния между концевыми уширениями равном нулю, то есть когда наблюдаются пересечения радиусов уширений, работа куста может быть представлена как работа коробчатого фундамента. Комбинированная основа конструктива такого фундамента представлена, как и у классических коробчатых фундаментов глубокого заложения.

Рекомендуется в работе кустов свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями в расчётах учитывать ни четыре, как по ранее применяемой классической методики [14] для обычных свай, а шесть активных зон, а именно:

- *первая зона* – внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи со сферическим концевым уширением крайнего ряда;

- *вторая зона* расположена в межсвайном пространстве крайнего ряда свай со сферическим концевым уширением;

- *третья зона* расположена в околосферическом пространстве вокруг уширения с радиусами соответственно 2-3$d_{уш}$ и 5-7$d_{уш}$;

- *четвёртая и пятая зоны* - по внутренней поверхности крайнего ряда свай со сферическим концевым уширением;

- *шестая зона* не имеет чёткой границы и не оказывает влияния на несущую способность фундамента, грунт из уплотнённого состояния этой зоны постепенно переходит в природный; в исследованиях изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента в зависимости от физико-механических характеристик грунта вокруг свайного фундамента выделяют несколько зон уплотнения.

Для группы свай с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев и ступеней внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда следует учитывать в расчётах, что плотность может быть увеличена до 50% и более при их устройстве, что в 2,3 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а увеличение удельного сцепления в 4 раза и более. Во второй зоне также наблюдается увеличение на 38% и более. Третья и четвёртая зоны - в около свайном пространстве с радиусами 2-3*d* и 5-7*d*. плотность увеличивает соответственно на 28% и 15% и более, а удельное сцепление - почти в 1,5 раза.

Рекомендуется при анализе работы таких конструкций учитывать неравномерность распределения в кустах свай с уширениями нагрузок на угловые, средние и центральные сваи. Распределение несущей способности в полученных исследованиях осуществлялось следующим образом: угловые сваи – от 21% до 11,6%; крайние боковые сваи – от 13,2% до 17,6 % и центральные сваи – от 3,2% до 10,6%. Определено, что с увеличением шага свай с уширениями, увеличивается и нагрузка, воспринимаемая плитой, так при шаге свай 3$d_{уш}$ плита воспринимает 12 - 20% приложенной нагрузки, а при шаге 6$d_{уш}$ - 25%.

Свайно-плитные фундаменты с концевыми уширениями рекомендуется применять в случаях работы их на выдёргивание, например, при работе наклонных пилонов, как несущих конструкций большепролётных покрытий сооружений, опор ЛЭП и других конструкций.

7.2.5 Предложения по проектированию свай с уширениями при сейсмических воздействиях

Выявлено, что устройство уширений свай на поверхности или свай с наклонными боковыми гранями эффективны для слабых и структурно-неустойчивых грунтах, расположенных у поверхности земли, то есть данные конструкции фундаментов эффективны при применении в основном коротких свай. В связи с чем, по результатам исследований можно рекомендовать инженерам-практикам проектировать при сейсмических воздействиях длинные сваи с концевыми или многоместными уширениями.

В связи с тем, что динамическая жесткость группы свай с уширениями в любом режиме вибрации и колебания не может быть вычислена простым сложением жесткости отдельных свай, так как на каждую сваю с уширениями влияет не только ее собственная нагрузка, но и нагрузка и прогиб соседних свай, стоит учитывать при безопасном проектировании, что точно так же сейсмическая реакция группы свай с уширениями может отличаться по существу из отклика каждой отдельной сваи, из-за дополнительных деформаций передающихся от соседних свай.

При выборе расчётной схемы для свайно-плитного фундамента из длинных свай с уширениями необходимо при разжижении грунта идеализировать боковыми и вертикальными грунтовыми пружинами, которые представляют собой ограничение окружающих грунтов, то есть с помощью двумерной дискретной модели, состоящей из ряда балок и пружин грунта, как показано на рис. 6.44.

При выполнении детальных расчетов свайно-плитных фундаментов с уширениями, описывающих сейсмическое воздействие на грунт от разжижжения, можно использовать, по аналогии для фундаментов из обычных свай, либо стандартные расчетные спектры реакций, предусмотренные строительными нормами, либо подобрать индивидуальные спектры, соответствующие конкретному месту строительства. Подбор этих спектров должен осуществляться в соответствии с установленными методиками, регламентирующими их определение, использование и анализ.

Для свайно-плитного фундамента с концевыми уширениями необходимо проводить анализ излома центральных, угловых и боковых свай с помощью аналитических и численных методов. Доказано, что при дискретизации модели при изломе свай в кусте под углом 45^0 (частный случай), когда дислокация разлома ΔF увеличивается до 2 м, максимальная кривизна свай с уширениями достигает предельной кривизны φ_u в уровне ниже 2/3 от длины сваи, 1/2 и в

уровне 1/3 от длины сваи у левой боковой, центральной и правой боковой свай, соответственно, что подтверждено и численным анализом.

Выполненные расчёты показывают, что длина закрепления в твердом слое сваи с уширением, не поддающемся разжижению, в 3-6 раз должна превышать её диаметр. А основная нагрузка передаётся через уширение, то есть через увеличившуюся площадь опирания, даже при потере бокового трения уширение обеспечивает надёжную опору. В связи с чем, в нормативной литературе должны существовать требования к минимальному диаметру сваи с уширениями и без них в зависимости от возможной глубины разжижения, что являеться предпосылками при безопасном проектировании свайных фундаментов для зон с сейсмической активностью.

7.3 Методология расчёта свайных фундаментов с уширениями

Методология расчёта свайных фундаментов с уширениями - это учение об упорядоченной организации расчётной деятельности в целостную систему с чётко определёнными характеристиками, логической структурой и процессом ее осуществления.

Не всякая деятельность нуждается в организации, в применении методологии, например, однообразная, повторяющаяся, хорошо освоенная деятельность в применении методологии не нуждается. Расчёт и проектирования свайных фундаментов с уширениями не относиться к часто повторяющейся и однообразной деятельности, как уже было отмечено в результате анализа в первом разделе диссертационного исследования.

Критериями научности нового знания в методологии проектирования свайных фундаментов с уширениями являются: обоснованность логически выстроенных выводов и системность, как логически организованное прогрессивное научное знание, полученное в результате многолетних экспериментальных, аналитических исследований, численного моделирования, опыта проектирования, строительства и эксплуатации.

Методология расчёта фундаментов из свай с уширениями включает следующие 6 этапов (рис. 7.1, 7.2) для свай с уширениями на поверхности, на конце, на стволе (одиночные) и с несколькими (многоместными) уширениями готового и набивного типа: сбор исходных данных согласно СП; определение схем приложения нагрузок (статические, динамические, сейсмические, выдёргивающие, комбинация нескольких видов); выбор местоположения и количества уширений на теле сваи в зависимости от физико-механических свойств грунтового основания при статических нагрузках и физических при динамических воздействиях; выбора

материала, технологии устройства уширений свай; выбор формы для формирования расчётных схем и оценку наиболее эффективного варианта в результате выбранных методов расчёта. Этапы разработаны для следующих типов уширений свай: на поверхности, на стволе, на конце и с несколькими уширениями готового и набивного типа.

На этапе III (рис. 7.1) даны рекомендации выбора местоположения и количества уширений на теле сваи в зависимости от следующих физико-механических и физических свойств грунтового основания: просадочный макропористый грунт, в суглинках и глинах от полутвердой до текуче пластичной консистенции $0,1 \leq I_l \leq 0,5$ при $t_{сл.гр.}$ не менее 1/4 $L_{св}$ от поверхности; в случае, когда под сваей на небольшой глубине расположены грунты средней сжимаемости при $0,01 < m < 0,1$; под сваей все типы слабых и (или) структурно-неустойчивых грунтов при C_u <0,075 МПа и E <5 Мпа; в определённых инженерно-геологических сложных условиях, когда закрепление грунта необходимо проводить с определённым шагом на стволе сваи, либо в периодически встречающихся грунтовых слоях при C_u <0,075 МПа и E <5 МПа и в определённых инженерно-геологических сложных условиях, когда закрепление грунта необходимо проводить одноместно в уровне 1/3 - 1/2 от уровня верха «дневной поверхности», или длины сваи, в связи с наличием грунтового слоя, характеризующегося как слабый и (или) структурно-неустойчивый. На этапе IV (рис. 7.2) выбора материала и технологии устройства уширений свай в зависимости от их типа предлагается выбор строительного материала для устройства уширений: грунт высокой прочности, щебень, гравий, зернистый материал, бетон, железобетон, полимербетон, инъецируемые растворы, композитные и комбинированные материалы.

Для готовых свай с уширениями на верху, на конце, на стволе или с несколькими уширениями наиболее эффективными технологиями погружения является забивка, вдавливание и погружение в предварительно разработанную выемку. Для свай с уширениями набивного типа на конце, на теле и с несколькими уширениями технологиями их устройства могут быть инъецирование, механическое расширение, ударный способпо бетону, разрядноимпульсный метод [126]. Раскатывание грунта, устройство в предварительной готовой оболочке, втрамбовывание, термический способ и взрывной – эти технологии наиболее эффективны для уширений набивного типа, расположенных на конце, на стволе и с многоместными уширениями, что и отражено в методологии на этапе IV.

Рисунок 7.2 - Этапы сбора, анализа исходных данных, выбора схемы приложения нагрузок и уширений в методологии

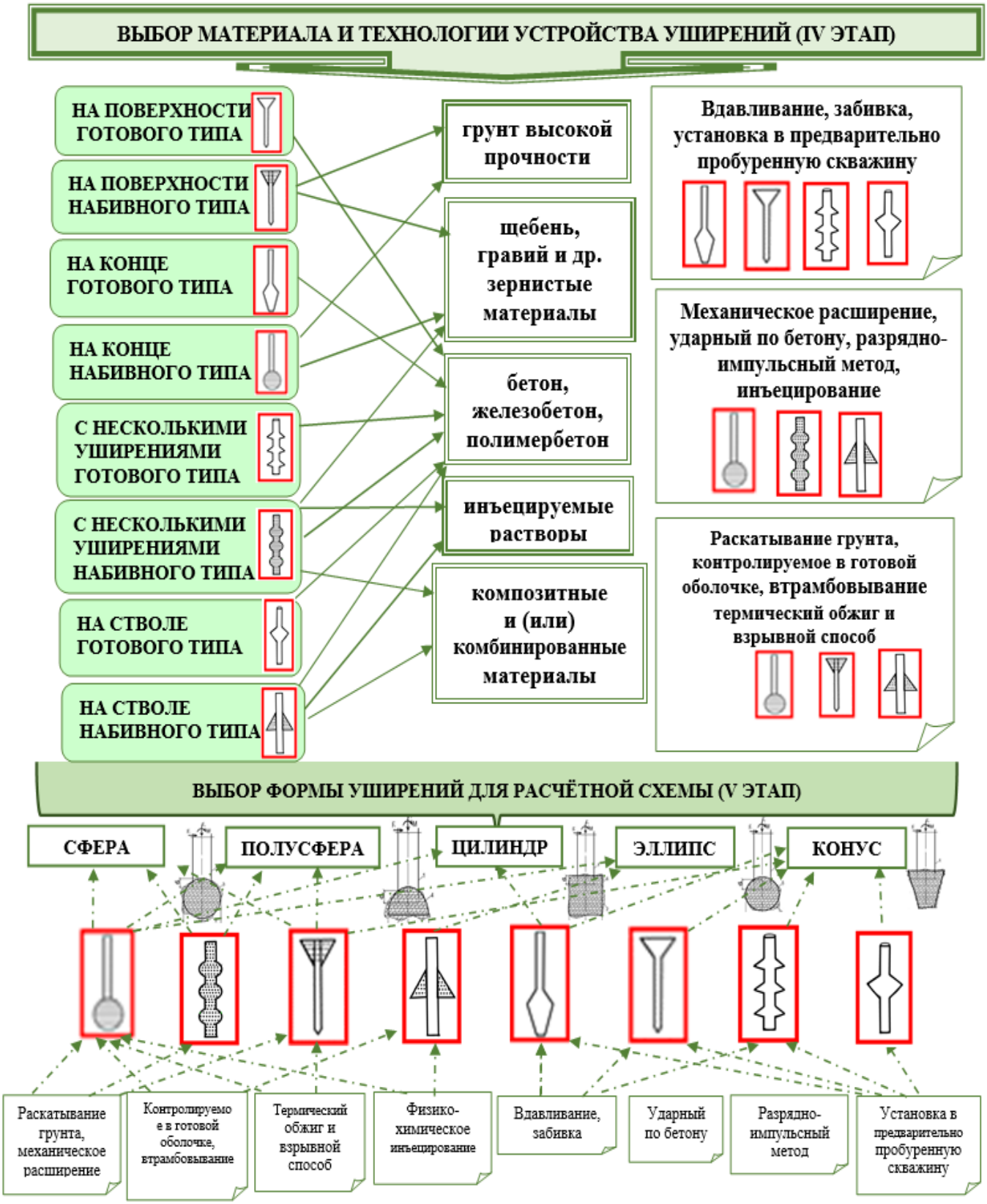


Рисунок 7.3 - Этапы выбора материала, технологии устройства уширений свай, их формы для формирования расчётных схем в методологии

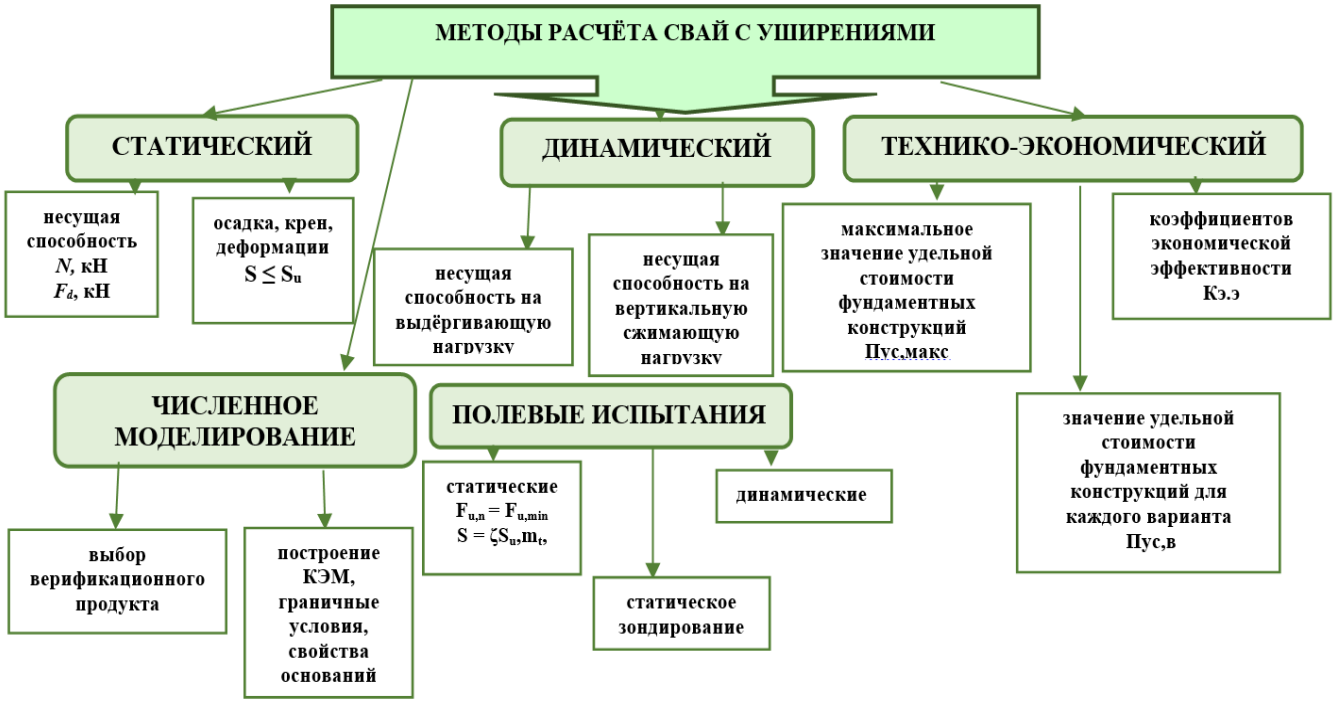


Рисунок 7.4 - Основные показатели методов расчёта свай с уширениями

Этап VI характеризуется в методологии выбором методов расчёта свай с уширениями и их параметрических вводных данных для расчёта. Согласно СП при разработке свайных фундаментов необходимо руководствоваться и принимать во внимание: а) данные геотехнических изысканий, проведенных для возведения объекта; б) информацией о сейсмической активности региона строительства; в) сведениями о функциональном назначении, конструктивных особенностях, применяемых технологиях и условиях использования здания; г) воздействующих на фундамент нагрузках; д) состоянии окружающей застройки и потенциальном влиянии на нее нового строительства; е) экологическим законодательством; ж) технико-экономическому обоснованию выбора оптимальных проектных решений; и) геологической основе или цифровой модели территории (ЦМТ), включающей информацию о подземных и наземных коммуникациях и объектах; к) техническими регламентами, предоставленными компетентными организациями. Обязательно требуется проведение расчетов одиночных свай с уширениями и их групп по статической, динамической и технико-экономической составляющим.

7.4 Внедрение результатов исследований в практику проектирования, строительства, эксплуатации и проведения строительно-технических экспертиз геоподосновы, оснований и фундаментов

Внедрение результатов работы осуществлено непосредственно при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений, проведении строительно-технической экспертизы, а также при берегоукреплении территорий. Рассмотрим кратко некоторые объекты внедрения.

1) На этапе берегоукрепления реки Волги города Астрахани в створе ул. Розы Люксембург при вдавливании свай-оболочек диаметром 630 мм устраивалась уширенная пята путём нагнетания бетонной смеси в забой лидирующей скважины (рис. 7.5). Проектирование свай с уширениями и оценка напряжённо-деформированного состояния осуществлялось по разработанным методикам автора. Вторая применяемая технология при строительстве на намывных грунтах вдоль береговой зоны - это втрамбовывание щебня различной фракции в забой скважин глубинной трамбовкой и уплотнение на поверхности (рис. 7.6). Цель реализации проекта - сохранение прибрежных зон водоёмов в населённых пунктах региона на базе мониторинга обрушения и разработка оптимального способа закрепления с учётом экономической эффективности внедрения. В г. Астрахани на строительных площадках малоэтажных зданий индивидуальной постройки вдоль береговой зоны реки Волги и её притоков, в результате некогда проводимых мероприятий по углублению русла, постепенно образовался неоднородный, с различным механическим составом в разных местах карты, намывной грунт. Вследствие изменений структуры грунта со временем, а также за счёт колебаний уровня грунтовых вод при строительстве даже двухэтажных коттеджей, чтобы избежать неравномерных осадок и передать нагрузки на более плотные породы грунта, необходимо устраивать свайный фундамент с длиной свай 6 и более метров. Это значительно увеличивало затраты на производство работ нулевого цикла по сравнению с возведением аналогичного здания на основаниях с применением фундамента мелкого заложения.

Рисунок 7.5 - Фотофиксация вдавливания свай-оболочек с ранее устроенной уширенной пятой путём нагнетания бетонной смеси в забой лидирующей скважины при берегоукреплении

Рисунок 7.6 - Уплотнение намывного грунта вдоль береговой зоны в котловане

Рисунок 7.7 - Уплотнение намывного грунта в забое скважины для микросвай

Во избежание выпучивания грунта в зимний период по всему периметру здания была разработана траншея глубиной 1,5 м с послойным втрамбовыванием щебня в 1,0-2,0 размера щебня различной фракции 15-50 мм на глубину 0,5 м (до отказа щебня) на поверхности и в разработанных скважинах для микросвай длиной до 3 метров. На следующем этапе проводились испытания которые показали снижение осадки штампа в забое уплотнённой щебнем скважины под микросваи и на поверхности в 1,8-5,3 раза [77, 128, 140, 172, 325]. По результатам берегоукрепления запатентована технология способа создания сваи-шпоры с

концевым уширением, как защитной ограждающей конструкции при берегоукреплении, которая подробно описана в п. 2.3.6 [102, 189].

2) На стадии вариантного проектирования с помощью программного комплекса MIDAS GTS NX групп фундаментов из буронабивных свай с концевыми уширениями под пилоны высотных зданий: жилого комплекса «ПРАЙМ ПАРК», расположенного в г. Москве на Ленинградском проспекте (вл. 37), для определения жесткости свай; многофункционального жилого комплекса(Лот 9) с подземной автостоянкой, подлежащей возведению на земельном участке, расположенным по адресу : г. Москва, ЮАО, ул. Автозаводская, вл. 23, участок №34 К свайному кусту пошагово была приложена вертикальная нагрузка значением 2000т и горизонтальная нагрузка значением 220т. Шаг приращения вертикальной нагрузки 100т, горизонтальной 11т. Расчетная область моделирования принята размерами в плане 6х30,3м и 30м в глубину. Количество конечных элементов – 155864; Количество узлов – 82400. Некоторые результаты расчета представлены на рис. 7.8 и 7.9.

По результатам расчёта выявлено:

- зависимость горизонтальных перемещений свайного куста от горизонтальной нагрузки является линейной (в пределах заданной нагрузки), при нагрузке 220т перемещения составили составила 14,1мм;

- зависимость осадки свайного куста с концевыми цилиндрическими уширениями от вертикальной нагрузки также является линейной (в пределах заданной нагрузки), при нагрузке 2000т осадка составила 65,8мм;

жесткость свайного куста с уширениями на вертикальную нагрузку составляет К=2000/0,0658=30395,1т/м, на горизонтальную нагрузку - К=220/0,0141=15602,8т/м;- жесткость одной сваи с концевым цилиндрическим уширением на вертикальную нагрузку составляет К=30395,1/6=5065,9≈5100т/м, на горизонтальную нагрузку -К=15602,8/6=2600,5≈2600т/м [120].

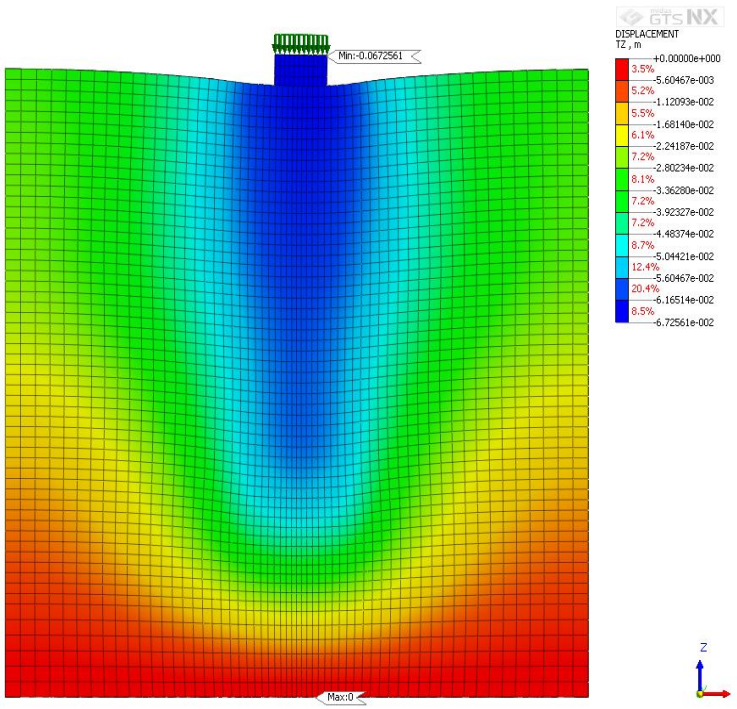


Рисунок 7.8 - Вертикальные перемещения грунтового массива с кустом свай с концевыми цилиндрическими уширениями на последнем этапе загружения

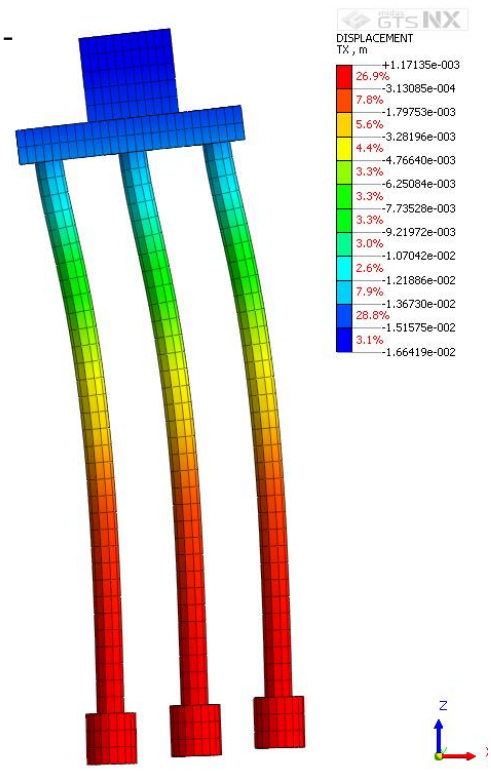


Рисунок 7.9 - Горизонтальные перемещения куста свай с концевыми цилиндрическими уширениями

3) В 2011 году на строительной площадке г. Астрахани, расположенной по ул. Амурская строительной компанией «ИНВЕСТ-СТРОЙ» для возведения свайного фундамента здания трансформаторной и электрической подстанции для микрорайона на просадочных грунтах был применён способ закрепления слабого основания - цементация с использованием химических добавок. Автором исследований был произведён расчёт оптимального водоцементного отношения, давления нагнетания раствора, радиуса закрепления грунта под нижним концом сваи и расход цементного раствора на 1 м^3 укреплённого объёма грунта, а так же даны рекомендации по внедрению, о чём свидетельствует акт выполненных работ. На площадке были отработаны также составы силикатизации, битумизации и термического закрепления грунта под нижним концом сваи. По результатам внедрения составлены рекомендации для внедрения по закреплению слабых грунтов под нижним концом свай в п. 7.2.

4) При проведении строительно-технических экспертиз фундаментов глубокого заложения эксплуатируемых зданий и сооружений, расположенных в Астраханской, Волгоградских и Московских областях (рис. 7.10). Разработана методики испытаний

фундаментов из свай с уширениями на строительной площадке с использованием спектрально-временного анализа на базе малоканальной цифровой сейсмостанции и статической пенетрацией с помощью пенетрометра (7.11).

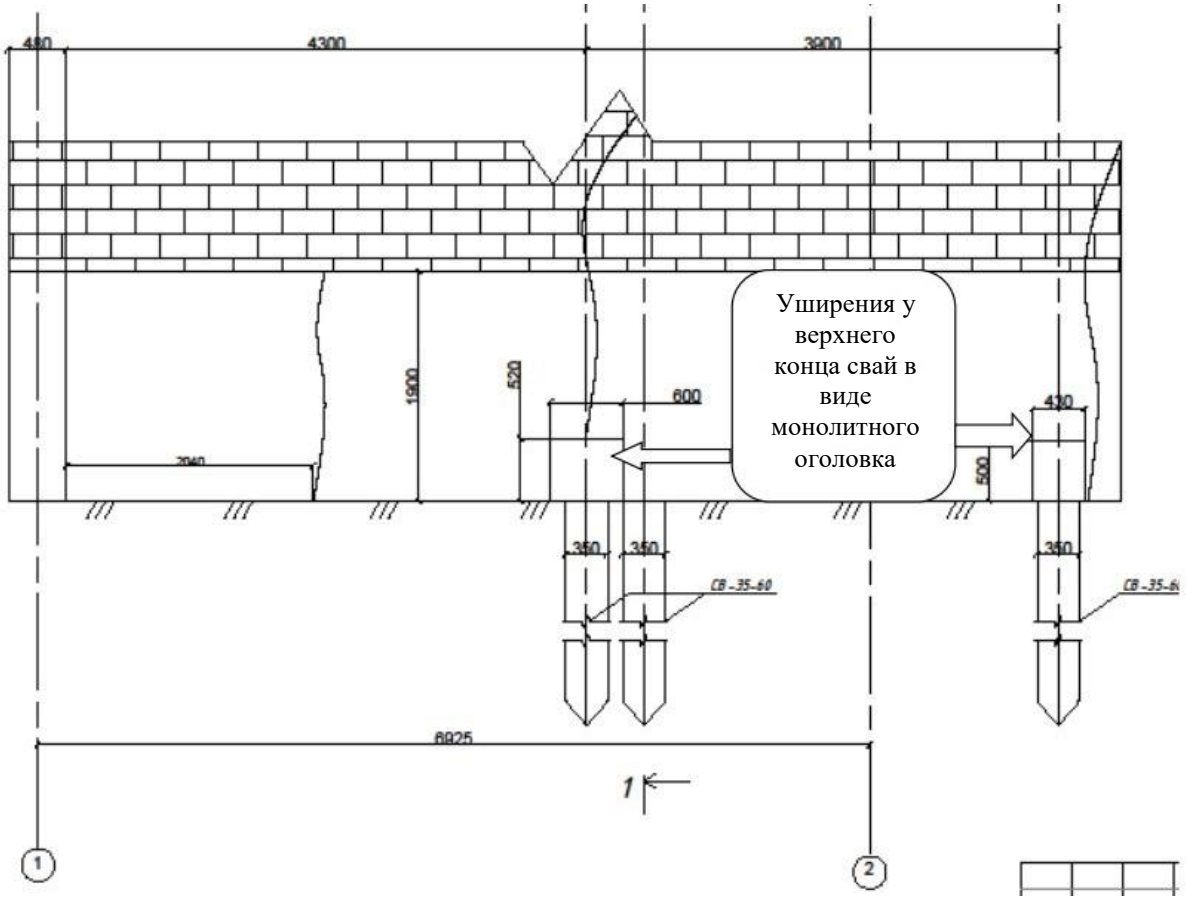


Рисунок 7.10 – Разрез по фасаду подвальной части и свай с поверхностными уширениями в виде монолитного оголовка 5-ти этажного здания при проведении строительно-технической экспертизы

Рисунок 7.11 - Испытание свай с концевыми уширениями и определение физических параметров окологрунтового основания с использованием спектрально-временного анализа на базе малоканальной цифровой сейсмостанции

5) При расчёте усиления свайных фундаментов с расширенной верхней частью в виде ступеней малоэтажных жилых домов, расположенных вдоль береговой линии в зоне реки Ока города Пущино Чеховского района Московской области (рис. 7.12 – 7.14).

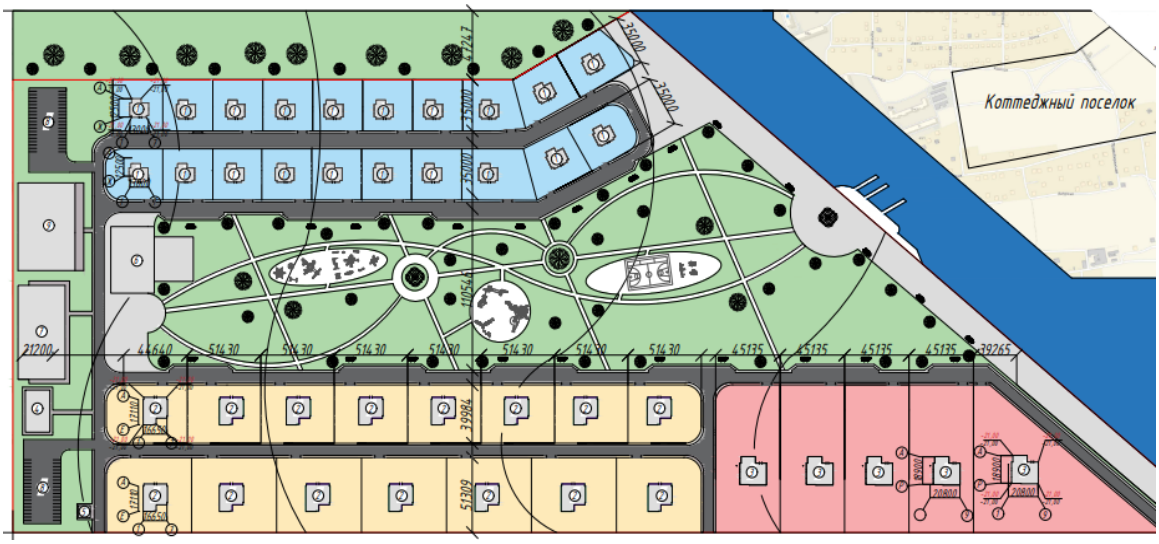


Рисунок 7.12 - Генеральный план коттеджного посёлка в Московской области

Рисунок 7.13 – Устройство ступеней у поверхности забивных свай путём заливки бетоном, последующей засыпкой грунтом и уплотнением

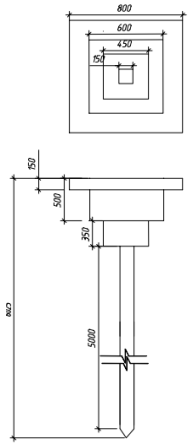


Рисунок 7.14 – Конструкция сваи с поверхностным монолитным уширением из ступеней в проекте

6) При вариантном проектировании фундаментов глубокого заложения многоэтажного жилого здания, расположенного на структурно-неустойчивых основаниях береговой зоны в селе Гамиях Республики Дагестан. Рассмотрен свайно-плитный фундамент из куста 12-ти буронабивных свай с концевыми цилиндрическими уширениями под пилоны. Выполнен анализ напряжённо-деформированного состояния с помощью программного комплекса MIDAS GTS NX (рис. 7.15 - 7.17).

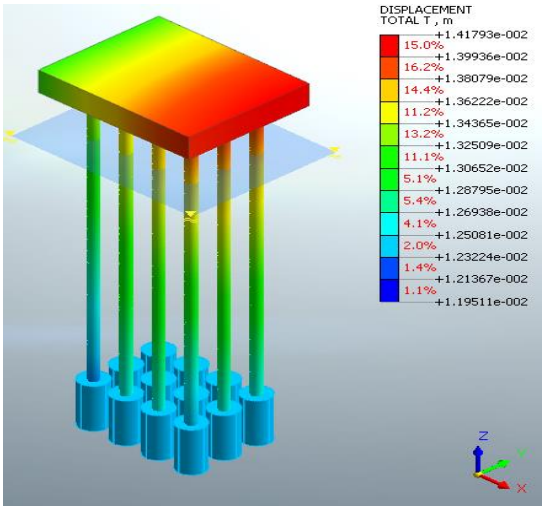


Рисунок 7.15 - Осадка свайно-плитного фундамента с концевыми уширениями под пилоны здания U_{max}= 1,417 см; U_{min}= 1,195 см

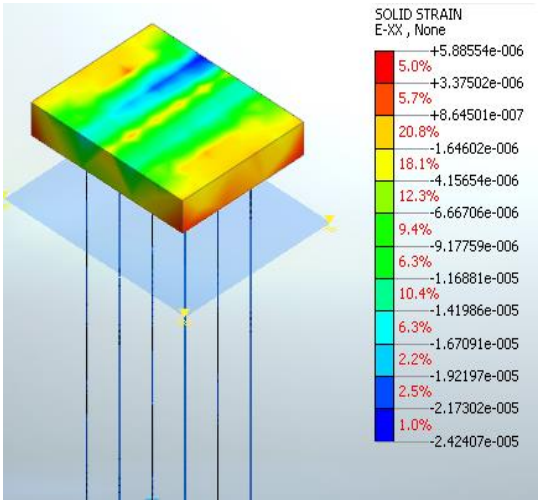


Рисунок 7.16 - Упругая деформация относительно оси X $\varepsilon_{x,max}$= 7,481*10^7 Па; $\varepsilon_{x,min}$ = -3,098*10^6 Па

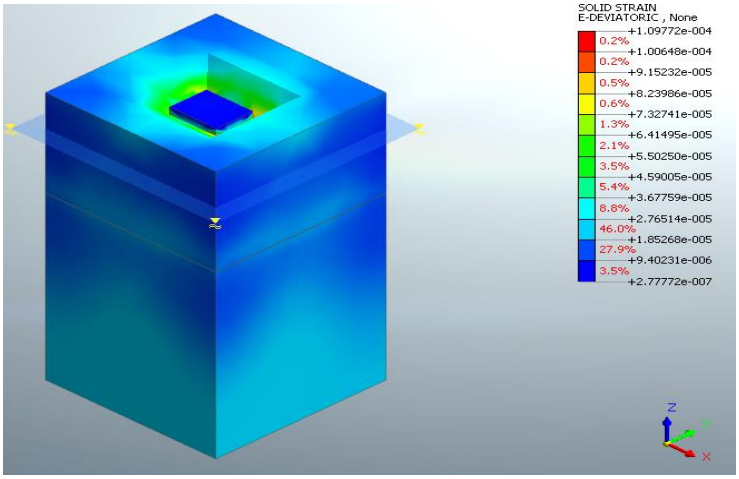


Рисунок 7.17 Девиаторная деформация q_{max} = 1,098*10^4 Мпа; q_{min}= 2,777*10^7 Мпа

Результаты диссертационной работы внедрены в учебный процесс Российского университета транспорта (РУТ МИИТ) и Астраханского государственного архитектурно-строительного университета (ГАОУ АО ВО АГАСУ). Акты внедрения результатов диссертационных исследований представлены в приложении Б на стр. 441.

Выводы по разделу 7:

1. Экономическая эффективность от возведения свайных полей с уширениями из свай готового типа по сравнению со свайным полем без уширения с учётом одинаковой

несущей способности по грунту составили от 32% до 51%, для свайных полей с уширениями из буронабивных свай - 11%.

2. Разработана методология проектирования фундаментов из свай с уширениями для структурно-неустойчивых и слабых грунтов, базирующаяся на основных принципах формообразования конструктивных решений свайных фундаментов, увязанных с технологией производства, включающий пять основных принципов классической теории: «подбор строительных материалов и технологий для устройства уширений свай», «комплектность сочетания конструкции, материала и технологий», «обеспечение деформационных и прочностных характеристик», «оптимизация формообразования в сложных грунтовых условиях» и «энергоэффективность и экономичность».

3. Разработана методология расчёта фундаментов из свай с уширениями для структурно-неустойчивых и слабых грунтов включает следующие 6 этапов для свай с уширениями на поверхности, на конце, на стволе (одиночные) и с несколькими (многоместными) уширениями готового и набивного типа: сбор исходных данных согласно СП; определение схем приложения нагрузок (статические, динамические, сейсмические, выдёргивающие, комбинация нескольких видов); выбор местоположения и количества уширений на теле сваи в зависимости от физико-механических свойств грунтового основания при статических нагрузках и физических при динамических воздействиях; выбора материала, технологии устройства уширений свай; выбор формы для формирования расчётных схем и оценку наиболее эффективного варианта в результате выбранных методов расчёта.

4. Внедрение результатов исследований в практику проектирования, строительства, эксплуатации и проведения строительно-технических экспертиз геоподосновы, оснований и фундаментов показало высокую технико-экономическую эффективность от использования свайных фундаментов с концевыми и (или) поверхностными уширениями по сравнению с фундаментами других конструктивных решений.

5. Перспективы дальнейших исследований одиночных и групп свай с поверхностными и (или) концевыми уширениями будут способствовать повышению несущей способности и эффективности таких фундаментов, снижению материалоемкости и стоимости строительства, развитию технологий устройства свай с уширениями, Улучшение долговечности и надежности фундаментов и адаптации к сложным грунтовым условиям

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1) Проведён анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований конструкций фундаментов из свай с уширениями, опубликованных в научной литературе и нормативной документации, который показал, что практика применения свай с уширениями была редким явлением. Научные исследования касались только отдельных форм концевых уширений, без учёта многообразия конструктивных решений и технологии устройства, работы группы свай, видов статических и динамических воздействий, что не позволяло принимать оптимальное конструктивное решение. Отсутствие научно- обоснованной методологии проектирования негативно влияет на материалоемкость и экономичность таких решений, сдерживает широкое внедрение в практику строительства эффективных конструкций свай с концевыми и поверхностными уширениями. При этом вид и форма уширения, закономерности их взаимодействия с окологрунтовым массивом в значительной степени зависят от технологии устройства.

2) Проведены лабораторные, натурные и численные исследования работы свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями для выявления особенностей взаимодействия их с окологрунтовым основанием. Лабораторные и натурные исследования одиночных свай с уширениями и их групп, выполненные разбуриванием, вдавливанием, раскатыванием грунта, физико-химическим инъецированием, термическим обжигом, глубинным втрамбовыванием щебня, показали повышение несущей способности в 1,5 - 3 раза и снижение осадки до 4 - 6-ти раз и более по сравнению с обычными призматическими сваями в одинаковых грунтовых условиях. Экспериментально подтверждено, что уширения в поперечном сечении приобретают форму - усечённого конуса, эллипсоида, сферы, полусферы или цилиндра, в зависимости от технологии изготовления и применяемых строительных материалов.

3) Выполнены численные исследования напряжённо-деформированного состояния свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями при статических и динамических воздействиях; выявлено, что необходимо учитывать зону уплотнения грунта вокруг уширения, полученного набивным способом; что учитывается в расчётной схеме конечно-элементной областью толщиной не менее 1,5 - 2 $d_{уш}$ такого же формообразования. В кустах свай с уширениями нагрузка на угловые сваи составляет 110% несущей способности, усреднённой на одну сваю куста, а на средние сваи крайних рядов - 80%; распределение несущей способности осуществлялось для угловых свай – от 21% до 11,6%; для крайних боковых – от 13,2% до 17,6 % и центральных свай – от 3,2% до 10,6%.

4) Построены расчётные схемы взаимодействия сваи с концевыми и (или) поверхностными уширениями с окологрунтовым основанием при статических воздействиях. Выявлено, что для расчётных схем из свай: с поверхностными уширениями может изменяться от 0 до $3d_{уш}$ - $4d_{уш}$; при расстоянии между поверхностными уширениями равном нулю, работа плиты полностью заменяется работой верхних граней поверхностных уширений высотой до 1/4 - 1/6 от длины сваи, что позволит сократить расходы на устройство фундамента за счет исключения из него плиты; из свай с концевыми уширениями величина a_1 (расстояние между уширениями) может изменяться от 0 до $6d_{уш}$, при расстоянии между концевыми уширениями равном нулю работа куста может быть представлена как работа коробчатого фундамента. Определено, что с увеличением шага свай с уширениями, увеличивается и нагрузка, воспринимаемая плитой, так при шаге свай $3d_{уш}$ плита воспринимает 12 - 20% приложенной нагрузки, а при шаге $6d_{уш}$ - 25%.

5) Построены расчётные схемы взаимодействия сваи с концевыми и (или) поверхностными уширениями с окологрунтовым основанием при динамических воздействиях. Выявлено, что что длина закрепления в твердом слое длинной сваи с концевым уширением, не поддающемся разжижению, в 3-6 раз должна превышать её диаметр, а основная нагрузка передаётся через уширение, то есть через увеличившуюся площадь опирания, даже при потере бокового трения уширение обеспечивает надёжную опору. Доказано, что при дискретизации модели при изломе длинных свай в кусте с концевыми уширениями под углом 45^0 (частный случай), максимальная кривизна свай с уширениями достигает предельной кривизны φ_u в уровне ниже 2/3 от длины сваи, 1/2 и в уровне 1/3 от длины сваи у левой боковой, центральной и правой боковой свай, соответственно.

6) Разработаны методики расчета свайных фундаментов с концевыми и поверхностными уширениями в условиях статических и динамических (в том числе сейсмических) воздействий: методика деформационного расчёта коротких и длинных свай в линейно-деформируемом основании с учётом сдвига; методика расчёта на статические и динамические, в том числе сейсмические воздействия, основанной на свойствах изображений Фурье финитных функций с кусочно-постоянными и переменными функциями; методика определения осадки одиночных свай с концевыми сферическими и цилиндрическими уширениями; методика определения осадок кустов свай с уширениями; методика определения реактивных силовых факторов в однослойном основании.

7) Выявлены особенности работы фундамента из группы свай с уширениями на статические и динамические воздействия: при расчёте напряжённо-деформированного состояния необходимо в отличие от классической методике для обычных свай, шесть активных зон; первая зона - внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней

боковой поверхности сваи крайнего ряда плотность увеличивается не менее, чем на 50%, что в 2,3 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление - почти в 4 раза, во второй зоне плотность, увеличилась на 38%, а удельное сцепление - в 3 раза, в третьей и четвёртой зонах - в около свайном пространстве с радиусами 2-3$d_{уш}$ и 5-7$d_{уш}$ плотность увеличилась соответственно на 28% и 15%, а удельное сцепление - в 1,5 раза, в пятой и шестой зонах - плотность увеличивалась менее, чем на 15%.

8) Разработаны определяющие принципы конструирования и технологии устройства свай с уширениями, которые включают комплекс инженерных, геотехнических и технологических решений, направленных на повышение несущей способности, устойчивости и долговечности свайных фундаментов. На основе принципов теории формообразования свайных фундаментов с уширениями были сгенерированы новые конструктивно-технологические решения фундаментов из свай с уширениями с получением патентов. Составлена расширенная классификация конструкций свай с уширениями, учитывающая материал уширения для конкретных условий грунтового основания, современные технологии их устройства с разделением на конструкции готового, набивного или комбинированного типа и расположением уширений относительно тела ствола сваи вверху, на стволе, на нижнем конце и с несколькими уширениями.

9) Разработана научно-обоснованная методология проектирования эффективных конструкций и технологии устройства фундаментов из свай с концевыми и (или) поверхностными уширениями на слабых, структурно-неустойчивых грунтах при статических и динамических воздействиях, базирующаяся на основных принципах формообразования конструктивных решений свайных фундаментов, включающая шесть этапов для свай с уширениями на поверхности, на конце, на стволе (одиночные) и с несколькими (многоместными) уширениями готового и набивного типа: сбор исходных данных согласно СП; определение схем приложения нагрузок (статические, динамические, сейсмические, выдёргивающие, комбинация нескольких видов); выбор местоположения и количества уширений на теле сваи в зависимости от физико-механических свойств грунтового основания при статических нагрузках и физических при динамических воздействиях; выбора материала, технологии устройства уширений свай; выбор формы для формирования расчётных схем и оценку наиболее эффективного варианта в результате выбранных методов расчёта.

10) Перспективы дальнейших исследований в области расчета и конструирования фундаментов из свай с уширениями будут направлены на разработку методики деформационного расчёта свай с одно- и многоместными уширениями на действие статических и динамических нагрузок, а также оценка их работы в условиях арктической зоны и других грунтовых условий.

Список литературы

1. Абелев, М. Ю. Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях / М. Ю. Абелев, В. А. Ильичёв, С. Б. Ухов. – М. : Стройиздат, 1986. – 104 с.

2. Абелев, Ю. М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах / Ю. М. Абелев, М. Ю. Абелев. – М.: Стройиздат, 1979.

3. Абовский, Н. П. Формообразование строительных конструкций / Н. П. Абовский, Л. В. Енджиевский, И. С. Инжутов [и др.]; Сибирский федеральный университет, Инженерно-строительный институт. – Красноярск: Сибирский федеральный университет, 2013. – 183 с.

4. Айзенберг, Я. М. Исследование по сейсмостойкости зданий и сооружений / Я. М. Айзенберг. – М.: Госстройиздат, 1960.

5. Акбиев, Р. Т. Об эффективности применения сейсмоизоляции для инженерной защиты от землетрясений / Р. Т. Акбиев, Л. В. Мозжухина, А. М. Уздин, Р. С. Гейдаров // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2024. – № 2(69). – С. 19-23.

6. Акбиев, Р. Т. Оперативная оценка последствий разрушительного землетрясения в Турции (по официальным опубликованным данным СМИ и глобальной сети) / Р. Т. Акбиев, М. С. Абаканов // Геология и окружающая среда. – 2023. – Т. 3, № 1. – С. 35-51.

7. Алехин, В. С. Экспериментальные исследования и численный анализ деформационно-прочностных характеристик буронабивных микросвай с уширенной пятой из щебня / В. С. Алехин, Н. В. Купчикова // . – 2016. – Т. 43, № 4. – С. 123-132.

8. Амосов, А.А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А.А. Амосов, С.Б. Синицын. – Изд-во АСВ, 2001. – 96 с.

9. Ануфриев, Д. П., Купчикова, Н. В. Новые строительные материалы и изделия. Региональные особенности производства. Монография [Текст]/Д. П. Ануфриев, Н. В. Купчикова, Н. А. Страхова и др.- Астраханский инженерно-строительный институт. – Москва: Издательство ассоциации строительных Вузов, 2014 - 200с.

10. Бабенко, В. А. Трубчатые микросваи с уширением в нижней части из втрамбованного жёсткого материала. : автореферат. дис. Кандидата технических наук: 05.23.02 – Днепропетровск, 1996 – Количество страниц: 24с.

11. Барвашов, В. А. Экспериментально-теоретические исследования свайно-плитных фундаментов / В. А. Барвашов, Г. Г. Болдырев // Геотехнические проблемы мегаполисов : Труды международной конференции по геотехнике "Развитие городов и геотехническое строительство", Москва, 07–10 июня 2010 года / Международное общество по механике

грунтов и геотехническому строительству, Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений имени Н.М. Герсеванова, НПО "Георекнструкция-Фундаментпроект". Том 4. – Москва: ПИ "Георекнструкция", 2010. – С. 1209-1212.

12. Бартоломей, А. А. Проблемы свайного фундаментостроения / А. А. Бартоломей // Сб. трудов III междун. конф. – Пермь. ПГТУ, 1992.

13. Бартоломей, А. А. Прогноз осадок сооружений с учётом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций / А. А. Бартоломей. – Пермь. ПГТУ, 1997.

14. Бартоломей, А.А. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов / А. А. Бартоломей. - М.: Стройиздат, 1972, 128 с.

15. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. – М. : Стройиздат, 1982. – 466 с.

16. Бахолдин, Б. В. Несущая способность свай в кусте / Б. В. Бахолдин, Х. А. Джантимиров, Д. Е. Разводовский // Свайные фундаменты. – Москва : Стройиздат, 1991. – С. 41-44.

17. Бахолдин, В. В. К вопросу о сопротивлении грунта по боковой поверхности сваи /В. В. Бахолдин, Н.Т. Игонькин// В сб.: Основания, фундаменты и подземные сооружения. Труды НИИОСП, вып. 58, 1968, С. 9-13.

18. Бекбасаров, И. И. О результатах испытаний плоских моделей свай с несколькими уширениями ствола в лабораторных условиях / И. И. Бекбасаров, Е. И. Атенов, Ж. Кулболдиев // Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий: материалы II Всероссийской конференции с международным участием, Пермь, 26–28 мая 2021 года. – Пермь: Пермский национальный исследовательский политехнический университет, 2021. – С. 57-74.

19. Бекбасаров, И. И. Об экспериментальном оборудовании для забивки и испытаний крупномасштабных моделей свай в полевых условиях / И. И. Бекбасаров, М. Н. Байтемиров, Е. И. Атенов, Н. А. Шаншабаев // Механика и технологии. – 2019. – № 4(66). – С. 134-141.

20. Бекбасаров, И. И. Ударная погружаемость свай с уширениями ствола и их сопротивляемость вдавливающей нагрузке / И. И. Бекбасаров, М. И. Никитенко, Е. И. Атенов // Новости науки Казахстана. – 2020. – № 2(144). – С. 124-134.

21. Беленький, С. Б. Проектирование и устройство свайных фундаментов / С. Б. Беленький [и др.] – М.: Высшая школа, 1983. - 284 с.

22. Березанцев, В. Г. Расчёт одиночных свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил / В. Г. Березанцев. М.: Воениздат, 1946.

23. Березанцев, В. Г. Успехи механики грунтов в Советском Союзе / В. Г. Березанцев [и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. - № 5.

24. Бондаренко, В.М. Федоров, В.С. Модели при решении технических задач [Текст]/В.С.Федоров, В.М. Бондаренко// Перспективы развития строительного комплекса: материалы VIII международной научно-практической конференции/ред. В. А. Гутман, Д. П. Ануфриев – Астрахань: ГАОУ АО ВПО «АИСИ»,2014. – С.262-267.

25. Буслов, А. С. К вопросу о влиянии поперечного сечения горизонтально нагруженной сваи на суммарные величины бокового отпора и трения грунта / А. С. Буслов, Ф. Ф. Зехниев, А. А. Бакулина [и др.] // Вестник НИЦ Строительство. – 2017. – № 2(13). – С. 155-166.

26. Буслов, А. С. Несущая способность горизонтально нагруженной одиночной свайной опоры с лежнями / А. С. Буслов, Е. С. Моховиков // Вестник МГСУ. – 2015. – № 9. – С. 51-60.

27. Буслов, А. С. Расчет перемещений горизонтально нагруженных свай с кольцевыми уширениями в пределах линейных деформаций основания / А. С. Буслов, А. А. Бакулина // Вестник МГСУ. – 2012. – № 11. – С. 38-44.

28. Вознесенский, В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях/ В. А. Вознесенский. Москва: Финансы и статистика, 1981. - 263 с.

29. Винокуров, Л.П. Прямые методы решения пространственных и контактных задач для массивов и фундаментов. Харьков Изд-во ХУ 1956г. 279 с.

30. Воронкова, Г. В. Учет упругого основания при составлении матрицы откликов треугольного конечного элемента в смешанной форме МКЭ / Г. В. Воронкова, С. С. Рекунов // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2007. – № 8. – С. 45-47.

31. Герсеванов, Н. М. Основы динамики грунтовой массы / Н. М. Герсеванов. – М.: Госстройиздат, 1933-1937.

32. Герсеванов, Н. М. Применение математической логики к расчёту сооружений / Н. М. Герсеванов. – М.: ОНТИ, 1923.

33. Герсеванов, Н. М. Собрание сочинений, т. I / Н. М. Герсеванов. – М.: Стройвоенмориздат, 1948.

34. Герсеванов, Н. М. Собрание сочинений, т. I и II / Н. М. Герсеванов. – М. : Стройвоенмориздат, 1958.

35. Глотов, Н. М. Строительство фундаментов глубокого заложения / Н. М. Глотов, К. С. Силин. - Москва: Транспорт, 1985. - 248 с.;

36. Глухов, В. С. Исследование влияния уширения свай в пробитых скважинах на осадку / В. С. Глухов, О. В. Хрянина, М. В. Глухова // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – № 5-2(38). – С. 351а-354.

37. Глухов, В. С. Несущая способность буронабивных свай с уширением, сформированным раскатыванием / В. С. Глухов, П. К. Гаврилов // Информационные технологии в обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений: Материалы XIX международной научно-технической конференции, Новочеркасск, 22–23 октября 2020 года. – Новочеркасск: ООО "Лик", 2020. – С. 146-151.

38. Глухова, М. В. Исследование влияния плиты ростверка на осадку свай с уширением / М. В. Глухова, Ю. С. Галова, В. С. Глухов // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – № 5-2(38). – С. 360-363.

39. Головачёв, А. С. Вибродинамические испытания призматических и пирамидальных свай в различных грунтовых условиях / А. С. Головачёв, В. И. Хазин – труды ЦНИИСа, вып.85. – М.: Транспорт, 1972. – 106 с.

40. Голубков, В.Н. Несущая способность свайных оснований / В.Н. Голубков. М.: Машстройиздат, 1950. - 143с.

41. Гольдштейн, М. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты / М. Н. Гольдштейн, А. А. Царьков, И. И. Черкасов. – М. : Транспорт, 1981.

42. Гольдштейн, М. Н. Механические свойства грунтов [Текст]. - 2-е изд., перераб. - Москва : / М. Н. Гольдштейн. Стройиздат, 1971.

43. Горбунов-Посадов, М. И. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М., 1985.

44. Горбунов-Посадов, М. И. Расчёт конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичёв, В. И. Крутов. – М.: Стройиздат, 1984.

45. Горбунов-Посадов, М. И. Расчёт конструкций на упругом основании. – 2-е изд., перераб. и дополн. / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – М. : Стройиздат, 1973, - 627 с.

46. Готман, Н.З., Сафиуллин М.Н. Расчет параметров свайного поля при усилении основания фундаментной плиты грунтоцементными сваями. Строительство и реконструкция. 2017. № 1 (69). С. 3-10.

47. Готман, Ю.А. Определение оптимальных размеров грунтоцементного массива, снижающего перемещения ограждений глубоких котлованов. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ. Москва, 2011.

48. Готман, А. Л. Исследования работы горизонтально нагруженных пирамидальных свай и их расчет / А. Л. Готман, С. А. Крутяев // Геотехника. – 2020. – Т. 12, № 3. – С. 26-35.

49. Готман, А. Л. Расчет свай большого сечения на горизонтальную нагрузку по "жесткой схеме" / А. Л. Готман, А. З. Гайсин // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : Материалы международной научно-технической конференции, Новочеркасск, 29–31 мая 2018 года. – Новочеркасск: ООО "Лик", 2018. – С. 390-405.

50. Готман, А. Л. Расчет свай и свайных фундаментов на горизонтальную нагрузку: учебное пособие / А. Л. Готман. – Москва: Издательство АСВ, 2020. – 212 с.

51. Готман, Н. З. Расчет предельного сопротивления основания сваи в составе групп / Н. З. Готман, В. С. Алехин // . – 2020. – № 1. – С. 8-13.

52. Готман, Н. З. Расчет свайно-плитных фундаментов из забивных свай с учетом образования карстового провала: специальность 05.23.02 "Основания и фундаменты, подземные сооружения»: диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Готман Наталья Залмановна. – Уфа, 2004. – 348 с.

53. Готман, Н. З. Численное исследование взаимодействия свай в сплошном свайном поле / Н. З. Готман // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2003. – № 3(531). – С. 115-117.

54. Григорьев, А. С. Метод расчета балки на упругопластическом основании и применение этого метода к расчету болтов в древесине [Текст] / А. С. Григорьев. - [Москва]: изд-во и тип. Изд-ва Бюро новой техники, 1946. - 31 с., включ. 1 с. обл.: черт.; 29 см. - (Труды ЦАГИ / Министерство авиац. пром-сти СССР. Центр. аэрогидродинам. ин-т им. проф. Н. Е. Жуковского; № 600).

55. Григорян, А. А. К вопросу о дальнейшем развитии механики грунтов / А. А. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. - № 6.

56. Григорян, А. А. О боковом давлении в лёссовых грунтах / А. А. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1960. - №4.

57. Григорян, А. А. О проектировании свайных фундаментов на просадочных грунтах / А. А. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. - № 4.

58. Григорян, А. А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах: [Учеб. пособие]/ А. А. Григорян. – М.: Стройиздат, 1984. – 157с.

59. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – С. 192-312.

60. Далматов, Б. И. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений [Текст]: учебное пособие / Б. И. Долматов, В. Н. Бронин, А. В. Голли [и др.] – 2-е изд. – Москва: АСВ; Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2001. - 440 с.

61. Далматов, Б. И. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б. И. Далматов, Н. Н. Мораревкул, В. Г. Науменко. – М.: Высшая школа, 1986.

62. Дежин, Ю. В. Свайные фундаменты крупнопанельных зданий на лессовых грунтах Ростовской области [Текст]: Автореферат дис. на соискание ученой степени кандидата технических наук / Новочеркас. политехн. ин-т им. С. Орджоникидзе. - Новочеркасск: [б. и.], 1964. - 16 с.

63. Девальтовский, Е. Э. Сравнение методов расчёта осадок свайных фундаментов / Е. Э. Девальтовский, Е. В. Скутина // Современные проблемы развития Европейского Севера - 2024 : Материалы Всероссийской научно-практической конференции, Ухта, 30–31 мая 2024 года. – Ухта: Ухтинский государственный технический университет, 2024. – С. 124-126.

64. Дзагов, А. М. Об оценке негативного трения на буронабивные сваи по данным статического зондирования просадочных грунтов / А. М. Дзагов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – № 6. – С. 2-6.

65. Дорман, И.Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей / И.Я Дорман.– М.: ТИМП, 2000. – 307 с.

66. Егорушкин, В. А. Биосферная совместимость. Технологии внедрения инноваций. Города, развивающие человека / В. А. Егорушкин, А. В. Городков, В. С. Федоров, В. Н. Азаров // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 10. – С. 71-72.

67. Егупов, В. К. Пространственные расчёты зданий / В. К. Егупов, Т. А. Командрина, В. Н. Голобородько. – Киев: Будивельник, 1976.

68. Ермишкин, П. М. Устройство буронабивных свай [Текст]: учебник / П. М. Ермишкин. – Москва: Стройиздат, 1982. - 160 с.

69. Есипов, А. В. Взаимодействие микросвай с грунтовым основанием при усилении фундаментов: диссертация ... кандидата технических наук: 05.23.02. - Тюмень, 2002. - 168 с.: ил. РГБ ОД, 61 03-5/2864-5

70. Жемочкин, Б. Н. Практические методы расчёта балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Синицин. – Москва.: Госстройиздат, 1962.

71. Завриев, К. С. Обобщенная методика расчета фундаментов из свай и оболочек [Текст] / К. т. н. К. С. Завриев. - Москва: Оргсельстрой, 1966. - 4 с.; 21 см. - (Доклады/ Совещание-семинар по обмену опытом проектирования и возведения свайных фундаментов.

72. Землянский, А. А., Вертынский, О. С. Формообразование в грунте конической сваи /А.А. Землянский, О.С. Вертынский // III науч.-практич. конф. Пенза: ПДЗ, 2004.

73. Знаменский, В. В. Взаимодействие низкого ростверка со сваями / В. В. Знаменский, И. Н. Полынков, А. М. Рузаев // Вестник МГСУ. – 2008. – № 2. – С. 48-50. – EDN QCHBXP.

74. Знаменский, В. В. Инженерный метод расчета несущей способности горизонтально нагруженных групп свай / В. В. Знаменский // . – 2000. – № 2. – С. 7-11.

75. Знаменский, В. В. Экспериментальные исследования работы и инженерные методы расчета свайных групп из забивных свай : специальность 05.23.02 "Основания и фундаменты, подземные сооружения" : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Знаменский Владимир Валерианович. – Москва, 2002. – 375 с.

76. Золина, Т. В. Исследование влияния вибрационных воздействий от автотранспорта на состояние конструкций фундамента жилого здания / Т. В. Золина, Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2019. – № 3(29). – С. 24-29.

77. Золина, Т. В. Мониторинг состояния береговых зон и результаты внедрения новых технологий их закрепления на территории Астраханской области / Т. В. Золина, Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов // Каспий и глобальные вызовы: Материалы Международной научно-практической конференции, Астрахань, 23–24 мая 2022 года / Составители: О.В. Новиченко [и др.]. – Астрахань: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Астраханский государственный университет", 2022. – С. 760-768.

78. Зоценко, Н.Л., Винников, Ю.Л., Бабенко В.А. Усиление фундаментов общественного здания методов вдавливания свай //реконструкция, Санкт-Петербург-2005г.: Материалы международного симпозиума. Ч.2. -С.Петербург, 1993.с.130-133.

79. Ильичев, В.А., Никифорова Н.С., Готман Ю.А., Трофимов Е.Ю. Анкеры с дополнительной цементацией как активный метод защиты зданий и коммуникаций в зоне влияния глубоких котлованов. Жилищное строительство. 2014. № 6. С. 35-38.

80. Ильичев, В. А. Методы определения кривизны и разности углов наклона фундаментов как критериев деформаций оснований зданий и сооружений / В. А. Ильичев, Н. С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2018. – № 3. – С. 14-17.

81. Инъекционная свая: пат. на полезную модель № 87718 Рос. Федерация: Е 02Д 5/34/А.И. Полищук,А.А. Тарасов, Р.В. Шалгинов; заявл. 11.01.2009; опубл. 20.10.2009, Бюл. № 29

82. Клюева, Н.В., Федоров В.С. К анализу живучести внезапно повреждаемых рамных систем// Строительная механика и расчет сооружений. - № 3. - 2006. - с. 7-13.

83. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий [Текст]: учебник / П. А. Коновалов. – 4-е изд. – Москва: ВНИИНТПИ, 2000. - 320 с.

84. Король, Е. А. Особенности проектирования и строительства подземных сооружений неглубокого заложения в сложных грунтовых условиях / Е. А. Король, Н. С. Никифорова // . – 2018. – № 1. – С. 25-27.

85. Костерин, Э. В. Основания и фундаменты [Текст]: учебник / Э. В. Костерин. – 3-е изд. – Москва: Высшая школа, 1990. - 431 с.

86. Краснощеков, Ю.В. О надежности свайных фундаментов.Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. 2008. № 1 (7). С. 18-22.

87. Крутов, В. И. Предложения по классификации оснований и фундаментов [Текст]/В. И. Крутов//Основания и фундаменты, механика грунтов, №1 . – М.: 2013. – С. 23-27.

88. Крутов, В. И. Исследование вдавливаемых железобетонных свай с уширенным основанием / В. И. Крутов, В. К. Когай, В. А. Когай, Р. Ю. Пономарев // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 10. – С. 42-45.

89. Кудрявцев, С. А. Исследование напряженно-деформированного состояния, усиленного геосинтетическими материалами илистого основания буронабивного фундамента моста / С. А. Кудрявцев, Т. Ю. Вальцева, В. Ю. Шемякин [и др.] // Транспортные сооружения. – 2019. – Т. 6, № 4. – С. 3.

90. Кудрявцев, С. А. Определение осадок фундаментов высотных зданий в Г. Хабаровске / С. А. Кудрявцев, А. В. Никитин, А. Р. Едигарян, А. В. Кажарский // Проектирование развития региональной сети железных дорог. – 2015. – № 3. – С. 163-166.

91. Кудрявцев, С. А. Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий в инженерно-геологических условиях Дальневосточного федерального округа: учебное пособие для студентов вузов железнодорожного транспорта / С. А. Кудрявцев; С. А. Кудрявцев; М-во трансп. Российской Федерации, Федеральное агентство ж.-д. трансп., ГОУ ВПО "Дальневосточный гос. ун-т путей сообщ.". – 3-е изд., перераб. и доп.. – Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2008. – 117 с.

92. Купчикова, Н. В. Анализ деформационно-прочностных характеристик буронабивных микросвай с концевым уширением из щебня / Н. В. Купчикова, В. С. Алехин // Перспективы развития строительного комплекса. – 2017. – № 1. – С. 158-162.

93. Купчикова, Н. В. Аналитический метод определения перемещений свайных фундаментов с уширениями вверху на горизонтальное статическое воздействие / Н. В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2015. – № 1(57). – С. 33-39.

94. Купчикова, Н. В. Влияние способов фундирования на несущую способность готовых свай / Н. В. Купчикова, С. В. Плужникова // Перспективы развития строительного комплекса. – 2014. – Т. 1. – С. 286-296.

95. Купчикова, Н. В. Исследование напряжённо-деформированного состояния свайных фундаментов с концевыми и поверхностными уширениями в структурно-неустойчивых основаниях: диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.02 / Купчикова Наталья Викторовна; [Место защиты: Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ].- Москва, 2010.- 200 с.: ил. РГБ ОД, 61 11-5/32.

96. Купчикова, Н. В. Концепция управления экспертизой геоподосновы, оснований и фундаментов на всех стадиях жизненного цикла / Н. В. Купчикова, А. С. Таркин, Е. Е. Купчиков // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2022. – № 1(39). – С. 101-104.

97. Купчикова, Н. В. Методика деформационного расчета свай с концевыми уширениями в теории фоормообразования усиливающих элементов / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2015. – № 2(12). – С. 32-39. – EDN UISUFN.

98. Купчикова, Н. В. Методика расчёта свайных фундаментов с уширениями на сейсмические воздействия, основанная на свойствах изображения Фурье финитных функций [Текст]/Н. В. Купчикова//Промышленное и гражданское строительство – 2012. - № 8. – С. 24-31.

99. Купчикова, Н. В. О факторах, влияющих на надёжность свайных фундаментов с уширениями / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2021. – № 3(37). – С. 54-61.

100. Купчикова, Н. В. Определение зон уплотнения грунтов аналитическим методом вокруг свайных кустов в зависимости от шага, диаметра и длины сваи / Н. В. Купчикова, А. С. Азаров, Е. Е. Купчиков // Перспективы развития строительного комплекса. – 2018. – № 12. – С. 163-169.

101. Купчикова, Н. В. Особенности берегоукрепления набережной реки Волги свайными оболочками, каменной наброской и строительства на намывных грунтах вдоль береговой зоны / Н. В. Купчикова // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 6. – С. 36-39.

102. Купчикова, Н. В. Подвижная берегозащитная шпора / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов, Т. В. Золина // Строительство: новые технологии - новое оборудование. – 2021. – № 2. – С. 63-66.

103. Купчикова, Н. В. Предложения по дополнению классификации конструкций готовых и набивных свай с поверхностными уширениями и наклонными боковыми сваями / Н. В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2015. – № 4(60). – С. 32-41.

104. Купчикова, Н. В. Результаты численного анализа системы "здание - свайный фундамент - грунтовое основание" с помощью "MIDAS GTS NX" / Н. В. Купчикова, А. Н. Сычков // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2021. – № 1(35). – С. 19-24.

105. Купчикова, Н. В. Системный подход в концепции формообразования свайных фундаментов с уширениями / Н. В. Купчикова // Вестник МГСУ. – 2017. – Т. 12, № 12(111). – С. 1361-1368.

106. Купчикова, Н. В. Снижение осадки фундамента путем послойного поверхностного и глубинного уплотнения грунта со щебнем под нижним концом буронабивных свай / Н. В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2013. – № 2(46). – С. 41-45.

107. Купчикова, Н. В. Сравнительный анализ эффективности работы ступенчатых и призматических свай в песках и суглинках / Н. В. Купчикова, А. С. Синицин // Перспективы развития строительного комплекса. – 2015. – № 1. – С. 208-215.

108. Купчикова, Н. В. Технологическая эффективность применения свай с поверхностными уширениями в зависимости от изменения геометрии сборных клиньев в просадочных грунтах / Н. В. Купчикова // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 6. – С. 40-43.

109. Купчикова, Н. В. Учет сдвиговых деформаций свайных фундаментов с усиливающими элементами / Н. В. Купчикова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – № 3(254). – С. 17-22.

110. Купчикова, Н. В. Формообразование концевых уширений буронабивных свай с учётом экспериментально-аналитического и численного исследования / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2019. – № 4(30). – С. 93-98.

111. Купчикова, Н. В. Формообразование концевых уширений свай в поперечном сечении и методика их деформационного расчета / Н. В. Купчикова // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 1(48). – С. 88-96.

112. Купчикова, Н. В. Численные исследования работы системы "свайное основание-усиливающие элементы" методом конечных элементов / Н. В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2013. – № 6(50). – С. 28-35.

113. Купчикова, Н. В. Эволюция технологии устройства буронабивных свайных фундаментов с уширениями / Н. В. Купчикова, А. О. Максимов, Д. В. Зинченко // Инновационное развитие регионов: потенциал науки и современного образования: материалы Национальной научно-практической конференции, Астрахань, 09 февраля 2018 года. – Астрахань: Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, 2018. – С. 113-121.

114. Купчикова, Н. В. Экспериментальные исследования группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней / Н. В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2018. – № 1(75). – С. 45-54.

115. Купчикова, Н. В. Экспериментальные исследования по закреплению слабых грунтов под фундаментами физико-химическими методами с применением добавок-пластификаторов / Н. В. Купчикова // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 3(44). – С. 123-132.

116. Купчикова, Н. В. Экспериментальные исследования с ложными ограничениями при разработке способа возведения инъекционных свай / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2020. – № 3(33). – С. 58-62.

117. Купчикова, Н. В. Экспертиза геоподосновы и свайных фундаментов объектов незавершённого строительства / Н. В. Купчикова, Е. В. Гурова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2020. – № 4(34). – С. 73-78.

118. Купчикова, Н. В. Экспертиза геоподосновы, оснований и фундаментов: современные приборы и оборудование при проведении экспериментальных исследований и геотехнического мониторинга / Н. В. Купчикова, А. С. Таркин // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2021. – № 4(38). – С. 47-55.

119. Купчикова, Н. В. Экспертиза геоподосновы, оснований и фундаментов глубокого заложения: региональные особенности учёта и оценки деформаций при эксплуатации / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2020. – № 3(33). – С. 63-68.

120. Купчикова, Н. В. Эффективность закрепления грунтовых массивов под нижним концом свайных фундаментов и вокруг глубоких котлованов / Н. В. Купчикова, Ю. А. Готман // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2019. – № 1(27). – С. 13-26.

121. Купчикова, Н. В. Упрочнение слабого подстилающего слоя грунтового основания свайно-плитного фундамента из буронабивных свай / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия: - 2024. № 4 (50). С. 77–87.

122. Купчикова, Н. В. Численный анализ обеспечения устойчивости насыпей при реконструкции транспортной инфраструктуры / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2024. – № 4(50). – С. 70-77.

123. Купчикова, Н. В. Расчет свайных фундаментов с уширениями на динамические воздействия / Н. В. Купчикова // Современные методы проектирования, подземного строительства и реконструкции оснований и фундаментов (GFAC 2024): Сб. тезисов Национальной (всероссийской) научно-технической конференции с международным участием, 23–25 октября 2024 года. – Санкт-Петербург: 2024. – С. 49.

124. Купчикова, Н. В. Термический способ создания уширения на конце сваи / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов // Инновационное развитие регионов: потенциал науки и современного образования: Материалы VI Национальной научн.-практ. конф. с международным участием, приуроченной ко Дню российской науки, Астрахань, 08–09 февраля 2023 года – С. 118-121.

125. Купчикова, Н. В. Создание уширения на конце группы свай как способ повышения надежности свайного фундамента / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов, С. С. Евсеева // Перспективы развития строительного комплекса: Материалы XVI Межд. научн.-практ. конф. ППС, молодых ученых и студентов, Астрахань, 27–28 октября 2022 года / – С. 333-336.

126. Купчикова, Н. В. Свайные фундаменты с несколькими уширениями для слабых и структурно неустойчивых оснований. Часть 1 / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2023. – № 4(46). – С. 81-86.

127. Купчикова, Н. В. Экспертиза геоподосновы, оснований и фундаментов с применением современных приборов контроля при возведении и эксплуатации многофункционального жилого комплекса, расположенного по адресу: Г. Астрахань, Трусовский район, ул. Колесниковой, 18/ Н. В. Купчикова, А. С. Таркин// Научный потенциал организационно-управленческого инжиниринга в реализации инвестиционно-строительного и жилищно-коммунального комплекса : Материалы XXIX Международной научно-практическая конференции, Астрахань, 27–28 апреля 2021 года. – Астрахань: 2021. – С. 36-42.

128. Золина, Т. В. Исследование напряженно-деформированного состояния береговых зон и результаты внедрения новых технологий их закрепления на территории Астраханской области / Т. В. Золина, Н. В. Купчикова // Перспективы развития строительного комплекса: Материалы XV Межд. научн.-практ. конф. ппс, молодых ученых и студентов, Астрахань, 19–20 октября 2021 года. Том 15. – С. 288-294.

129. Купчикова, Н. В. Особенности моделирования, расчета и анализа системы «здание-фундамент-грунтовое основание» в пространственной постановке с помощью ПК MIDAS GTS NX / Н. В. Купчикова, В. В. Куликов // Инновационное развитие регионов: потенциал науки и современного образования: Материалы IV Национальной научн.-практ. конф., Астрахань, 08 февраля 2021 года – С. 335-338.

130. Купчикова, Н. В. Определение допустимой нагрузки на сваи с поверхностными уширениями в зависимости от технологии погружения / Н. В. Купчикова, Е. Е. Купчиков // Потенциал интеллектуально одаренной молодежи - развитию науки и образования: Материалы VII Межд. Науч. форума молодых ученых, инноваторов, студентов и школьников, Астрахань, 07–08 мая 2018 года – С. 79-83.

131. Купчикова, Н. В. Особенности конструктивных решений фундаментов для уменьшения разрушительных эффектов землетрясений / Н. В. Купчикова, И. Я. Алтунов // Перспективы развития науки и образования: Сборник научных трудов по материалам XXIV международной научно-практической конференции, Москва, 28 декабря 2017 года / Под общей редакцией А.В. Туголукова. – Москва: 2017. – С. 213-216.

132. Купчикова, Н. В. Спектрально-временной анализ в исследовании сплошности конструкций фундаментов / Н. В. Купчикова, Г. Г. Иванов, А. С. Синицин // Потенциал интеллектуально одаренной молодежи - развитию науки и образования: Материалы V Межд. научн форума молодых ученых, студентов и школьников, Астрахань, 26–29 апреля 2016 года – С. 403-407.

133. Купчикова, Н. В. Особенности генерации конечно-элементных сеток для расчета сложных конструкций свайных фундаментов с уширениями в пространственной постановке / Н. В. Купчикова // Строительство - формирование среды жизнедеятельности: Сб. трудов 18ой Межд. науч.-практ. конф. студентов, магистрантов, аспирантов и молодых ученых, Москва, 22–24 апреля 2015 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2015. – С. 359-362.

134. Купчикова, Н. В. Разработка эффективных технологических решений по армированию оснований геосинтетическими материалами со щебнем и закреплению химическими составами при строительстве и реконструкции автодорог / В. В. Инчикова, Н. В. Купчикова // Исследования молодых ученых - вклад в инновационное развитие России : Доклады молодых ученых в рамках программы «Участник молодежного научно-инновационного конкурса» («УМНИК»), Астрахань, 13–15 мая 2015 года / сост. М.В. Лозовская, А.Г. Баделин. – Астрахань: Нижневолжский экоцентр, 2015. – С. 107-109.

135. Купчикова, Н. В. Исследование взаимодействия различных видов конструкций свай с поверхностными уширениями и грунта / Н. В. Купчикова // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: Сб. материалов Межд. научн. конф., Москва, 12–13 ноября 2014 года / Ответственные редакторы: Т.И. Квитка, И.П. Молчанова. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2015. – С. 647-651.

136. Купчикова, Н. В. Результаты штамповых испытаний и статического зондирования намывных грунтов при берегоукреплении реки Волга / Н. В. Купчикова, С. В. Степанова // Инвестиции, строительство и недвижимость как материальный базис модернизации и инновационного развития экономики: Материалы 5ой Всеросс. научн.-практ. конф. с межд. участием: в 2 частях, Томск, 10–13 марта 2015 года / под редакцией Т.Ю. Овсянниковой. Том Часть 1. – Томск: Томский государственный архитектурно-строительный университет, 2015. – С. 318-324.

137. Купчикова, Н. В. Предложения по дополнению классификации конструкций готовых и набивных свай с уширениями вверху и наклонными боковыми сваями / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2015. – № 1(11). – С. 25-35.

138. Купчикова, Н. В. Исследование прочности грунтового массива, закрепленного нагнетанием различных маловязких химических растворов / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2014. – № 1(7). – С. 57-65.

139. Купчикова, Н. В. Перспектива применения конструкций свай с наклонными боковыми гранями и углами сбега в строительстве / Н. В. Купчикова // Перспективы развития строительного комплекса. – 2014. – Т. 1. – С. 324-329.

140. Купчикова, Н. В. Технико-экономические особенности берегоукрепления набережной р. Волги сваями-оболочками, каменной наброской и строительства на намывных грунтах вдоль береговой зоны / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2014. – № 1(7). – С. 88-94.

141. Купчикова, Н. В. Об эффективности применения добавок-пластификаторов в растворах для инъецирования слабых грунтов под нижним концом сваи / Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2014. – № 2(8). – С. 33-38.

142. Купчикова, Н. В. Химическое закрепление грунтов с помощью маловязких растворов / Н. В. Купчикова, В. В. Инчикова //Известия Кыргызского государственного технического университета им. И. Раззакова, - №31, г. Бишкек, 2014г. - С. 373-377

143. Купчикова, Н. В. Установка для одновременного погружения группы микросвай и устройства концевых уширений / Я. С. Чудаков, Н. В. Купчикова // Исследования молодых ученых - вклад в инновационное развитие России: "Участник молодежного научно-инновационного конкурса" ("У.М.Н.И.К."), Астрахань, 02–04 октября 2013 года. – С. 134-136.

144. Купчикова, Н. В. Разработка технологической линии по производству огнеупорного наконечника на нижний конец сваи для термического обжига грунта / А. А. Хасанова, Н. В. Купчикова // Исследования молодых ученых - вклад в инновационное развитие России: "Участник молодежного научно-инновационного конкурса" ("У.М.Н.И.К."), Астрахань, 02–04 октября 2013 года. – С. 88-89.

145. Купчикова, Н. В. Анализ работы базовой модели сваи и сваи с совместными уширениями на верху и на конце при горизонтальном нагружении в линейно-деформируемом основании с учетом сдвига / Н. В. Купчикова // Научный потенциал регионов на службу модернизации. – 2013. – Т. 1, № 3(6). – С. 20-24.

146. Купчикова, Н. В. Об эффективности послойного уплотнения грунта щебнем в котловане и под нижним концом буронабивных свай / Н. В. Купчикова // Научное издание «Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании» ФГБОУ ВПО «МГСУ» Москва 2012г., с.403-409.

147. Купчикова, Н. В. Разработка технологической линии по производству огнеупорного наконечника на нижний конец сваи для термического обжига грунта / Н. В. Купчикова, Кейль Н.В., Береснева Е.А. // Сборник Всероссийской молодежной конф. «Инновации и технологии Прикаспия. Исследования молодых ученых – вклад в инновационное развитие России». Том 2, 10-13 октября 2012г. Астрахань, с. 155-156.

148. Купчикова, Н. В. Эффективность работы установки для вдавливания клиньев при возведении свайного фундамента с поверхностными уширениями для гидрогеологических условий Астраханской области / Н. В. Купчикова, Сейтвелиева А.С.// Сборник Всероссийской

молодежной конференции «Инновации и технологии Прикаспия. Исследования молодых ученых – вклад в инновационное развитие России». Том 2, доклады программы «УМНИК» 10-13 октября 2012г. Астрахань, с. 222-224.

149. Купчикова, Н. В. Установка для вдавливания клиньев при возведении свайного фундамента с поверхностными уширениями для гидрогеологических условий Астраханской области / Н. В. Купчикова, Сейтвелиева А.С.// Материалы II межд. науч. форума молодых ученых, студентов и школьников «Потенциал интеллектуально одаренной молодежи- развитию науки и образования» 20-24 мая 2013г.Астрахань, с. 137-139.

150. Купчикова, Н. В. Разработка оптимальных способов термического закрепления грунтов при устройстве свайных фундаментов при слабых грунтах / Н. В. Купчикова, Кейль Н.В. // Сб. Межд. конф. «Инновационные технологии в управлении, образовании, промышленности «АСТИНТЕХ-2011». Астрахань, АИСИ, 2011. – С. 119-122.

151. Купчикова, Н. В. Исследование напряжённо-деформированного состояния свайных фундаментов с поверхностными и концевыми уширениями в структурно-неустойчивых основаниях : специальность 05.23.02 "Основания и фундаменты, подземные сооружения" : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Купчикова Наталья Викторовна. – Москва, 2010. – 24 с. – EDN QHBKMN.

152. Купчикова, Н. В. Определение коэффициента постели по деформации свободного конца сваи с использованием методики дискретного преобразования Фурье / Н. В. Купчикова // Вестник Саратовского государственного технического университета. – 2013. – Т. 4, № 1(73). – С. 206-209.

153. Купчикова, Н. В. Деформационный расчет свай, усиленных цементацией грунта под ее нижним концом при вертикальном и горизонтальном загружении / Н. В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 4(36). – С. 29-33.

154. Курбацкий, Е. Н. Определение коэффициента постели по деформации свободного конца сваи с помощью дифференциальных уравнений в обобщенных функциях / Е. Н. Курбацкий, Н. В. Купчикова // Перспективы развития строительного комплекса. – 2012. – Т. 2. – С. 47-49. – EDN RNELGX.

155. Курбацкий, Е. Н. Преимущества тоннелей из опускных секций транспортных переходов и особенности их сооружения через протяженные речные и морские преграды, сложенные на дне слабыми грунтами / Е. Н. Курбацкий, Н. В. Купчикова, А. С. Синицын // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2015. – № 1(11). – С. 41-50. – EDN TRLABB.

156. Курбацкий Е. Н., Купчикова Н.В., Сан Лин Тун. Методика расчета свайных фундаментов с уширениями на статические и динамические воздействия, основанная на свойствах изображения Фурье финитных функций / / Модернизация регионов России:

инвестиции в инновации: сб.тр.IV Междунар. науч. - практ. конф. (Астрахань,15 окт. 2010 г.). С. 3-6.

157. Курбацкий, Е. Н., Купчикова Н.В., Сан Лин Тун. Соотношение между интегралом Фурье и спектрами ответов при оценке сейсмического воздействия на свайные фундаменты/ Энергоресурсосберегающие технологии: Наука. Образование. Бизнес. Производство: сб.тр.V Междунар. науч. - практ. конф. (Астрахань,24-28 окт. 2011 г.). С. 173-178.

158. Курбацкий, Е. Н. Методические указания по решению задач механики с использованием преобразования Фурье [Текст]: учебное пособие/Е. Н. Курбацкий. –Москва: МИИТ, 1979.

159. Курбацкий, Е. Н. Способы устройства тоннелей из опускных секций при строительстве на донных структурно-неустойчивых грунтах / Е. Н. Курбацкий, Н. В. Купчикова // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2017. – Т. 44, № 2. – С. 173-183.

160. Курбацкий, Е.Н. Метод расчета строительных конструкций с использованием дискретного преобразования Фурье. В кн.: «Конструкции жилых зданий». М.: ЦНИИЭп жилища, 1987.

161. Курбацкий, Е.Н. Устаревшие положения норм Российской Федерации, регламентирующих строительство в сейсмических районах / Е. Н. Курбацкий, В. Л. Мондрус, Г. А. Емельянова [и др.] // Academia. Архитектура и строительство. – 2024. – № 1. – С. 159-165.

162. Левенстам, В. В. Исследование взаимодействия с грунтом фундаментов типа коротких свай при действии горизонтальной нагрузки: диссертация ... кандидата технических наук: 05.00.00 / В.В.Левенстам. - Орел, 1971.

163. Луга, А. А. Свайные работы: [Учеб. пособие] / А. А. Луга - М.: Трансжелдориздат, 1947. - С. 42-51.

164. Мангушев, Р. А. О работе буронабивных свай вытеснения в условиях разнородных слабых водонасыщенных грунтов / Р. А. Мангушев, И. П. Дьяконов // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2021 году: Сборник научных трудов РААСН / Российская академия архитектуры и строительных наук. Том 2. – Москва: Издательство АСВ, 2022. – С. 239-248.

165. Мангушев, Р. А. Современные свайные технологии [Текст]: учебное пособие / Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. – Москва: АСВ; Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2007. - 160 с.

166. Мангушев, Р. А., Захаров, М. С. Инженерно-геологические и инженерно-геотехнические изыскания для строительства [Текст]: учебное пособие / М. С. Захаров, Р. А. Мангушев. – Москва: АСВ, 2014. - 176 с.

167. Миндлин, Р. Сосредоточенная сила в упругом полупространстве / Р. Миндлин, Д. Чень // Механика: сб. сокращённых переводов иностранной периодической литературы. № 4, 1952. – С. 118-132.

168. Мирсаяпов, И. Т. Особенности расчета напряженно-деформированного состояния плитно-свайных фундаментов при режимных циклических и циклических нагружениях / И. Т. Мирсаяпов, А. И. Гараев // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2022. – № 1(59). – С. 6-18.

169. Мирсаяпов, И. Т. Оценка несущей способности оснований глубоких фундаментов / И. Т. Мирсаяпов, А. А. Абдуллаев // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2011. – № 4(18). – С. 177-184.

170. Мирсаяпов, И. Т. Проектирование свайно-плитного фундамента высотного здания с учетом влиянияветровых воздействий на сейсмостойкость грунтового основания / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева // Жилищное строительство. – 2015. – № 5. – С. 88-91. – EDN TTYIEF.

171. Михеев, В. В., Шишова, И. В. О применении теории надёжности в нормах проектирования оснований и фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1983. - № 2. - С. 10-12.

172. Мониторинг разрушения и обмеления водных объектов, берегоукрепительных сооружений в дельте реки Волги в рамках программы "Экология безопасного строительства" / Т. В. Золина, С. П. Стрелков, Н. В. Купчикова [и др.] // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2020. – Т. 47, № 4.

173. Моргун, А. И. / Полевые исследования деформаций основания бипирамидальных свай / А. И. Моргун // Сб. Института строительства и архитектуры Госстроя БССР «Свайные фундаменты». – Минск, 1975.

174. Назаров, Ю.П. Расчетные модели сейсмических воздействий / Ю.П. Назаров. – М.: Наука, 2012. – 414 с.

175. Новые строительные материалы и изделия: региональные особенности производства / Д. П. Ануфриев, Н. В. Купчикова, Н. А. Страхова [и др.]. – Москва: Издательство АСВ, 2014. – 200 с. – EDN UTDSAJ.

176. Новые конструкции и технологии при реконструкции и строительстве зданий и сооружений / Д. П. Ануфриев, Т. В. Золина, Н. В. Купчикова [и др.]. – Москва: Издательство АСВ, 2013. – 208 с.

177. Никифорова, Н. С. Закономерности деформирования оснований зданий вблизи глубоких котлованов и защитные мероприятия: специальность 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»: диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Никифорова Надежда Сергеевна. – Москва, 2008. – 324 с.

178. Никифорова, Н. С. Корректировка метода расчета осадок зданий при подземном строительстве на основе экспериментальных исследований / Н. С. Никифорова // Вестник МГСУ. – 2010. – № 4-2. – С. 293-300.

179. Никифорова, Н. С. Расчет осадок зданий в зоне влияния глубоких котлованов при сейсмических воздействиях / Н. С. Никифорова, В. Х. Нгуен //. – 2021. – № 6. – С. 7-12.

180. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н.Ньюмарк, Э.Розенблюэт; Сокр. пер. с англ./Под ред. Я. М. Айзенберга. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.

181. Осипов, В. И., Филимонов, С. Д. Уплотнение и армирование слабых грунтов методом «геокомпозит» // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2 0 0 2 ,- № 5 .-С . 15-21.

182. Павлов, А. Б. Методологические основы современной системы принципов формообразования строительных конструкций / А. Б. Павлов, В. М. Фридкин // Academia. Архитектура и строительство. – 2010. – № 1. – С. 70-73.

183. Патент 2188907 Российская Федерация/ А. И. Сапожников. М. , 2002.

184. Патент № 2026926 C1 Российская Федерация, МПК E02D 27/08, E02D 37/00. Способ усиления оснований симметрично нагруженных фундаментов: № 93014281/33: заявл. 23.03.1993: опубл. 20.01.1995 / В. Я. Шишкин, П. В. Шишкин. – EDN ZPFIIP.

185. Патент № 2440462 C1 Российская Федерация, МПК E02D 27/08. Конструкция усиления фундамента: № 2010130963/03: заявл. 23.07.2010: опубл. 20.01.2012 / Н. П. Абовский, В. И. Палагушкин, М. В. Лапеев ; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Сибирский федеральный университет".

186. Патент № 2645015 C2 Российская Федерация, МПК E02D 5/44. Способ создания общего уширения для группы свай: № 2016128634: заявл. 13.07.2016: опубл. 15.02.2018 / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов, А. Д. Антипова; заявитель Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет.

187. Патент № 2651655 C2 Российская Федерация, МПК E02D 5/44. Способ создания уширения на конце сваи: № 2016119073 : заявл. 17.05.2016: опубл. 23.04.2018 / А. Д. Антипова, Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов ; заявитель Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет ГАОУ АО ВО.

188. Патент № 2678251 C2 Российская Федерация, МПК E02D 5/56. способ создания уширения на конце винтовой сваи : № 2017125665 : заявл. 17.07.2017 : опубл. 24.01.2019 / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов, А. Д. Антипова ; заявитель Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет.

189. Патент № 2730607 C1 Российская Федерация, МПК E02B 3/02, E02B 3/06. подвижная берегозащитная шпора : № 2020107423 : заявл. 18.02.2020 : опубл. 24.08.2020 / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов, Т. В. Золина ; заявитель Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет.

190. Платонов, Ю.Н. Несущая способность свай, усиленных забивными оголовками / Ю. Н. Платонов // Несущая способность свай в слабых грунтах: сб. науч. труд./ ЛИИЖТ – Ленинград, 1966.

191. Пономарев, А. Б. Проблемы исследования вибрации фундаментов зданий, вызываемой движением автотранспорта / А. Б. Пономарев, О. А. Шутова // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2020. – № 3(46). – С. 26-28. – EDN ACDDNO.

192. Пономарев, А. Б. Прогноз несущей способности забивных свай в полускальных грунтах / А. Б. Пономарев, Е. Н. Акбулякова, Я. В. Офрихтер // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2020. – № 2. – С. 18-22.

193. Применение свай ЭРТ для ликвидации предаварийной ситуации при строительстве фундамента / Н. С. Соколов, Н. С. Никифорова, С. Н. Соколов, А. Н. Соколов // Геотехника. – 2016. – № 5. – С. 54-61.

194. Пилягин, А. В. Напряженно-деформированное состояние основания пирамидальной сваи в вытрамбованной скважине со слабым подстилающим слоем / А. В. Пилягин, А. Б. Шукенбаев // II Украинская научно-практическая конференция по механике грунтов и фундаментостроению : Сборник докладов, Полтава, 04–06 апреля 1995 года. Том I. – Полтава: Полтавский технический университет, 1995. – С. 20-23. – EDN UPYOQA.

195. Пилягин, А. В. О влиянии ростверка на работу ленточного свайного фундамента / А. В. Пилягин, А. Б. Шукенбаев, А. И. Ломоносов // Строительные конструкции и механика твердого деформируемого тела. Том Выпуск 1. – Йошкар-Ола : Марийский государственный технический университет, 1998. – С. 14-22.

196. Пузыревский, Н. Н. Фундаменты / Н. Н. Пузыревский. – М. : Стройиздат, 1934.

197. Пронозин Я. А., Самохвалов М. А., Бартоломей Л. А., Караулов А. М. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтового массива при

формировании контролируемого уширения на конце буроинъекционной сваи // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 11. С. 100-104.

198. Проектирование строительных конструкций и оснований с учётом надёжности и режимных воздействий / В. С. Федоров, Т. В. Золина, Н. В. Купчикова [и др.]. – Астрахань: 2021. – 209 с. – ISBN 978-5-93026-143-1. Пшеничкин, А. П. К вопросу о вероятностном расчёте зданий на просадочных грунтах / А. П. Пшеничкин // Сб. Конструкции жилых и общественных зданий. – Киев : Госгражданстрой, 1979.

199. Пшеничкина, В. А. Вероятностный расчёт зданий повышенной этажности на динамические воздействия / В. А. Пшеничкина. – Волгоград : ВолгГАСА, 1996.

200. Пшеничкина, В. А. Вероятностный расчёт пространственной системы «здание-основание» на сейсмические воздействия / В. А. Пшеничкина, А. А. Чураков // Современные проблемы фундаментостроения: Сборник трудов международной научно-технической конференции : В 4-ч ч. / ВолгГАСА. – Волгоград, 2001. Часть 1-2. – С. 53-56.

201. Пшеничкина, В. А. Методика оценки сейсмической надёжности сооружений, взаимодействующих со случайно-неоднородным основанием / В. А. Пшеничкина, А. С. Белоусов, С. С. Гичкун / Вест. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр.-во и архитектура. - Волгоград : ВолгГАСУ, 2008. - Вып. 10 (29). - С. 179-184.

202. Рытов, С. А. Устройство буроинъекционных свай с применением электроразрядной технологии в различных грунтовых условиях. : автореферат. дис. Кандидата технических наук : 05.23.02 – Москва, 2009 – Количество страниц: 21с.

203. Рекунов, С. С. Численное моделирование фильтрационной устойчивости грунтовых перемычек плотин / С. С. Рекунов, Н. В. Купчикова, И. В. Федосюк // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2024. – № 3(49). – С. 65-73.

204. Рекунов, С. С. Конструктивно-технологические решения перемычек - временных гидротехнических сооружений и их сопряжения с грунтовым основанием / С. С. Рекунов, Н. В. Купчикова, А. А. Чураков // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2024. – № 3(49). – С. 31-39.

205. Сапожников, А. И. Методика определения упругой и упругопластической отпорности полупространства путём решения обратных контактных задач / А. И. Сапожников/ Изв. вузов. Сер.: Строительство. – М.: 1995. - Вып. 3. - С. 122-126.

206. Сапожников, А. И. Методы контурных и расчётных точек в нелинейных расчётах свайных эстакад, загруженных горизонтальными нагрузками / А. И. Сапожников // Изв. Вузов. Строительство и архитектура, №5,1984. – С. 29-33.

207. Сапожников, А. И. Модель и эффективные расчётные схемы грунтового полупространства / А. И. Сапожников/ Изв. вузов. Сер.: Строительство. – М.: 1996. - Вып. 4. - С. 26-31.

208. Сапожников, А. И. О необходимости учёта сдвига в тонких стержнях и пластинах, расположенных на упругом основании / А. И. Сапожников // Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья. – Владивосток: ДВПИ, 1971. – С. 304-305.

209. Сапожников, А. И. Особенности работы балок на упругом основании / А. И. Сапожников, С. М. Григоршев, Н. В. Купчикова // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2011. – № 10(634). – С. 99-107.

210. Сапожников, А. И. Расчёт свай на горизонтальную нагрузку в нелинейно-деформируемом основании/ А. И. Сапожников, Ю. В. Солгалов/ Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.: 1980. - Вып. 4. - С. 9-11.

211. Сапожников, А. И. Армирование геосинтетическими материалами грунта основания с укреплением химическими составами и втрамбованным щебнем / А. И. Сапожников, Н. В. Купчикова // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2010. – № 3(134). – С. 42-44.

212. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2019661478 Российская Федерация. Моделирование искусственных акселлерограмм : № 2019617427 : заявл. 20.06.2019 : опубл. 02.09.2019 / А. Д. Абакаров, Х. Р. Зайнулабидова ; заявитель ФГБОУ ВО «Дагестанский государственный технический университет».

213. Сидоров, В. Н. О численно-аналитическом решении задач расчёта строительных конструкций / В. Н. Сидоров // Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство, транспорт : Материалы 4-й Международной научно-практической конференции института архитектуры, строительства и транспорта Тамбовского государственного технического университета, Тамбов, 15–16 июня 2017 года. – Тамбов: Издательство Першина Р.В., 2017. – С. 193-197.

214. Сидоров, В. Н. Об учете результатов экспериментальных исследований сооружения при формировании его расчетной модели / В. Н. Сидоров // . – 2014. – № 5(256). – С. 38-41.

215. Силкин, А. М. Основания и фундаменты [Текст]: учебник / А. М. Силкин, Н. Н. Фролов. – 2-е изд. – Москва: ВО «Агропромиздат», 1987. - 285 с.

216. Скибин, Г. М. Методика расчета новой конструкции грунтоармированного основания / Г. М. Скибин, А. М. Кидакоев // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Технические науки. – 2014. – № 3(178). – С. 66-67.

217. Скибин, Г. М. Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении (Всероссийская научно-техническая конференция, Новочеркасск, 7-8 июня 2012 г.) / Г. М. Скибин, В. П. Дыба, Ф. Г. Габибов // Геотехника. – 2012. – № 3. – С. 58-60.

218. СССР N 1483001 МПК E02B 3/04; E02B 3/06. Берегозащитная шпора. В.Ф. Дмитриев, Е.И. Масс, Л.Р. Мороз, В.И. Руденко, Д.П. Надирадзе, З.А. Титова Опубл. 30.05.89. Бюл. №20.

219. Смиренский, Г. М. Свайные фундаменты гражданских зданий/ Г. М. Смиренский, Л. А. Нудельман, А. Е. Радугин. – М.: Стройиздат, 1970. – 141с.

220. Способ устройства инъекционной сваи: пат. на изобретение № 2238366 Рос. Федерация: E 02 D 5/34/А.И. Полищук, О.В. Герасимов, А. А. Петухов, Ю.Б. Андриенко, С.С. Нуйкин; заявл. 04.03.2003; опубл. 20.10.2004, Бюл. № 29

221. Ставницер, Л. Р. Вынужденные горизонтальные колебания свай при действии сейсмических волн / Л. Р. Ставницер, О. Я. Шехтер // . – 1971. – № 5. – С. 19-23.

222. Ставницер, Л. Р. Строительство сооружений на слабых грунтах с применением грунтовых щебеночных свай / Л. Р. Ставницер, В. Я. Шишкин, А. А. Аникьев // Вестник НИЦ Строительство. – 2014. – № 10. – С. 22-29.

223. Ставницер, Л. Р. Учёт сейсмических воздействий на фундаменты резервуаров / Л. Р. Ставницер, Е. А. Сорочан, А. А. Бубис // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – № 6. – С. 48-50.

224. Тер-Мартиросян А. З. «Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук по специальности 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения».

225. Тер-Мартиросян, А. З. Влияние разжижения грунтов на расчетную несущую способность сваи / А. З. Тер-Мартиросян, Д. А. Ле, А. В. Манукян // Вестник МГСУ. – 2020. – Т. 15, № 5. – С. 655-664.

226. Тер-Мартиросян, А. З. Исследования скорости поперечных волн в грунтоцементе при анизотропном напряженном состоянии / А. З. Тер-Мартиросян, Е. С. Соболев // Вестник МГСУ. – 2020. – Т. 15, № 10. – С. 1372-1389.

227. Тер-Мартиросян, З. Г. Осадка и длительная несущая способность сваи с учетом реологических свойств грунтов / З. Г. Тер-Мартиросян, А. З. Тер-Мартиросян, Л. Ю. Ермошина // Construction and Geotechnics. – 2022. – Т. 13, № 1. – С. 5-15.

228. Тер-Мартиросян, З. Г. Осадка и длительная несущая способность сваи / З. Г. Тер-Мартиросян, А. З. Тер-Мартиросян, Л. Ю. Ермошина // Промышленное и гражданское строительство. – 2021. – № 9. – С. 18-23.

229. Титов, Е. Ю. Разработка методов оценки и способов снижения уровней вибраций сооружений вблизи метрополитенов и железнодорожных трасс : специальность 05.23.11 "Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей" : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Титов Евгений Юрьевич. – Москва, 2006. – 134 с.

230. Травуш, В. И. Моделирование поведения сплошного вертикального структурного геотехнического массива - разделительного экрана / В. И. Травуш, В. С. Федоров, О. А. Маковецкий // Строительство и реконструкция. – 2021. – № 1(93). – С. 65-73.

231. Травуш, В. И. Теоретическое обоснование конструкции "структурного геотехнического массива", выполняемого для снижения сейсмического воздействия на грунтовое основание / В. И. Травуш, В. С. Федоров, О. А. Маковецкий // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. – 2021. – № 1(41). – С. 85-97.

232. Уткин, В.С., Борисова, О.Л. Расчет надежности щелевого фундамента по критерию несущей способности грунта основания на стадии эксплуатации // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. №6 (57). с. 7-17.

233. Уткин, В.С., Соловьев, С.А., Каберова А.А. Значение уровня среза (риска) при расчете надежности несущих элементов возможностным методом // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. №6. С. 63-67.

234. Уткин, В.С., Уткин Л.В. Расчет механических систем при ограниченной статистической информации: монография / Вологда: ВоГТУ. 2008. 188 с.

235. Ухов, С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для студентов, обучающихся по направлению подготовки дипломированных специалистов - "Строительство" / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский [и др.] ; Под редакцией С.Б. Ухова. – Изд. 4-е, стереотипное. – Москва: Издательство "Высшая Школа", 2007. – 556 с.

236. Федоров, В. С. Об организации опытно-экспериментальной работы в ходе исследования влияния комплексности вибровоздействий наземного и подземного транспорта на здания и сооружения / В. С. Федоров, Н. В. Купчикова, Ю. В. Лазуткин // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2024. – № 1(47). – С. 95-100.

237. Федоров, В. С. Технологии устройства концевых уширений набивных и готовых свай и их влияние на формообразование конструкций фундамента / В. С. Федоров, Н. В. Купчикова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2019. – № 1(27). – С. 40-56.

238. Федоров, В. С. Численные исследования работы сваи с концевым сферическим уширением в составе группы свай / В. С. Федоров, Н. В. Купчикова, М. Д. Гавриков // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2019. – № 3(29). – С. 100-107.

239. Федоров, В. С. Конструктивные решения свайных фундаментов с концевыми и поверхностными уширениями для структурно-неустойчивых оснований / В. С. Федоров, Н. В. Купчикова // Вестник гражданских инженеров. – 2011. – № 1(26). – С. 88-90.

240. Фадеев, А. Б. Расчет плитно-свайного фундамента / А. Б. Фадеев, Р. А. Мангушев, В. А. Лукин // Вестник гражданских инженеров. – 2007. – № 2(11). – С. 64-67.

241. Фадеев А. Б., Девальтовский Е. Э. Исследование работы группы свай. / Исследование свайных фундаментов. Межвуз. сб. научн. тр.. Воронеж, Изд. ВГУ. 1988. С. 83-92.

242. Федоровский, В. Г. К расчёту комбинированных плитно-свайных фундаментов / В. Г. Федоровский, В. Ф. Александрович, С. В. Курилло, А. Г. Скороходов // Новые технологии в строительстве. - 2008. - №1. - С.59-72. 222.

243. Федоровский, В. Г. Метод расчёта свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1993. - № 3. - С. 11–15. 220.

244. Федоровский, В. Г. Осадки и крены прямоугольного штампа на клиновидном основании / В. Г. Федоровский, И. А. Онопа // . – 1984. – № 12. – С. 47-50.

245. Федоровский, В. Г. Сваи в гидротехническом строительстве / В. Г. Федоровский, С. Н. Левачёв, С. В. Курилло, Ю. М. Колесников. - М.: АСВ, 2003. – 238 с. 221.

246. Фильтрационная устойчивость грунтовых перемычек плотин как временных гидротехнических сооружений / В. С. Федоров, Н. В. Купчикова, С. С. Рекунов, И. В. Федосюк // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 5(115). – С. 44-60.

247. Филин, А. П. Алгоритмы построения разрешающих уравнений механики стержневых систем / А. П. Филин. Л.: Стройиздат, 1983.

248. Фридкин, В. М. Формообразование строительных конструкций: Монография / В. М. Фридкин. – Москва: Московский государственный строительный университет|ЭБС АСВ, 2011. – 171 с. – ISBN 978-5-7264-0518-6.

249. Хазин, В. И. Опыт применения коротких пирамидальных свай/ Т. М. Хазин. – М.: Оргтрансстрой, 1970. – 12с.

250. Цветков, В. К. Аналитическое исследование влияние напряжённого состояния грунтовых массивов на их прочностные характеристики / В. К. Цветков, Е. В. Цветкова // Научные сообщения Волгоградского клуба докторов наук. – Волгоград, 2006. – Бюллетень № 15.

251. Цветков, В. К. Расчёт устойчивости откосов и склонов / В. К. Цветков. – М.: Недра, 1993.

252. Цытович, А. А. Механика грунтов / А. А. Цытович. - М.: Высшая школа, 1973. - С. 446.

253. Чарыков, Ю. М. Технология скоростной высокотемпературной обработки глинистых грунтов : специальность 05.23.08 "Технология и организация строительства" : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Чарыков Юрий Михайлович. – Томск, 2003. – 155 с.

254. Чудаков, Я. С. Установка для одновременного погружения группы микросвай и устройства концевых уширений / Я. С. Чудаков, Н. В. Купчикова // Исследования молодых ученых - вклад в инновационное развитие России : "Участник молодежного научно-инновационного конкурса" ("У.М.Н.И.К."), Астрахань, 02–04 октября 2013 года. – Астрахань: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Астраханский государственный университет", 2013. – С. 134-136.

255. Шапиро, Д. М. Расчёт конструкций и оснований методом конечных элементов / Д. М. Шапиро // Учебное пособие. Воронежская гос. архит.-строит. академия. – Воронеж, 1996.

256. Шапошников, Н. Н. Использование метода конечных элементов для решения задач теории упругости / Н. Н. Шапошников – М. : Машиностроение, 1975.

257. Шапошников, Н. Н. Строительная механика транспортных сооружений / Н. Н. Шапошников – М. : Высшая школа, 1983.

258. Шапошников, Н. Н. Строительная механика. Стержневые системы / Н. Н. Шапошников и др. – М. : Высшая школа, 1981.

259. Шерифф Р., Гелдарт Л. Ш49 Сейсморазведка: В-х т. Т.1. Пер. с англ.-М.: Мир, 1987. – 448 с., ил.

260. Шитова, И. В. Об оценке надёжности расчёта деформаций оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1980. - № 2. - С. 17-20.

261. Шишкин, В. Я. Опыт устройства свай с уширением в водонасыщенных грунтах / В. Я. Шишкин, А. П. Дорожкин, А. А. Калякин // . – 2011. – № 2. – С. 122-125.

262. Шишкин, В. Я. Уплотнение грунтов основания щебеночными сваями / В. Я. Шишкин, А. А. Аникьев // Жилищное строительство. – 2012. – № 9. – С. 33-37.

263. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций. - М.: Стройиздат, 1994. - 288 с.

264. Штоль, Т.М. Технология возведения подземной части зданий и сооружений: учеб. пособие для вузов: Спец.: «Пром. и гражд. стр-во»/ Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Феклин. – М.: Стройиздат, 1990. – 288с.

265. Шулятьев, О. А. Изменение напряженно-деформированного массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт / О. А. Шулятьев, А. М. Дзагов, Д. К. Минаков // Вестник НИЦ Строительство. – 2022. – № 3(34). – С. 26-44.

266. Шулятьев, О. А. Основания и фундаменты высотных зданий / О. А. Шулятьев ; Научно-исследовательский центр "Строительство". – Издание 2-е, переработанное и дополненное. – Москва: Издательство АСВ, 2020. – 442 с.

267. Шулятьев, О. А. Экспериментальные исследования взаимодействия буронабивных свай с твердыми глинистыми грунта при строительстве Лахта Центр / О. А. Шулятьев, С. О. Шулятьев, Л. Р. Ставницер, В. В. Орехов // Строительство и архитектура. – 2022. – Т. 10, № 4. – С. 16-20.

268. Яропольский И. В. Полевые и лабораторные исследования устойчивости и прочности свай и шпунтовой стенки / И. В. Яропольский // Тр. ЦНИИВТа. Л., 1935. - Вып.155. - С.180.

269. Asakura T., Tsukada K., Matsunaga T., Matsuoka S., Yashiro K., Shiba Y., and Oya T. Damage to mountain tunnels by earthquake and its mechanism. Proceedings of JSCE (Japan Society of Civil Engineers) 659, 2000, p. 27-38.

270. Biot M.A Theory of propagation wave in a fluid-saturated Porous Solid (I. Low frequency range, II. Higher frequency range) // J. Acoust. Soc. Amer. 1956. V. 28. P. 168-181.

271. Boswell, L. F. Computer Methods for predicting pile behaviour / L. F. Boswell, V. Sinhh //Proceedings of the First International Conference on computing in civil engineering. Published by American Soc.Civil Engineering. — New York, 1991.-pp. 825-836.

272. Brandl, H. Foundation strengthening and soil improvement for scourdangered river bridges / H. Brandl // Geotechnical Hazards. Roterrdam. 1998.-C. 3-29.

273. Broid, I. I. For calculation of soil erosion by liquid jet in air stream process towards Jet Groutng Method //Proceedings of International Conference on Anchoring & Grouting towards the New Century, October 6-9 1999, Guangzhou, China.

274. Burland, J. B. Interaction between structural and geotechnical engineer / J. B. Burland // Structural Engineer. – 2006. – № 84. – P. 29-37.

275. Carter, J.P. Cavity expansion in cohesive frictional soils / J. P.Carter, J. R. Booker, S. H. Veung//Geotechnique. 1986. Vol. 36. - No. 3. - pp. 349-358.

276. Cherry, J.T., Jr.: The Azimuthal and Polar Radiation Patterns Obtainned from a Horrizontal Stress Applied at the Surface of an Elastic Half Space, Bull. Seismological Soc. Am., vol. 52, pp. 27-36, 1962.

277. Clough R.W. The finite method in plane stress analysis. / R.W. Clough // J.Struct. Div., ASCE, Proc. 2d Conf. Electronic Computation. p. 345-378.

278. Cui Chun-yi. Vertical vibration of a floating pile in a saturated viscoelastic soil layer overlaying bedrock Cui Chun-yi, Zhang Shi-ping, Yang Gang, LI Xiao-fei. J. Cent. South Univ. (2016) 23: 220−232.

279. Daiva A. Seavey, Scott A. Ashford. Effects of construction methods on the axial capacity of drilled shafts, Издательство: Department of Structural Engineering University of California. 2004.

280. Davisson, M. T. Model Study of Laterally Loaded Piles / M. T. Davisson, J. R. Salley // Journal of the Soil Mech. and Found.Div., ASCE. Sept., No. SM5, 1970, vol. 96, p. 1605-1628.

281. Dowding, C. H., Rozen, A., 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. J. Geotech. Eng. Div., ASCE 104 (GT2), 175-191 p.

282. Evangelista, A. Pellegrino, C. Viggiani // IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. – 1977. – P. 493-500.

283. Fedorov, V. S. Numerical researches of the work of the pile with end spherical broadening as part of the pile group / V. S. Fedorov, N. V. Kupchikova // Перспективы развития строительного комплекса: Материалы XIII Международной научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов, Астрахань, 29–31 октября 2019 года / Под общей редакцией В.А. Гутмана, Т.В. Золиной. Vol. 13. – Астрахань: Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, 2019. – P. 149-153.

284. Fedorov, V. S. Optimization in the management of investment and construction projects / V. S. Fedorov, N. V. Kupchikova // . – 2018. – No. 3(25). – P. 14-17.

285. Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. & Elson, W. K. (1992). Piling engineering, 2nd edn. John Wiley & Sons.

286. Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. & Elson, W. K. (1985). Piling engineering, pp. 188-198. Glasgow: Surrey University Press.

287. Foundation Techniquers LTD. Previ Prospect. Broone House, Great Britain, 1974.-4p.

288. Foundations / CPRF and Energy Piles. - Frankfurt am Main, 2009. - P. 243-256.

289. Gassman F. Elastic waves through a packing of spheres Geophysics, 16 and 18, 1951b, 673-585 and 269.

290. Gassman F. Uber Die elastizitat poroser medien // Vier der Natur Gesellschaft.-1951. N 96. P. 1-23

291. Gassman F.Ober die Elastizitat Poroser Medien. Vierteljahrsschr Naturforsch, Ges, Zurich, 96, 1951, 1-23.

292. Gazetas, G. et al. (1992). Seismic response of soil-pile-foundation structure systems: some recent developments. In Piles under dynamic loads, Geotech. Special Publ. No. 34, pp. 56±93. American Society of Civil Engineers.

293. Gazetas. G. & Dobrv. R. (1984). Horizontal response of piles'in layered s&ls. J: Geotech. Engng Div. Am. Sot. Ciu. Engrs 110, 2&40.

294. Gazetas. G., Dobrv, R. & Tassoulas, J. L. (1985). Vertical response of-arbitrarily shaped embedded foundations. J. Geotech. Engng Div. Am. Sot. Ciu. Engrs 111,75&770.

295. Géotechnique. – 1968. – Vol. 18, № 4. – P. 449-471.

296. Hanisch, J. Kombinierte Pfahl-Plattengründungen / J. Hanisch, R. Katzenbach, G. König. – John Wiley & Sons, 2002. – 222 p.

297. Hanna, T. H. Model studies of foundation groups in sand / T. H. Hanna //Geotechnique. – 1963. – Vol. 13, № 4. – P. 334-351.

298. Hettler, A. Setzungen von vertikalen, axial belasteten Pfahlgruppen in Sand / A. Hettler // Bauingenieur. – 1986. – Vol. 61, № 9. – P. 417-421.

299. Hirayama, H: A. Unified base bearing capacity formula for piles // Soils and Foundations. vol. 26. - 1988. — No 3. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. - pp. 91 -102

300. Hooper, J. A. Comparative behavior of raft and piled foundations / J. A. Hooper, L. A. Wood // Proc. IX Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. – Tokyo, Japan, 1977. – Vol. 1. – P. 545-550.

301. Hooper, J.A. Review of behavior of piled raft foundations / J. A. Hooper //CIRIA report. – 1979. – № 83. – 79 p.

302. Katzenbach, R. Piled raft foundation projects in Germany, Design applications of raft foundations / R. Katzenbach, U. Arslan, C. Moormann. – Hemsley JA Editor, 2000. – P. 323-392.

303. Kazuhiko Kawashima. Department of Civil Engineering. - Tokyo Institute of Technology. SEISMIC DESIGN, RESPONSE MODIFICATION, AND RETROFIT OF BRIDGES. - 2000

304. Kedzi, A. Uber die Tragfahghigkeit und Setzung von Pfahlggruppen / A. Kedzi. – Gedenk buch für prof. Dr. Jaku. Budapest, 1955. – 298 p.

305. Kiyomiya, O. - Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 10, No. 4, p.

306. Kiyomiya, O. Flexible joints between elements for large deformation in '(Re)Claiming the Underground Space', Vol. 1, pp. 329-334, Year 2003. By A.A. Balkema, Lisse, The Netherlands

307. Klein, G. Eine gewisse Bewertung der Verformung Zustandes in einem in Bergmannichen abbenbefindlichen gebridge-archiwum gornistwa / G. Klein. – 1979, S. 369-385.

308. Klein, G. Okreslanie deformagi w gorotworze z uwzgledniem ich characteru losowego / G. Klein. – Archiwum gornistwa, 1981.

309. Korchinsky, I. L. Earthquake-resistant construction of buildings/ I. L. Korchinsky, L. A. Borodin, A. B. Grossman et al.-studies. manual for universities. M., "Higher school", 1971.-320 p.

310. Kramer, L.S., Geotechnical earthquake engineering. 1996. Prentive Hall, 653 pp.

311. Kupchikova, N. Determination of pressure in the near-ground space pile terminated and broadening of the surface / N. Kupchikova // MATEC Web of Conferences, Moscow, 14–16 ноября 2018 года. Vol. 251. – Moscow: EDP Sciences, 2018. – P. 04062.

312. Kupchikova, N. V. New structural and technological solutions for foundations of submerged underwater tunnels / N. V. Kupchikova // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2021. – No. 1(35). – P. 12-15.

313. Kupchikova, N. V. Numerical researches of the work of the pile with end spherical broadening as part of the pile group / N. V. Kupchikova // Building and Reconstruction. – 2019. – No. 6(86). – P. 3-9. – DOI 10.33979/2073-7416-2019-86-6-3-9.

314. Kupchikova, N. Modeling of seismic load and assessment of its impact on the building frame and foundations of deep laying of bridge supports / T. Zolina, N. Kupchikova // E3S Web of Conferences. – 2024. – Vol. 533. – P. 02014.

315. Kupchikova, N. V. Analytical Method Used to Calculate Pile Foundations with the Widening Up on a Horizontal Static Impact / N. V. Kupchikova, E. N. Kurbatskiy // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Chelyabinsk, 21–22 сентября 2017 года. Vol. 262. – Chelyabinsk: Institute of Physics Publishing, 2017. – P. 012102.

316. Love, A.E.H.: “A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity”, 4th ed., Dover publications, Inc., New York, 1944.

317. Lemanza, W. Lesmana, A/ Deep soil improvement technigue using combined deep mixing and iet grouting method// Proc. 17th Int. Conf/ on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering/ - Alexandra, Egypt, 5-9 october, 2009, c.2439/

318. Mandolini, A. Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design / A. Mandolini, G. Russo, C. Viggiani // Proceedings of the 16th Int. Conf. on

319. Matlock, H. Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles / H. Matlock, L. Rees // J. Soil Mech. and Foud. Engin. Div. No. SM5, Proc. ASCE. -1960. Paper 2626. - Vol. 86. - pp. 63-91.

320. Meyerhof, G. G. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes / G. G. Meyerhof // 4 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1957. – Vol. 3. – P. 384-386.

321. Meyerhof, G. The eleventh Therzagi lecture / G. Meyerhof // Journal of the Geotechnical Engineering Division. – 1976. – № 3. – P. 196-228.

322. Mindlin, R. D. Beam Vibrations with Lime Dependent Boundary Conditions / R. D. Mindlin, L. E. Goodman // J. of Appi Mech. Fransast. ASME. – 1950. – № 4, P. 377.

323. Mindlin, R. D. Stress distribution around a tunnel / R. D. Mindlin // Proc. ASCE. Vol. 65, No. 4, 1935, P. 619-642.

324. Monitoring of the collapse of the shores of reservoirs and the technology of their surface and deep fixing / T. Zolina, S. Strelkov, N. Kupchikova, K. Kondrashin // E3S Web of Conferences: Key Trends in Transportation Innovation, KTTI 2019, Khabarovsk, 24–26 октября 2019 года. Vol. 157. – Khabarovsk: EDP Sciences, 2020. – P. 02011.

325. Miller, G.F., and H. Pursey: The Field and Radiation Impedance of Mechanical Radiators on the Free Surfase of a Semi-infinite Isotropic Solid, Proc. Roy. Soc. London, Ser. A., vol.223, pp. 521-541, 1954.

326. Murthy V.N.S. Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Издательство: Marcel Dekker, Inc. 2002. – 741-751с

327. Nicos Makris and George Gazetas. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part 11: lateral and seismic response. Nicos Makris and George Gazetas. Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 21, 1992, 145-162.

328. Nyman, Douglas, NSF Principal Investigator, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipelines Systems, TCLEE Committee on Gas an Liquid Fuels, 1984

329. O'Neil and Reese (1999) "Drilled shafts: Construction procedures and design methods" Publication № FHWA-IF-99-025.

330. Owen, G.N. & Scholl, R.E. Earthquake engineering of large underground structures. Report prepared for the Federal Highway Administration, FHWAIRD-801195, 1981.

331. Polishchuk, A. I. Numerical Analysis of Helical Pile–Soil Interaction under Compressive Loads [Электронный ресурс] / A. I. Polishchuk, F. A. Maksimov // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2017. – 262012099. – Режим доступа:

332. Ponomaryov, A. Investigations of Soil Body Temperature Fields / A. Ponomaryov, A. Zakharov // Proceedings of EECE 2020: Energy, Environmental and Construction Engineering, St. Petersburg, Russia, 19–20 ноября 2020 года. – Cham: Springer, 2021. – P. 13-22.

333. Poulos, H. G. Comparison of some methods for the analysis of piled rafts / H. G. Poulos, J. C. Small, L. D. Ta [et al.] // Proc. XIV Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Hamburg. – 1997. – Vol. 2. – P. 119-1124.

334. Poulos, H. G. Modified calculation of pile group settlement interaction / H. G. Poulos // Jnt. Geot. Eng., ASCE. -1988. – Vol. 114(6). – P. 697-706.

335. Poulos, H. G. Pile behavior – theory and application / H. G. Poulos //Geotechnique. – 1989. – Vol. 39, № 3. – P. 365-415.

336. Poulos, H. G. Pile group settlement estimation – Research to practice / H. G. Poulos // Foundation Analysis and Design: Innovative Methods, 2006. – P. 1-22.

337. Poulos, H. G. Settlement prediction for bored pile groups // Deep Foundations on Bored and Auger Piles / H. G. Poulos. Balkema, Rotterdam, 1993. – P. 103-118.

338. Putten, E. v., Seismic design of immersed tunnel, 2002.

339. R. Dobry and G. Gazetas. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups. Dobry, R. & C&zetas, G. (1988). Gkmchnique 38, No. 4, 557-574.

340. Randolph, M. F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. Gtotechnique 31, No. 2,247-259.

341. Robert, W.Day «Geotechnical earthquare engineering handbook» / Robert W.Day, 2002. - 700 c.

342. Rytov, S . A. New geotechnical technologies/ Proceedings of the 15th European Young Geotechnical Engineers Conference. Dublin, Ireland. 11-14 September 2002.- c.311-315.

343. Schofield, A. N. Critical State Soil Mechanics / A. N. Schofield, C. P.Wroth. – McGraw-Hill, 1968. – 310 p.

344. Sheil, B. B. An analytical approach for the prediction of single pile and pile group behavior in clay / B. B. Sheil, B. A. McCabe // Computers and Geotechnics. –2016. – Vol. 75. – P. 145-158.

345. Sheriff R., Geldart L. Sh49 Seismic exploration: V-x T. T.1. Trans. from English-M.: Mir, 1987, 448 p., ill.

346. Subhamoy Bhattacharya1 and Malcolm Bolton. Buckling of piles during earthquake liquefaction. – 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 95.

347. Sorochan, E. A. The Work of Pile Foundations and the Surrounding Soil / E. A. Sorochan, V. G. Fedorovsky, A. A. Bartolomey, N.M. Doroshkevitch [et al.] // Proceeding of the Nine International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 01–30 июля 1977 года. Vol. 1. – Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. – P. 387-390.

348. Sogge, R. Laterally loaded pile design / R. Sogge // J. Proc. Amer. Soc. Civil Engrs., Geotechn. Div., 1981, vol. 107, NGT9, p. 1179-1199.

349. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 177-213.

350. Soil-Pile Interaction in the Pile Vertical Vibration Based on Fictitious Soil-Pile Model Guodong Deng,1 Jiasheng Zhang, Wenbing Wu, Xiong Shi, and Fei Meng Hindawi Publishing Corporation Journal of Applied Mathematics Volume 2014, Article ID 905194, 11 pages

351. St John, C M., Zahrah, T. F., 1987. Aseismic design of underground structures. Tunneling Underground Space Technol.2(2), 165-197.

352. Travush, V. I. Dynamic loading of the beam on the Pasternak base initiated by the sudden settlement of part of the base / V. I. Travush, V. A. Gordon, V. I. Kolchunov, E. V. Leontiev //

IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Vladimir, 27–28 апреля 2020 года. – Vladimir, 2020. – P. 012041.

353. Tokimatsu K. and Asaka Y (1998): “Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogeken-Nambu earthquake”, Special issue of Soils and Foundations, pp 163-177, Sep 1998.

354. Tokimatsu, K (2003): “Behavior and design of pile foundations subjected to earthquakes”, Keynote lecture at 12th Asian regional conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, August 2003.

355. Van Impe, W. F. Deformations of deep foundations / W. F. Van Impe //Proc. 10th Eur. Conf. SM & Found. Eng., Florence. – 1991. – Vol. 3. – P. 1031-1062.

356. Vertical vibratio' of pile i' saturated soil co'sideri'g softe' regio's of surrou'di'g soil Q. Li, Z.J. Sun 2 and H.X. Gao 2

357. Vesic, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. Performance of deep foundations / A. S. Vesic // American society for testing and materials. – 1969. – P. 172-222.

358. Vesic, A.S. Expansiom of cavities in infinite soil mass. Journal of the soil mechanics and foundations division: Proceedings of the American Society of civil engineers. Vol.98, 1972.-p. 265-290.

359. Viggiani, C. Pile groups and piled rafts behavior / C. Viggiani // Proc. 3rd Int. Geot. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. – Ghent, 1998. – P.77-94.

360. Von Mises, R. Zeitschrift fur angewandte Mathem und Mechan / R. Von Mises. – 1923.

361. W. Broere. Numerical modeling of pile installation by J. Dijkstra, W. Broer, O.M. Hirse — "Computers and Geotechnics", 2011

362. Whitaker, T. Experiments with model piles in groups / T. Whitaker // Geotechnique. – 1957. – Vol. 7. – P. 147-167.

363. Whitaker, T. Some experiments on model piled foundations. Pile foundations / T. Whitaker // Proceedings of symposium held by the International Association for Bridge and Structural Engineering. – Stockholm, 1960. – P. 124-139

364. Yinhui Wang. Soil-Pile Dynamic Interaction in the Viscous Damping Layered Soils. Yinhui Wang, Kuihua Wang, Zhixiang Zha1, and Renbo Que. The Open Civil Engineering Journal, 2011, 5, 100-108.

365. White J.E. Seismic waves: Radiation, transmission, and attenuation, 1965.

366. Zheng Shengbao, Jiang Shuping, Wang Xiaowen, Lin Zhi. The Theory Research of Tunnels Seismic Damage. Software Engineering and Knowledge Engineering: Theory and Practice, AISC 162, pp. 1-11

367. Zolina, T. V. The Expertise of Geo-Base, Foundations, and Deep Foundations: Regional Features of Accounting and Assessment of DeformationsDuring Operation / T. V. Zolina, N. V. Kupchikova, S. P. Strelkov // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: International Science and Technology Conference (FarEastCon 2020) 6th-9th October 2020, Russky Island, Russia, Vladivostok, 28 января 2021 года. Vol. 1079. – Vladivostok: IOP Publishing, 2021. – P. 052037.

368. Zolina, T. Kupchikova, N. Influence of vibration impacts from vehicles on the state of the foundation structure of a residential building / T. Zolina, N. Kupchikova // E3S Web of Conferences: Innovative Technologies in Environmental Science and Education, ITESE 2019, Divnomorskoe Village, 09–14 сентября 2019 года. Vol. 135. – Divnomorskoe Village: EDP Sciences, 2019. – P. 03053.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

ДОКУМЕНТЫ, ПОДТВЕРЖДАЮЩИЕ ПРАКТИЧЕСКУЮ РЕАЛИЗАЦИЮ РАБОТЫ

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
**РОССИЙСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА
РУТ (МИИТ)**
ул. Образцова, д. 9, стр. 9, Москва, ГСП-4, 127994
Тел./факс: (495) 681-13-40, e-mail: info@rut-miit.ru
ИНН/КПП 7715027733/771501001
ОГРН 1027739733922

24.12.2021 г. № 015/425

На № _____ от _____

«УТВЕРЖАЮ»
Директор Института пути,
строительства и сооружений

Шепитько Т.В.

«24» 12 2021 г.

АКТ

О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДОКТОРАНТА КАФЕДРЫ «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ» КАНДИДАТА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК КУПЧИКОВОЙ НАТАЛЬИ ВИКТОРОВНЫ

Настоящим подтверждаем, что результаты диссертационной работы Купчиковой Натальи Викторовны на тему «*Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта*», обладают актуальностью, представляют научный и практический интерес.

Материалы диссертационной работы Купчиковой Н.В. на тему «*Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта*», в части экспериментальных и теоретических исследований используются в лекционных курсах для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» при изучении следующих дисциплин:

- «Проектирование оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях»;
- «Теория и практика проектирования свайных фундаментов».

Методика, разработанная в диссертационной работе, исследования физико-механических параметров основания под нижним концом буронабивных свай с уширениями и построением 3D модели системы здание-основание-свайный фундамент с уширениями» с помощью программного комплекса геотехнического проектирования MIDAS GTS NX применяется в курсовом проектировании по дисциплине «Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий».

Ответственный за учебно-методическую работу
на кафедре «Строительные конструкции,
здания и сооружений», доцент, к.т.н. Б. П. Серков

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ АСТРАХАНСКОЙ ОБЛАСТИ
Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования
«АСТРАХАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ГАОУ АО ВО «АГАСУ»)
Татищева ул., д.18, г.Астрахань, 414056
Тел./факс (8512)49-42-15, e-mail: buildinst@mail.ru, http://agacy.ph
ОКПО 27038338, ОГРН 1023000833954, ИНН/КПП 3016008360/301901001

28.09.2021 № 1632
на № _____ от _____

Председателю
диссертационного совета
40.2.002.01 Российского
университета транспорта (РУТ
(МИИТ)
Шепитько Т.В.

АКТ
о внедрении результатов НИР в образовательный процесс

Настоящий акт составлен об использовании в учебном процессе результатов докторского диссертационного исследования Купчиковой Натальей Викторовной на тему: «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта».

Форма внедрения:

- в процессе выполнения расчётно-графических, курсовых работ и самостоятельной работы студентов при чтении дисциплин «Основания и фундаменты», «Технологические процессы в строительстве», «Технология возведения зданий и сооружений», «Экспертиза геоподосновы, оснований и фундаментов», «Фундаменты, подпорные стены и ограждения котлованов» по направлению 08.03.01 «Строительство» профилей подготовки «Промышленное и гражданское строительство», «Экспертиза и управление недвижимостью», магистратуры по направлению 08.04.01. «Строительство» направленностей «Промышленное и гражданское строительство: проектирование», «Управление инвестиционно-строительной деятельностью»;
- в рамках приоритетной научно-исследовательской работы ГАОУ АО ВО Астраханского государственного архитектурно-строительного университета «Обоснование инвестиций и выбор проектных решений, обеспечивающих устойчивое экологически безопасное строительное освоение территорий, эксплуатационную безопасность зданий и сооружений; проведение независимой экспертизы»

и позволяет получить эффективность от внедрения разработки в учебный процесс за счёт повышения уровня подготовки специалистов. Внедрение результатов докторского диссертационного исследования позволили увеличить качество усвоения теоретического материала, способствует развитию навыков ведения исследовательской работы и освоения профессиональных компетенций в области проектирования, строительства, управления и экспертизы зданий и сооружений.

Ректор Т. В. Золина

Общество с ограниченной ответственностью

«Строительная компания «Вымпел»

190005, Санкт-Петербург, Троицкий пр., д.6, лит. А
ИНН 7839345094 КПП 783901001
Тел., факс 575-02-62 Тел. 575-02-64
ОГРН 50678475166985

Р/сч. 40702810000000005957
Банк «Таврический» (ОАО) СПб
К/сч. 30101810700000000087
БИК 044030877

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Настоящим подтверждаю, что результаты докторских диссертационных исследований Купчиковой Натальи Викторовны на тему: «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта» внедрены при берегоукреплении реки Волги города Астрахани в створе ул. Розы Люксембург, а именно при устройстве уширенной пяты путём нагнетания бетонной смеси в забой лидирующей скважины вдавливаемых свай-оболочек.

В докторских диссертационных исследованиях Купчиковой Натальи Викторовны на тему: «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта» безусловно представляют значительный интерес практические рекомендации по устройству уширений и усиливающих элементов свайных фундаментов для структурно-неустойчивых грунтов и ускорения процесса возведения свайных оснований.

Заместитель генерального директора **СУЧИЛИН Г.Б.**

ООО «ПОДЗЕМПРОЕКТ»
ул. 3-я Ямского Поля, д.20, стр.1,
Москва, 125124
ОКПО 79423949 ОГРН 1057749417197
ИНН / КПП 7743578813 / 771401001

ПОДЗЕМПРОЕКТ

Тел.: +7 (495) 120-12-26
e-mail: mail@podzemproekt.ru

www.podzemproekt.ru

АКТ
О внедрении результатов диссертационного исследования
Купчиковой Натальи Викторовны
«Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта»

Методика оценки влияния степени уплотнения грунтового массива вокруг устраиваемых концевых уширений свайных фундаментов на его напряжённо-деформированное состояние, разработанная в рамках докторских диссертационных исследований Купчиковой Натальи Викторовны на тему «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта» представляет практический интерес и была внедрена при проектировании групп фундаментов из буронабивных свай с концевыми уширениями под пилоны высотного (многоэтажного) здания Жилого комплекса «ПРАЙМ ПАРК» по адресу: г. Москва, Ленинградский проспект, вл. 37, как вариантное проектирование с помощью программного комплекса MIDAS GTS NX.

Генеральный директор

Ю.А. Готман

Общество с ограниченной ответственностью
ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЕРТИЗЫ,
ОЦЕНКИ И ПРОМЫШЛЕННОЙ БЕЗОПАСНОСТИ

414040, г. Астрахань ул. Ак. Королёва, 7/25
тел. 8 909 372 05 20 8 903 321 65 20
E-mail: insudeks@bk.ru Htt://Стройэксперт30.рф
_____ № 73
на № _____ от 11.08.2021 г.

АКТ
о внедрении результатов диссертационного исследования

Настоящим подтверждаем, что методика спектрально-временного анализа в исследовании сплошности конструкций свайных фундаментов с уширениями и определения физических свойств грунтовых массивов, разработанная в рамках докторского диссертационного исследования Купчиковой Натальей Викторовной на тему: «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта» была внедрена при проведении строительно-технических экспертиз фундаментов глубокого заложения эксплуатируемых зданий, расположенных в Астраханской и Волгоградских областях. Методика позволила сократить время проведения экспертных исследований, исключить проведение земляных работ по откопке глубоких фундаментов и снизить себестоимость производства работ на 30%.

Директор Трахимович А.Н.

www.kaspnet-ss.ru

Общество с ограниченной ответственностью
«КАСПНЕТ-СПЕЦСТРОЙ»

111673, г. Москва, улица Суздальская, дом 20, корпус 3, помещение 1, ком.3

ИНН/КПП 7720354912/772001001

Тел. (926) 753-7538, (926) 613-5329 Факс (495) 601-2531

E-mail: info@kaspnet-ss.ru

Исх. № 43 от 21.06.2019г.

АКТ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИОННОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Настоящим подтверждаем, что результаты докторского диссертационного исследования Купчиковой Натальи Викторовны на тему: «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта» обладают актуальностью, представляют практический интерес и были внедрены при расчёте и усилении свайных фундаментов с расширенной верхней частью в виде ступеней малоэтажных жилых домов в береговой зоне реки Ока, расположенных по адресу:

142290, Московская область, Чеховский район, г. Пущино, отель Царьград

Генеральный директор **Муслимов М.М.**

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ

«КонсалтПроект»

ИНН 3025014917 КПП 302501001
ОГРН 1153025001249 ОКПО 22206179

Исх. 81 от 08.06.2020 г

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ
результатов исследований докторской диссертации Купчиковой Натальи Викторовны на тему: «Свайные фундаменты с уширениями и методология их расчёта»

Комплексные исследования напряжённо-деформированного состояния свайных фундаментов с уширениями по результатам многолетней научной работы Купчиковой Н.В. внедрены ООО «КонсалтПроект» при вариантном проектировании фундаментов глубокого заложения многоэтажного жилого здания на структурно-неустойчивых основаниях береговой зоны, расположенного по адресу: Республика Дагестан, село Гамиях.

Генеральный директор
ООО «КонсалтПроект» _____ ***/Шайхгасанова Т.М./***

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

ПАТЕНТЫ

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2651655

СПОСОБ СОЗДАНИЯ УШИРЕНИЯ НА КОНЦЕ СВАИ

Патентообладатель: *Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет ГАОУ АО ВО (RU)*

Авторы: *Антипова Алина Дмитриевна (RU), Купчикова Наталья Викторовна (RU), Шаяхмедов Растам Ирфагильевич (RU)*

Заявка № **2016119073**
Приоритет изобретения **17 мая 2016 г.**
Дата государственной регистрации в Государственном реестре изобретений Российской Федерации **23 апреля 2018 г.**
Срок действия исключительного права на изобретение истекает **17 мая 2036 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2730607

ПОДВИЖНАЯ БЕРЕГОЗАЩИТНАЯ ШПОРА

Патентообладатель: ***Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет (RU)***

Авторы: ***Купчикова Наталья Викторовна (RU), Шаяхмедов Растам Ирфагильевич (RU), Золина Татьяна Владимировна (RU)***

Заявка № **2020107423**
Приоритет изобретения **18 февраля 2020 г.**
Дата государственной регистрации в Государственном реестре изобретений Российской Федерации **24 августа 2020 г.**
Срок действия исключительного права на изобретение истекает **18 февраля 2040 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2645015

СПОСОБ СОЗДАНИЯ ОБЩЕГО УШИРЕНИЯ ДЛЯ ГРУППЫ СВАЙ

Патентообладатель: ***Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет (RU)***

Авторы: ***Купчикова Наталья Викторовна (RU), Шаяхмедов Растам Ирфагильевич (RU), Антипова Алина Дамировна (RU)***

Заявка № **2016128634**
Приоритет изобретения **13 июля 2016 г.**
Дата государственной регистрации в Государственном реестре изобретений Российской Федерации **15 февраля 2018 г.**
Срок действия исключительного права на изобретение истекает **13 июля 2036 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2678251

СПОСОБ СОЗДАНИЯ УШИРЕНИЯ НА КОНЦЕ ВИНТОВОЙ СВАИ

Патентообладатель: ***Государственное автономное образовательное учреждение Астраханской области высшего образования Астраханский Государственный Архитектурно-Строительный Университет (RU)***

Авторы: ***Купчикова Наталья Викторовна (RU), Шаяхмедов Растам Ирфагильевич (RU), Антипова Алина Дамировна (RU)***

Заявка № **2017125665**
Приоритет изобретения **17 июля 2017 г.**
Дата государственной регистрации в Государственном реестре изобретений Российской Федерации **24 января 2019 г.**
Срок действия исключительного права на изобретение истекает **17 июля 2037 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев