

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Тамбовский государственный технический университет»
(ФГБОУ ВО «ТГТУ»)

На правах рукописи



АЛЬ-НАКДИ ИБТЕХАЛЬ АБДУЛМОНЕМ АЛИ

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КРУГЛОГО ЖЕСТКОГО ШТАМПА С
ГОРИЗОНТАЛЬНО АРМИРОВАННЫМ ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ ПРИ
ДЕЙСТВИИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

2.1.9 Строительная механика

2.1.2 Основания и фундаменты, подземные сооружения
(технические науки)

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:

к.т.н., доцент

Антонов Василий Михайлович

Тамбов – 2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ.....	12
1.1 Методы улучшения строительных свойств оснований.....	12
1.2 Обзор исследований по применению грунтовых подушек	14
1.3 Экспериментальные исследования влияния армирования основания на его прочность, устойчивость и сжимаемость	16
1.3.1 Материалы используемые для армирования грунтов.....	16
1.3.2 Экспериментальные исследования оснований при вертикальном расположении армирующих элементов.....	17
1.3.3 Экспериментальные исследования оснований с горизонтальным расположением армирующих элементов	20
1.3.4 Экспериментальные исследования оснований при комбинированном расположении армирующих элементов.....	32
1.3.5 Экспериментальные исследования оснований армированных фиброволокном.....	36
1.3.6 Экспериментальные исследования армированных грунтовых оснований при действии циклических нагрузок.....	37
1.4 Обзор теоретических исследований армированных грунтовых оснований.....	40
1.4.1 Методы расчета прочности и устойчивости армированных оснований...40	
1.4.2 Современные методы расчета оснований фундаментов на основе нелинейной теории упругости и решений смешанной задачи теории упругости и теории пластичности.....	50
1.5 Численные методы расчетов армированных оснований.....	58
1.6 Выводы по главе 1.....	62
2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА ОСНОВАНИЯ И АРМИРУЮЩЕГО ЭЛЕМЕНТА	63

2.1	Определение основных физических характеристик грунта.....	63
2.2.	Прочностные и деформационные характеристики грунта.....	66
2.3	Характеристики армирующего элемента.....	69
3	МНОГОФАКТОРНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ АРМИРОВАНИЯ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ НА РАЗВИТИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ И СТАТИЧЕСКОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗОК....	71
3.1	Цели и задачи исследований.....	71
3.2	Методика проведения исследований	71
3.3	Влияние плотности основания на несущую способность и деформативность неармированного основания.....	72
3.4	Влияние размера и шероховатости армирующего элемента на развитие вертикального перемещения в основании штампа при циклическом приложении нагрузок	81
3.5	Влияние количества слоев армирования на развитие вертикальных перемещений в основании штампа при циклическом приложении нагрузок...96	
3.6	Влияние смещения армирующего элемента на несущую способность основания при внецентренном приложении нагрузок	103
3.7	Влияние количества циклов нагружения на развитие вертикальных перемещений в основании штампа.....	111
3.8	Влияние коэффициента асимметрии цикла на развитие вертикальных перемещений в основании штампа.....	117
3.9	Влияние начальной ступени передачи циклической нагрузки и плотности основания на несущую способность	120
3.10	Оценка влияния размеров лотка на стеснение поперечных деформаций.....	126
3.11	Выводы по главе 3.....	129
4	МЕТОДИКА РАСЧЕТА АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ.....	133
4.1	Модели грунта, используемые в расчетах.....	133
4.1.1	Упруго пластическая модель Кулона-Мора.....	133

4.1.2 Модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil - HS).....	138
4.2 Использование метода конечных элементов для расчета армированных оснований в программах "MIDAS GTS NX" и "Plaxis 3D".....	141
4.3 Трехмерная конечно-элементная модель полилинейного изотропного упрочнения PLAS (Miso).....	142
4.4 Метод расчета несущей способности, предложенный в данном исследовании.....	146
4.5 Статистический анализ результатов испытаний.....	148
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	164
РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШЕЙ РАЗРАБОТКИ ТЕМЫ.....	166
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	167
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	187

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Диссертация посвящена развитию и уточнению методов расчета армированных оснований фундаментов путем внедрения в исследуемую область решений теорий упругости, пластичности и механики грунтов.

В настоящее время при устройстве фундаментов мелкого заложения на слабых основаниях распространение получили следующие группы способов повышения несущей способности основания: поверхностное и глубинное уплотнение, закрепление грунтов, устройство искусственного основания. Метод устройства армированных грунтовых подушек, относящийся к последней группе способов усиления основания, в последнее время получает все более широкое распространение.

К главным задачам, на решение которых нацелен метод устройства армированных грунтовых подушек, относятся: повышение прочности и устойчивости основания; снижение деформаций.

Несмотря на широкое применение армирования для усиления основания и использование разнообразных материалов в качестве армирующих элементов, вопрос дальнейших исследований в этой области остается актуальным. Причины заключаются в недостаточной изученности следующих вопросов: 1) совместной работы армирующих элементов и грунта; 2) зависимости прочности и устойчивости основания от способа армирования и применяемого вида армирующего материала; 3) поведения и изменения во времени прочностных и деформационных характеристик основания под воздействием длительных статических и циклических нагрузок; 4) отсутствие норм проектирования.

В связи с отсутствием методов расчета, полностью отражающих вышеперечисленные условия, необходимы решения инженерных задач, основанных на современных расчетных моделях строительной механики и геомеханики. Наиболее пригодными для этой цели являются линейные или нелинейные версии метода конечных элементов (МКЭ).

В связи со всем вышеизложенным, дальнейшее продолжение исследований армированных оснований является актуальным в настоящее время.

Достоинства данного метода заключаются в следующем:

- экономия бетона, используемого для устройства фундаментов;
- равномерное распределение напряжений, передающихся на подстилающий слой под армированной грунтовой подушкой;
- повышение устойчивости основания фундаментов и его прочностных характеристик;
- снижение неравномерных деформаций.

Степень разработанности темы исследования. Экспериментальными исследованиями и численным моделированием взаимодействия фундаментов с армированным основанием при циклических нагрузках занимался ряд крупных ученых, таких как; Clement, И.И. Алюшев, И.Т. Мирсаяпов, Tafreshi, М.В. Рубцова, В.И. Клевеко, Agarwal Jyoti, Ravi S. Jakka, Д.Г. Золотозубов, А.Б. Пономарев, N.A. Hataf, А.Н. Boushehrian, A. Ghahramani, Sahu, Raghvendra, R. Gunturi, И.В. Королева, А.З. Тер Мартirosян, В.Ф. Бай, О.В. Козунова, и т.д.

Проведен анализ работ, посвященных влиянию армирования на несущую способность основания, скорость развития деформаций и демпфирование циклических нагрузок: Ю.Т. Чернова, В.М. Антонова, В.И. Клевеко, А.Б. Пономарева, А.Н. Краева, Д.А. Татьянникова, Е.В. Федоренко, И.Т. Мирсаяпова, Д.Р. Сафина, А.О. Попова, В.Р. Мустакимова, А.В. Мащенко, А.С. Гришина, В.В. Леденева, А.Н. Богомоллова, Jyoti Agarwal, Prasad, Е.А. Исаковой, М.В. Рубцовой, А.В. Мельникова, О.В. Хряниной, С.И. Сахарова, Vantamuri, N. Shweta, В.Г. Офрихтера, В.В. Воронцова, Т.П. Кашариной, Л.М. Тимофеевой, Н.Н. Ramesh, В.С. Пономарёва, А.В. Безматерных, Clement, И.И. Алюшева, Tafreshi, V.K. Puri, Д.Г. Золотозубова, N.A. Hataf, Sahu, Raghvendra, Е.П. Скворцова, Разработкой и развитием методов расчета и проектирования армированного грунта основания Q. Chen, Л.А. Строкова, Л.М. Тимофеева, G.S. Pardo, and E. Sáez, A.B. Al-Dawoodi, F.H. Rahil, and M.Q. Waheed, D.C. Drucker, W. Prager. На данный момент полученные аналитические зависимости не охватывают всего спектра поведения

фундаментов при циклическом нагружении. Недостаточно разработаны методы расчета армированных оснований в зависимости от различных параметров циклической нагрузки.

Необходимость проведения дальнейших исследований обусловлена отсутствием математических моделей, которые могли бы прогнозировать изменение несущей способности и деформирования армированного основания фундаментов при воздействии циклических нагрузок.

Объект исследований – горизонтально армированная песчаная подушка.

Предмет исследований – напряженно-деформированное состояние армированной подушки при передаче на нее циклических нагрузок.

Цель работы:

- исследование параметров, влияющих на скорость развития деформаций и несущую способность горизонтально армированного основания при циклическом нагружении;
- разработка научно-обоснованного метода расчета армированного основания при его циклическом нагружении штампом с использованием решений прикладных задач строительной механики и геомеханики на математической основе МКЭ.

Для достижения поставленной цели сформулированы следующие **задачи:**

- выбор и обоснование расчетной упругопластической модели армированного основания, критериев предельных состояний для последующей разработки методики расчета;
- определение оптимальных параметров армирования основания при различной схеме передаче нагрузок на штамп;
- разработка и обоснование (путем сравнения с результатами экспериментов и предшествующих исследований) методики упругопластического конечно-элементного расчета;
- сравнительная оценка экспериментальных и расчетных значений несущей способности и деформативности армированных оснований при циклическом нагружении.

Научная новизна работы состоит в следующем:**1. По специальности 2.1.9.**

- Проведено расчетное моделирование взаимодействия круглого жесткого штампа с упругопластической средой, описываемой физическими соотношениями закона Гука (на допредельной стадии деформирования); условием текучести Мизеса-Шлейхера-Боткина путем использования решения смешанной задачи теорий упругости и пластичности на математической основе МКЭ;

- Выполнена конечно-элементная формализация расчетных областей, назначены параметры упругопластической армированной области при действии статических повторно-переменных и циклических нагрузок;

- Использована трехмерная конечно-элементная модель полилинейного изотропного упрочнения для разработки метода расчета армированного основания при его циклическом нагружении штампом.

2. По специальности 2.1.2.

- Проведено экспериментальное исследование влияния горизонтального армирования основания фундаментов на несущую способность при действии циклических и статических повторно-переменных нагрузок;

- Разработан метод повышения прочности и снижения деформативности оснований фундаментов машин с циклическими нагрузками путем устройства армированной грунтовой подушки;

- Предложен алгоритм и разработана методика расчета несущей способности армированных оснований при циклическом нагружении.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в следующем:

- установлен механизм взаимодействия штампа с горизонтально армированным основанием при статическом и циклическом нагружении;

- проведен многофакторный анализ зависимости скорости развития деформаций и несущей способности армированного основания от плотности основания, размера армирующих элементов, глубины расположения арматуры, эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки и смещения армирующего

элемента, количества циклов нагружения, коэффициента асимметрии цикла и начальной стадии приложения циклической нагрузки;

- разработана методика расчета несущей способности армированных оснований, которая позволяет расширить область применения армированного грунта на фундаменты, подверженные циклическим и повторно-переменным нагрузкам.

Методология и методы исследований. Основаны на комплексном методе, включающем теоретические и экспериментальные исследования, анализе и обобщении полученных результатов с использованием математического моделирования в программном комплексе Plaxis 3D:

1) анализ существующих методов расчета штампов на упругопластическом основании на основе отечественного и зарубежного опыта;

2) анализ существующих методов армирования оснований, в том числе в случае сложных силовых воздействий;

3) проведение и анализ экспериментальных исследований взаимодействия штампа с армированным основанием при варьировании различных параметров (плотности основания, размера армирующих элементов, глубины расположения арматуры, эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки и смещения армирующего элемента, количества циклов нагружения, коэффициента асимметрии цикла и начальной стадии приложения циклической нагрузки);

4) разработка метода расчета несущей способности армированных оснований при циклическом нагружении, и сравнение полученных результатов с результатами численного моделирования.

Апробация работы. Основные результаты диссертационной работы докладывались на 6-й Международной научно-практической конференции «Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство, транспорт» » (г. Тамбов, 2019); на национальной научно-технической конференции с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундамент строении» » (г. Воронеж, 2019); на III-ей Всероссийской (национальной) научно-практической конференции (г. Тамбов, 2021); на второй

Международной конференции по геотехническому проектированию (Ирак, 2021); на научно-практическом семинаре «Достижения строительной области и ЖКХ» (г. Тамбов, 2022).

Публикации. По теме диссертационного исследования опубликовано 16 научных работ, из них работ, опубликованных в рецензируемых научных изданиях, в которых должны быть опубликованы результаты диссертации, и приравненных к ним изданиях, индексируемых в международных базах данных – 4.

Основные положения, выносимые на защиту:

1. По специальности 2.1.9.

- Результаты численного моделирования взаимодействия круглого жесткого штампа с горизонтально армированным основанием при передаче циклических нагрузок;

- Метод расчета армированного основания при его циклическом нагружении штампом на математической основе МКЭ.

2. По специальности 2.1.2.

- Метод повышения прочности и снижения деформативности оснований фундаментов машин с циклическими нагрузками путем устройства армированной грунтовой подушки;

- Результаты экспериментов по определению оптимальных параметров армирования основания при различной схеме передаче нагрузок на штамп.

Степень достоверности научных результатов обеспечивается:

- использованием в работе методов исследования, основанных на применении современных представлений о механике деформирования грунтов;

- корректностью постановки задач и проведения экспериментов;

- сравнением полученных в работе результатов с данными других исследований;

- сопоставлением результатов численных и аналитических решений с экспериментальными данными.

Личный вклад автора. Основные результаты по теме диссертации были получены лично автором и опубликованы в соавторстве с научным руководителем,

который определил основные направления исследования в рамках выполнения базовой части государственного задания Министерства образования и науки РФ. Все численные исследования выполнены лично автором.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, 4-х глав, заключения, списка литературы из 154 наименований. Работа изложена на 191 страницах, содержит 84 рисунок, 58 таблиц, и приложение.

Содержание диссертационной работы соответствует формуле специальности и области исследования «Исследование взаимодействия круглого жесткого штампа с горизонтально армированным грунтовым основанием при действии циклических нагрузок» паспорта научной специальности 2.1.9 Строительная механика, и 2.1.2 Основания и фундаменты, подземные сооружения.

Полный объем исследований, результаты которых представлены в диссертационной работе, выполнен в Тамбовском государственном техническом университете под руководством кандидата технических наук, доцента кафедры «КЗиС» В.М. Антонова.

1 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ

1.1 Методы улучшения строительных свойств оснований

В настоящее время выделяют три основных метода улучшения строительных свойств оснований [1]:

- уплотнение грунтов;
- закрепление грунтов;
- конструктивные методы.

Подробная классификация методов представлена на рисунке 1.1.

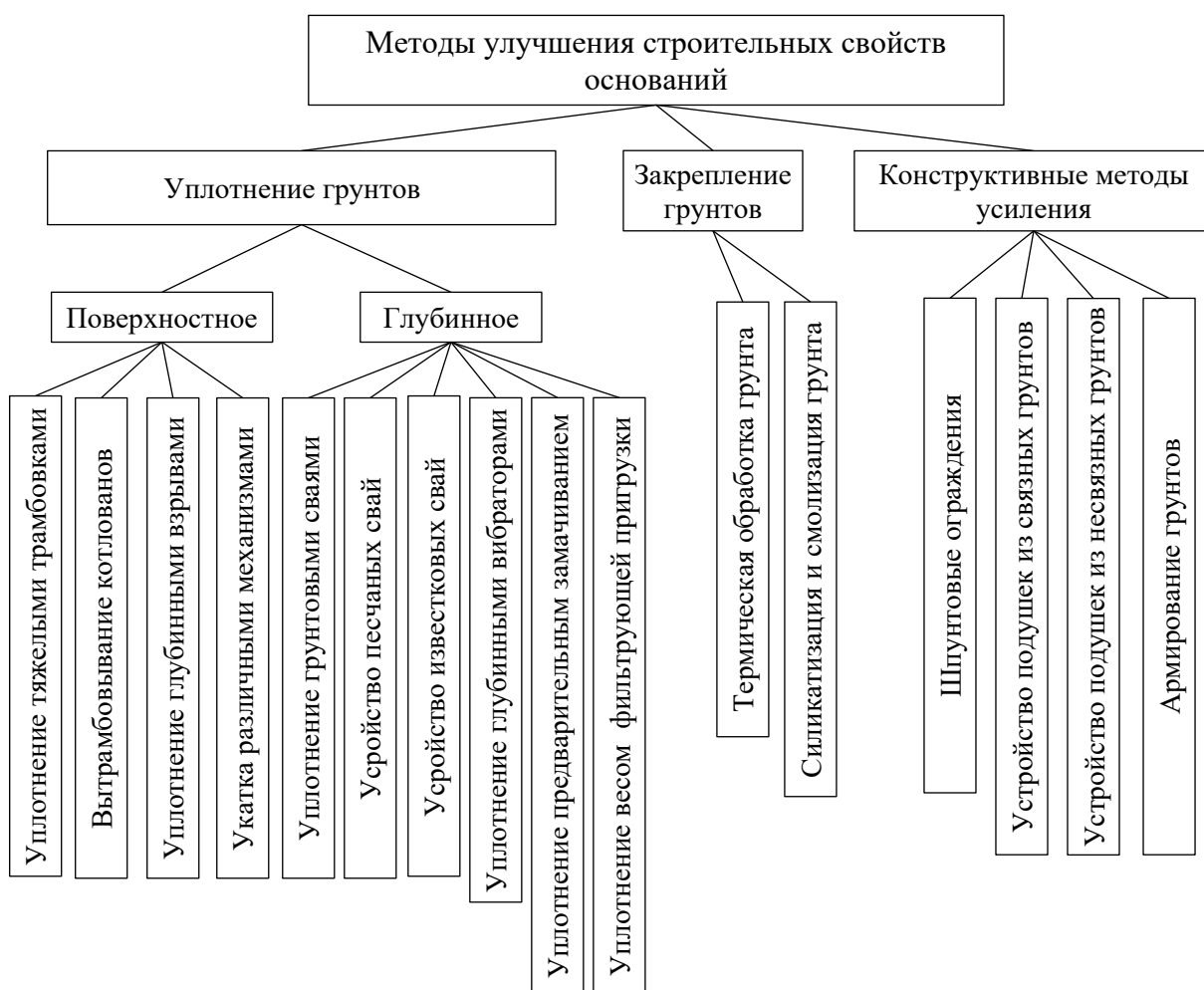


Рисунок 1.1 – Классификация методов улучшения строительных свойств оснований

Одним из наиболее востребованных конструктивных методов является устройство грунтовых подушек, т.е. замена структурно неустойчивого или слабого грунта непосредственно под подошвой фундамента более прочным, малосжимаемым. Технология устройства подушки заключается в отсыпании слоями грунта оптимальной влажности с последующим уплотнением этих слоев до плотности, соответствующей проектной.

Преимущества данного метода заключаются в следующем: возможности его использования в условиях плотной застройки, которая не допускает применения тяжелых трамбовок; возможности укладки уплотненного слоя значительно большей толщины, чем при поверхностном уплотнении.

Применение подушек способствует снижению материалоемкости фундамента здания и сооружения, повышению устойчивости и несущей способности основания, снижению и выравниванию осадок. Достоинства грунтовых подушек: простота производства работ, использование местных материалов, возможность полной механизации, послойного мониторинга за состоянием грунтов при укладке.

Конструктивный метод улучшения искусственного основания посредством устройства грунтовой подушки имеет свои недостатки. Очень часто при необходимости повышения несущей способности основания до необходимой величины возникает необходимость увеличения геометрических размеров песчаной подушки, что в свою очередь повышает ее материалоемкость и трудоемкость производства работ. Увеличение габаритных размеров может быть продиктовано возрастанием нагрузок на фундаменты, параметрами возводимого здания или сооружения. Решить проблему повышения несущей способности песчаной подушки без увеличения ее геометрических размеров возможно с помощью введения в тело подушки армирующих элементов.

Армирование грунтов используется с целью повышения прочности и устойчивости грунта основания, снижения его сжимаемости. Технология устройства заключается во введении в тело основания армирующих элементов,

имеющих высокое сцепление и трение с грунтом, а также имеющих высокие прочностные характеристики.

1.2 Обзор исследований по применению грунтовых подушек

Устройство грунтовых подушек является одним из эффективных способов повышения несущей способности [2] и устойчивости основания. Подушки бывают висячими, устраиваемые путем частичной замены слабого грунта основания (основанием подушки в этом случае является слабый грунтовый слой) и опертые, прорезающие полностью весь слабый слой грунта (основанием подушки выступает более прочный подстилающий слой грунта). Устройство висячих грунтовых подушек целесообразно в случае, когда мощность слабого слоя грунта больше ширины фундамента в 1,5-2 раза.

В работе Моро [3], приведено описание опыта устройства фундамента на песчаной подушке в слабом грунте. Технология устройства представляла собой послойную укладку песчаного грунта толщиной около 0,7 м с последующим его трамбованием, в предварительно вырытом котловане. Дальнейший опыт эксплуатации зданий подтвердил целесообразность использования подушек при строительстве на слабых грунтах [4].

А. Спиридонов выявил способность песчаных грунтов выравнивать приложенное к нему давление и деформации (неравномерность осадок) [5]. Способность песчаного грунта к перераспределению осадок и их сглаживанию за счет подвижности частиц песчаного грунта в дальнейшем также доказана в работе А.В. Кузнецова [6].

В.М. Карлович дал теоретическое обоснование размеров песчаной подушки при строительстве на слабых грунтах [7]. В работе доказана способность песка передавать давление в стороны под углом около 45° , ширина песчаной подушки понизу определялась, исходя из этого момента. Установлено, что для восприятия давления от веса здания или сооружения основанием, представленным грунтовой

подушкой, необходимо, чтобы расчетное сопротивление грунта в уровне подошвы подушки было больше давления по подошве фундамента от внешней нагрузки.

В.К. Дмоховский и В. И. Курдюмов, при определении размеров нижней части подушки и ее толщины основывались на углах передачи давления слоем песчаной подушки [8, 9]. Однако данный метод назначения габаритов подушки не учитывал размеры фундамента и свойства грунта, окружающего тело грунтовой подушки, что нашло свое отражение в работе Ю.М. Абелева и В.И. Крутова [10]. В результате проведенных исследований доказано, что подобный подход к решению вопроса определения размеров подушки приводит либо к перерасходу материалов, либо к недопустимым осадкам грунта в результате значительных боковых деформаций грунтовой подушки.

Б.И. Далматовым [11], был предложен приближенный способ определения необходимой ширины подушки исходя из условия полного исключения бокового расширения. В основу расчета было положено условие равновесия внутреннего давления и давления окружающего массива грунта.

Исследования, проведенные Е. Тошковым [12], показали, что применение песчаной подушки толщиной, составляющей 20 % от ширины подошвы фундамента, смещает области пластических деформаций основания от краев грунтового массива основания под подошвой к его середине.

В работах Н. Н. Морарескула и А.Ф. Чичкина [13, 14], при проведении исследования песчаной подушки в полевых условиях доказано возникновение горизонтальных напряжений, появляющихся вследствие действия вертикальной нагрузки на фундамент, и передающихся на окружающий слабый грунтовой массив. Установлено, что вертикальная деформация песчаной подушки происходит в основном в результате сдвига песчаного грунта подушки в стороны, в результате чего проявляется эффект раздавливания подушки.

А. Н. Краев установил, что для устройства грунтовой подушки выгоднее всего использовать крупнозернистый песок, песчано-гравийные смеси или гравий [15], а применение пылеватых песков с наличием примесей глинистых частиц, а

также отходов производств в виде растворимых и быстро выветривающихся пород не допускается.

Р. А. Мангушев выявил, что при устройстве песчаных подушек особое внимание должно уделяться качеству и технологии их устройства [1]. В работе О. Франциуса отмечалось, что укладка песка слоями толщиной 0,2 м с последующей укаткой или трамбованием дает наиболее ощутимый эффект при использовании песчаных подушек в качестве искусственного основания [16]. При уплотнении грунта особое внимание нужно уделять участкам в углах котлованов или траншей.

1.3 Экспериментальные исследования влияния армирования основания на его прочность, устойчивость и сжимаемость

1.3.1 Материалы используемые для армирования грунтов

Армирование оснований – введение в грунтовый массив специальных элементов с целью снижения деформативности грунтовых массивов и повышения их несущей способности.

Термин «армогрунт» введен и запатентован во многих странах мира. Имеющиеся к настоящему времени исследования подтверждают возможность значительного повышения несущей способности и жесткости грунтовых сооружений путем армирования их различными сетчатыми и сплошными, плоскими и пространственными конструкциями [17, 18].

Основными требованиями, предъявляемыми к армирующему материалу являются: сопротивление выдергиванию, коэффициент трения между материалом и грунтом, прочность на разрыв, относительное удлинение при соответствующей нагрузке.

В качестве армирующих элементов в настоящее время используются следующие материалы:

- геосинтетические материалы (георешетки, геокомпози́ты и геотекстиль);
- горячекатаная стержневая и проволочная арматура;

- песчаный или глинистый грунт (грунтовые сваи);
- мелкозернистый бетон и армированный мелкозернистый бетон;
- пластик, армированный стекловолокном;
- различного рода фиброволокнистые материалы.

По жесткостным и прочностным разновидностям характеристик армирующих элементов выделяют:

- армирующие элементы, которые имеют высокие прочностные и жесткостные характеристики. В процессе работы данные элементы, благодаря своим свойствам, имеют способность воспринимать всю нагрузку или ее часть непосредственно на себя (стальная арматура и арматурная проволока, сваи и микросваи, геосетки с наполнителями);

- армирующие элементы, которые не имеют высоких прочностных характеристик. В процессе работы данные элементы имеют способность увеличивать размеры активной зоны и перераспределять напряженно-деформированное состояние в массиве грунтовой толщи (геотекстиль, базальтовые волокна и т.д.).

По виду геометрического расположения армирующих элементов в грунте основания можно выделить следующие категории:

- основания с вертикальным расположением армирующих элементов;
- основания с горизонтальным расположением армирующих элементов;
- основания с комбинированным расположением армирующих элементов;
- основания, армированный фиброволокном.

1.3.2 Экспериментальные исследования оснований при вертикальном расположении армирующих элементов

И.Т. Мирсаяпов и А.О. Попов [19], при исследовании напряженно-деформированного состояния в массиве грунта, представленного супесью твердой, армированного вертикальными пластиковыми трубками, выявили, что при увеличении нагрузки на фундамент в верхней и нижней части основания

образуются уплотненные пирамиды, которые при дальнейшем росте нагрузки объединяются. При дальнейшем увеличении нагрузки в момент, когда рядом с уплотненной зоной образуется сложная поверхность разрушения, вертикальные стержни начинают воспринимать значительные сдвиговые усилия. Также в результате проведенного исследования в процессе распределения напряжений от увеличивающейся нагрузки в массиве армированного грунта авторы выделяют три зоны напряженного состояния: трехосного сжатия, одноосного сжатия и сдвига.

Д.Р. Сафин в работе [20], исследовал деформативность грунтового основания в виде глины, армированной вертикальными элементами в виде песчаных свай. Выявлено, что при расчетном давлении на поверхность грунта 200 кПа осадка грунтового массива без армирования больше на 70 %, чем осадка у армированного массива грунта, причем величина осадок при давлении до 50 кПа практически одинакова.

А.О. Поповым [21, 22], установлено, что вертикальное армирование грунта основания различными элементами (для выбора армирующих элементов были проведены предварительные исследования) в зависимости от их длины и геометрического расположения способно увеличить несущую способность грунта в 1,42-2,42 раза, а осадки снизить в 1,25-3,15 раза. Результаты исследования на разных ступенях нагружения показали, что максимальные напряжения в грунтовом массиве возникают в уровне оголовков и в нижней зоне, наименьшие значения напряжений выявляются в средней части армированного основания.

При исследовании напряженно-деформированного состояния песчаной свай, армированной по наружному периметру геосинтетической сеткой, в работе [23] А.Н. Краевым установлено, что подобное усиление водонасыщенного глинистого грунта позволит снизить осадку на 55 % по сравнению с естественным основанием. Результаты исследования объяснены стеснением поперечных деформаций за счет введения вертикального армирующего слоя, которое приводит в последствии к снижению осадок грунтового массива основания.

В работе [24] В.М. Антоновым, И.А. Аль-Накди, М.А. Поповым, при исследовании вертикально армированного основания установлено, что

максимальная несущая способность у армированного основания проявляется при расположении стержней по грани штампа.

В работе [25] В.Р. Мустакимов и Р.И. Шафигуллин проводили исследования деформативности рыхлого песчаного грунта, армированного различными вертикальными элементами, отличающимися по геометрическим, жесткостным параметрам и по материалу. В качестве армирующих элементов выступали цемента-грунтовые армоэлементы и стальные стержни, заключенные в пластиковую оболочку, создающую шероховатость по длине стержня. В результате проведенных исследований показано, что при наличии вертикальных армирующих элементов целесообразно наличие под штампом песчано-гравийной подушки, горизонтально армированной геотканью. При отсутствии данной подушки, которая способна перераспределить давление на грунт и включить в работу большую часть вертикальных армирующих элементов вне контура, наличие последних в усиливаемом основании является нецелесообразным.

Исследования, проведенные В.Р. Мустакимовым, Р.И. Шафигуллиным и Е.В. Ивановым [26], показали, что армирование основания вертикальными инъекционными элементами ведет к увеличению модуля деформации на 30 – 50 %. Также было установлено, что минимальная величина погружения вертикальных армирующих элементов в усиливаемое основание составляет 60 % от мощности просадочной толщи ниже подошвы фундамента.

В работе А.Б. Пономарева [27], приведена информация об усилении слабых глинистых оснований вертикальными грунтовыми элементами в оболочке из геосинтетических материалов. При этом осадки фундаментов зданий и сооружений снижались до 50 % в отличие от основания без усиления [28].

В работе В.И. Травуша, В.С. Федорова, О.А. Маковецкого [29], приводилось теоретическое обоснование использования искусственного основания в виде «структурного геотехнического массива» - модели трансверсально-изотропной среды с приведенными деформационными характеристиками.

Рассматривалась задача определения радиуса влияния жесткого цилиндрического элемента при формировании его в упругопластической среде при

струйной цементации грунта. Получена зависимость радиуса влияния от объемного модуля деформации и приведенной прочности исходного грунта.

Предложена методика определения эффективного модуля деформации «структурного геотехнического массива» с выделением ячейки периодичности, в пределах которой выполняется геометрическое осреднение деформационных характеристик.

1.3.3 Экспериментальные исследования оснований с горизонтальным расположением армирующих элементов

В работе В.В. Леденева, и Сонда Диавара [30], в процессе исследования влияния горизонтального армирования на несущую способность глинистого основания установлено, что с увеличением плотности армированного основания возрастают его прочностные характеристики. Наибольшая эффективность армирования достигается при расположении арматурных сеток на глубине в диапазоне $0,2 \dots 0,25$ от диаметра штампа. При расстоянии от штампа до армирующей сетки $0,5$ от диаметра штампа и более эффект от армирования основания не значителен.

В работе В.В. Леденева [31] при проведении штамповых испытаний армированного песчаного грунта выявлено, что увеличение жесткости сетки ведет к повышению несущей способности. Осадка армированного основания снижается в 4-6 раз по сравнению с неармированным. Увеличение заглубления армирующей сетки ведет к уменьшению эффективности ее использования.

А.С. Довгалюк, В.В. Леденев, и В.М. Струлев [32] при исследовании влияния одноярусного армирования на несущую способность песчаного основания кольцевого фундамента выявили, что наибольшая эффективность армирования достигается при расположении арматурных сеток на поверхности основания или на глубине в диапазоне $0 \dots 0,2$ от диаметра штампа. При расстоянии от штампа до армирующей сетки $0,5$ от диаметра штампа и более эффект от армирования основания не значителен.

В работах А.В. Машенко и А.С. Гришиной [33, 34], при исследовании деформационных свойств глинистого грунта, усиленного геосинтетическими материалами при разном показателе текучести выявлено, что нетканые геосинтетические материалы и геокомпозиты по сравнению с геосеткой и тканым геотекстилем более эффективны и менее чувствительны к его консистенции. Следует отметить, что эффект армирования глинистого грунта геосинтетическими материалами падает с ростом показателя текучести грунта.

А.Н. Богомоллов, А.Б. Пономарев, А.В. Машенко, А.С. Кузнецова [35] проводили исследование влияния однослойного армирования из различного типа материалов на деформационные характеристики грунта. Результаты проведенных опытов показывают, что внедрение в грунт геосинтетических материалов способствует увеличению модуля общей деформации на 2-18 %. Эффект армирования не оказывает существенного влияния на модуль общей деформации для глин текучепластичной и мягкопластичной консистенции. Наибольшее увеличение модуля общей деформации глинистого грунта [36] достигается в образцах с показателем текучести 0,4, армированных геокомпозитом (18 %). Использование геосетки и тканого геотекстиля в качестве армирующего материала основания показывает незначительное влияние на сжимаемость глинистого грунта.

Д.А. Татьянников, А.Б. Пономарев [37] в результате исследования напряженно-деформированного состояния песчаных подушек, имеющих трехъярусное армирование, установили, что применение геотекстиля или георешетки в качестве армирующего компонента снижает осадку на 12 % и 20 % соответственно по сравнению с естественным основанием. Увеличение количества слоев армирования из геосинтетических материалов дает эффект увеличения несущей способности основания до определенного предела. Наиболее оптимальным с этой точки зрения является 4 слоя армирующих элементов, расположенных последовательно с шагом 0,2; 0,3 и 0,4 м [38].

В работе Д.А. Татьянникова, В.И. Клевеко, и А.Б. Пономарева [39] приведены результаты штамповых модельных испытаний горизонтально армированных грунтов, исследовано влияние армирования песчаного грунта

георешеткой на осадку фундамента. Расстояние от подошвы фундамента до армирующих элементов составило 0,3 от ширины штампа при одноярусном армировании и 0,3 и 0,5 от ширины штампа соответственно первого и второго слоя арматуры при расположении арматуры в два яруса. В работе выяснено, что при использовании геосинтетических материалов идет перераспределение напряжений в грунтовом массиве и снижается деформативность основания здания.

На рисунке 1.2 представлен сводный график по результатам экспериментов с рыхлым и уплотненным песчаным основанием.

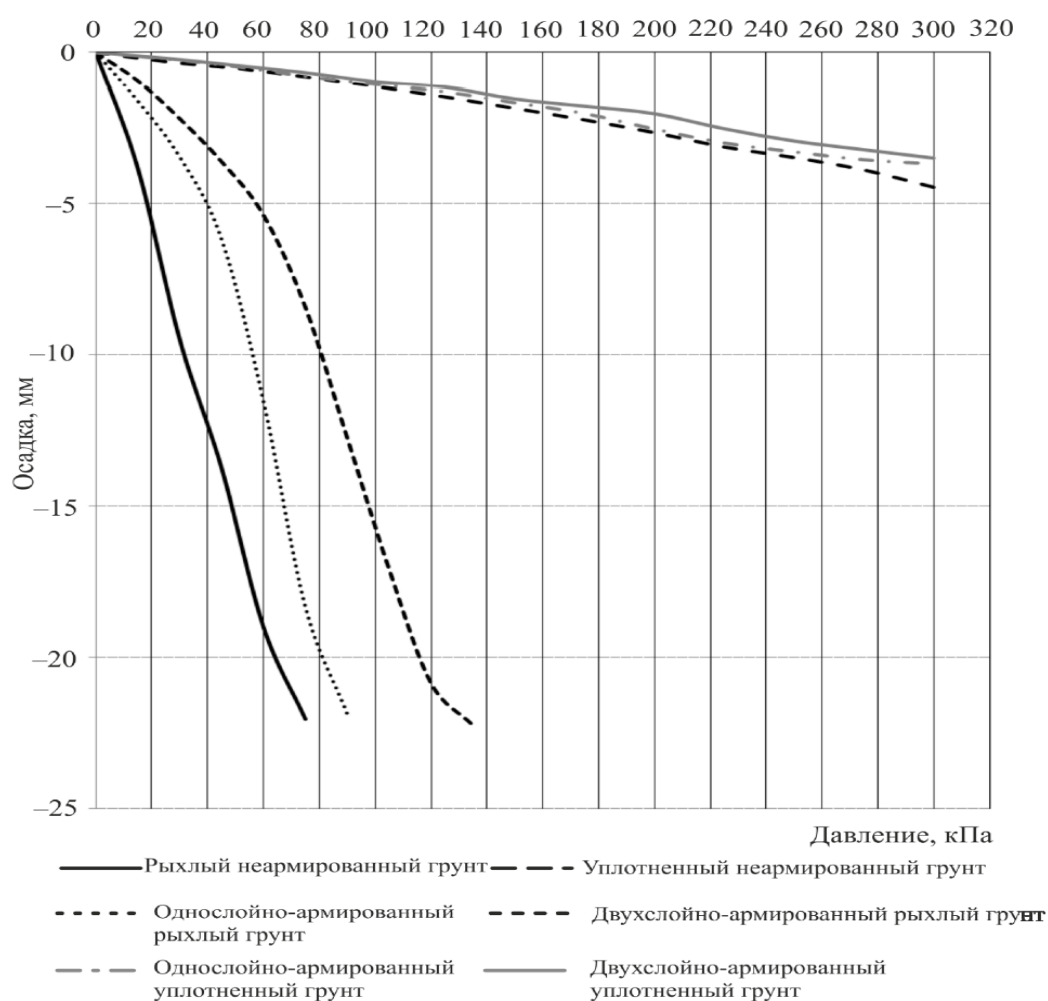
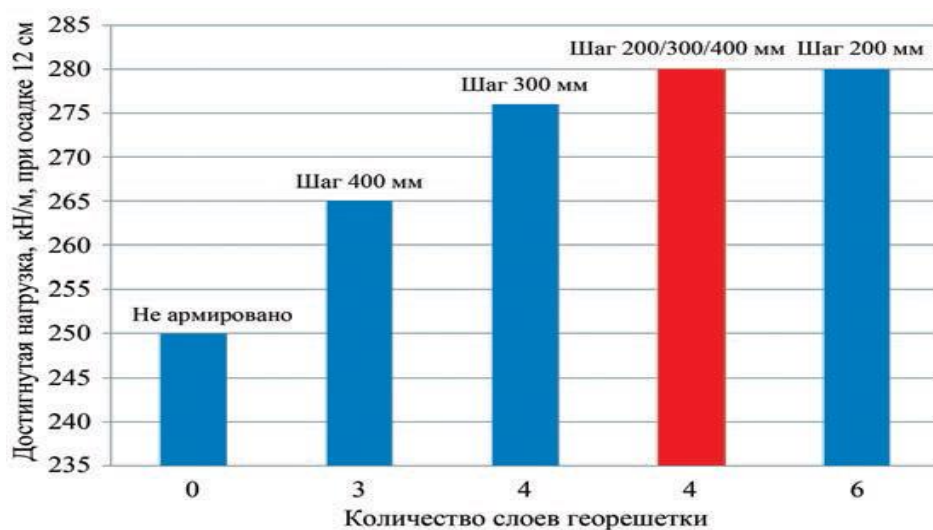


Рисунок 1.2 – Результаты экспериментов с рыхлым и уплотненным песчаным основанием

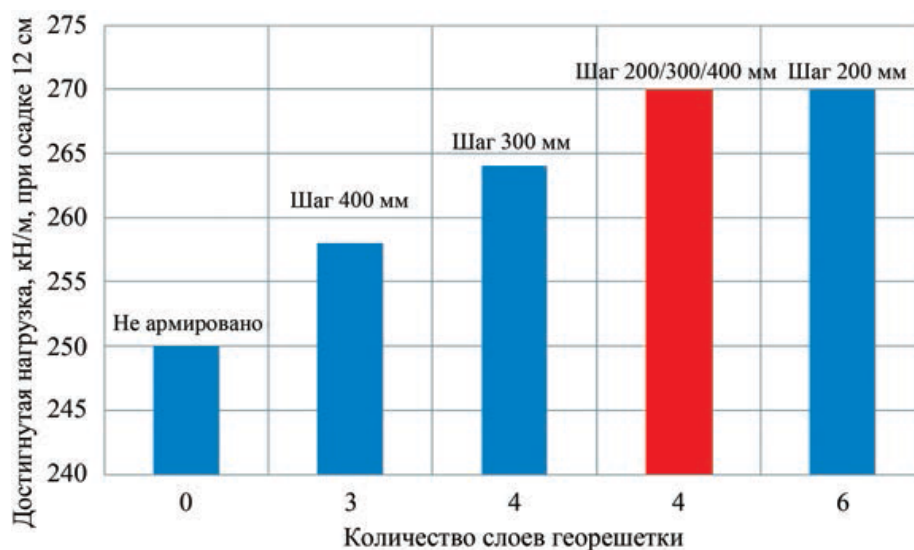
В работе Д.А. Татьянникова [40], установлено, что применение георешетки в конструкциях, воспринимающих значительные сдвиговые усилия намного

эффективнее геотекстиля (георешетка имеет более высокое сопротивление выдергиванию). Результаты экспериментов приведены на рисунке 1.3.

а)



б)

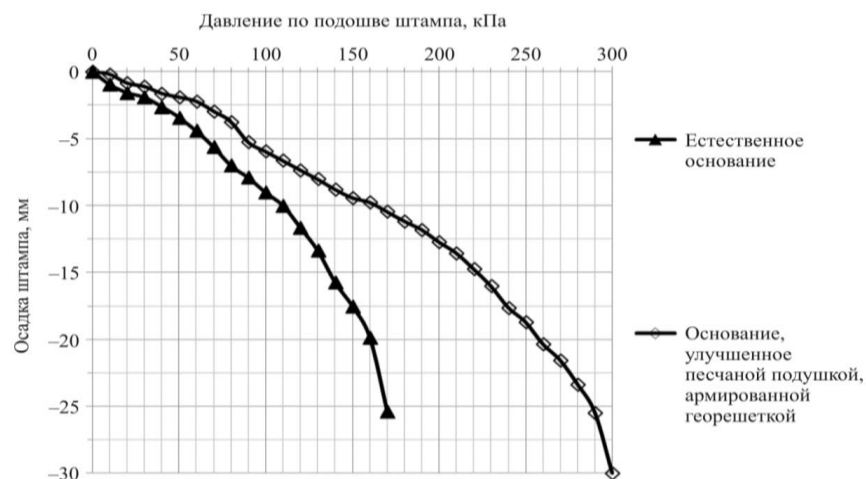


а - георешетка; б – геотекстиль.

Рисунок 1.3 – Диаграммы зависимости допустимой нагрузки от количества слоев геосинтетических материалов

Д.А. Татьянникова и А.Б. Пономарев [41], проводили натурные штамповые испытания армированных фундаментных подушек. По результатам проведенных испытаний были построены графики зависимости «осадка – давление» и «вертикальные напряжения – глубина месдозы», которые отображены на рисунке 1.4 [42].

а)



б)

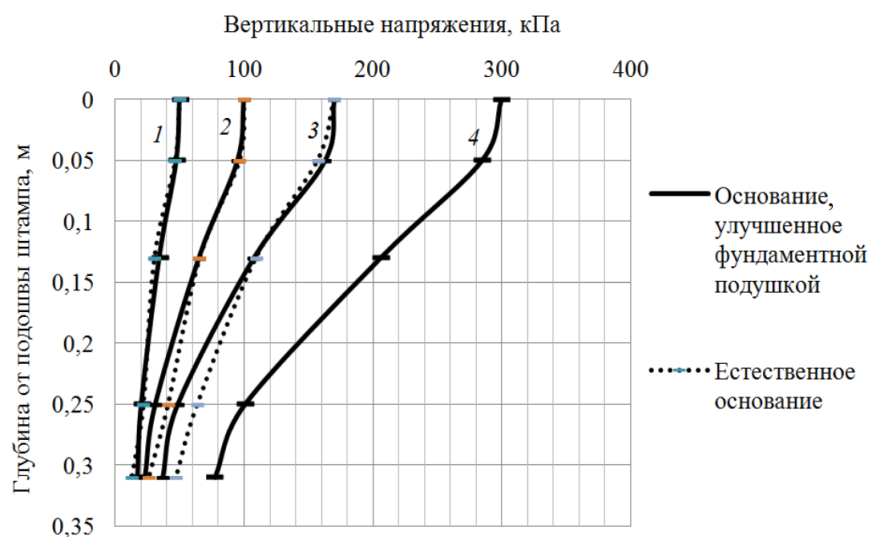


Рисунок 1.4 – Графики зависимости: а- осадка – давление, и б - вертикальные напряжения – глубина мессдозы;

1 – давление на штамп 50 кПа; 2 – давление на штамп 100 кПа; 3 – давление на штамп 170 кПа; 4 – давление на штамп 300 кПа

Полученные зависимости подтвердили ранее полученные качественные параметры работы армированных фундаментных подушек. Так, фундаментная подушка способна значительно снизить осадки в отличие от естественного основания. При этом несущая способность при предельной осадке 12 см для армированной фундаментной подушки на 40 % больше. Перераспределение напряжений согласно данной работе начиналось с глубины 0,15 м от подошвы

штампа, а георешетка работала как армирующий материал после достижения песком фазы уплотнения при давлении 80–90 кПа.

В результате исследования, проведенного В.И. Клевеко, В.Г. Офрихтером, А.Б. Пономаревым и К.В. Решетниковой [43] установлено, что в активной сжимаемой зоне основания, представленной армированной грунтовой подушкой, имеет место перераспределение напряжений. При этом происходит снижение осадок на 60 %, а экономия средств, затраченных на возведение фундаментов, составит 25 %. Авторами работы выявлено, что минимальное количество сеток из геосинтетических материалов, применяемое для устройства армированной песчаной подушки, должно равняться 2-м. Выявлены оптимальные интервалы между слоями армирующих элементов, которые составили от 0,15 м до 0,4 м при постоянной длине армирующих элементов по всей высоте грунтовой подушки.

В работах В.И. Клевеко [44, 45, 46], при исследовании основания, представленного суглинком, армированным нетканым геосинтетическим материалом (в первой серии испытаний) и стеклотканью (во второй серии испытаний) при двухслойном и однослойном расположении армирующих элементов, выявлено, что армирование грунта повышает несущую способность основания в 2 и более раза. Автор работ отмечает, что наибольший эффект армирования достигается в грунтах мягкопластичной и тугопластичной консистенции, а применение однослойного армирования выгоднее по сравнению с двухслойным, поскольку вызывает повышение несущей способности основания на 60 %. При изучении влияния однослойного армирования из стеклоткани на несущую способность основания установлено, что распределение активных напряжений в грунте выражается концентрацией их в области армирующей прослойки и выше ее и минимизацией в области, которая расположена ниже армирующего элемента. Зона перераспределения напряжений сосредоточена областью, ограниченной по ширине половиной диаметра штампа от его внешнего контура.

В работе Е.А. Безусовой, А.А. Мамаевой, В.И. Клевеко [47] рассмотрены следующие виды разрушения для армированных песчаных оснований: разрушение

над верхним армирующим слоем, разрушение между слоями армирующих элементов, разрушение слабого подстилающего слоя грунта, недостаточная несущая способность внутри усиленной зоны. По результатам исследований сделаны следующие выводы: первый армирующий слой должен быть расположен на оптимальной глубине, u , равной $0,2B - 0,5B$ (где B – ширина фундамента); максимальная глубина армирования, d , варьируется от $1,0B$ до $2,0B$; эффективная длина, l , арматуры изменяется от $2,0 B$ до $8,0 B$; геосетки с более высоким модулем растяжения работают лучше, чем геосетки с более низким модулем растяжения, а основания, армированные геосетками, работают лучше, чем основания, армированные геотекстилем.

В работе В.И. Клевеко, и Е.О. Драчева [48], проведено исследование по влиянию усиления песчаного основания армирующими элементами из геокомпозитного или геосинтетического материала на осадку фундамента. Результаты исследования показали, что при одинаковом значении давления на основание, осадка фундамента, армированного геокомпозитом в один слой или два слоя, снижается на 41 % и 77 % соответственно по сравнению с неармированным основанием.

В работе М.В. Рубцовой и В.И. Клевеко [49, 50], предложен лабораторный метод испытания армированного грунтового образца на приборе трехосного сжатия, в целях определения влияния горизонтального армирования на прочностные и деформационные характеристики грунтов.

Prasad, B. Durga, C. Hariprasad, and B. Umashankar [51] исследовали влияние глубины расположения армирующего элемента на осадку фундамента и несущую способность грунта. Было установлено, что оптимальным отношением глубины заложения армирующего элемента к ширине фундамента с точки зрения повышения несущей способности является величина 0,15-0,45. Дальнейшее увеличение данного соотношения с величины 0,6 и выше приводит к снижению несущей способности армированного основания. Минимальное значение деформаций армированного основания проявляется при соотношениях в диапазоне

0,3-0,45. Ширина георешетки в обоих направлениях была величиной постоянной и составляла пятикратную ширину фундамента.

Е.А. Исакова, и Т.М. Бочкарева в работе [52, 53], при исследовании влияния усиления песчаного основания плоским искусственным геомассивом из эпоксидной смолы установили, что осадка армированного основания в 2 раза меньше, чем осадка основания без усиления.

По результатам экспериментов установлено, что применение армирования способно снизить значение осадки в 4...7,5 раза по сравнению с основанием, не имеющим усиления. По результатам исследования выдвинуто предположение аналогии работы модели усиленного основания как ступенчатого фундамента.

О.В. Хрянина, А.А. Белый [54], установили, что двухслойное армирование основания геотекстилем по сравнению с однослойным армированием и основанием, не имеющим армирования способно снизить значение изгибающих моментов в теле гибкого фундамента. Результаты работы О.В. Хряниной [55] показали нелинейную зависимость деформаций армированного основания от нагрузки и их снижение пропорционально количеству слоев армирующих элементов по сравнению с неармированным основанием. С ростом нагрузки на армированный массив грунта также происходит рост модуля деформации.

А.В. Мельников, О.В. Хрянина, и С.А. Болдырев определили, что максимальные растягивающие деформации геосинтетического материала сосредоточены в центральной части [56]. Выявлено, что трехрядное армирование наиболее заметно оказывает влияние на напряженно-деформируемое состояние основания.

О.В. Хрянина и Т.В. Пономарева [57], при исследовании по методу консолидированно-дренированного среза песчаного грунта, армированного стеклотканью выявили, что величина предельной деформации сдвига есть функция прямой зависимости от количества армирующих сеток и нормального давления.

С.В. Антонов, и В.М. Антонов проводили исследования, нацеленные на изучение влияния армирования песчаного основания металлической сеткой на его несущую способность при различных схемах нагружения. Было выявлено, что при

центральном загрузке несущая способность армированного основания увеличивается на 40 %, при внецентренном – на 88 % по сравнению с не усиленным основанием [58]. В рамках данной работы исследовалось также влияние глубины заложения арматурных сеток на усилия, возникающие в их элементах при центральном и внецентренном нагружении. В случае центрального нагружения с увеличением глубины заложения армирующего элемента замечено уменьшение сжимающих напряжений в поперечных элементах армирующей сетки, причем стержни, расположенные по краям сетки - сжаты, а ближе к центру, где приложена нагрузка, - растянуты. В случае внецентренного нагружения увеличение глубины заложения армирующей сетки приводит к появлению участка с растягивающими усилиями у поперечных стержней сетки под краем подошвы фундамента в направлении эксцентриситета.

А. А. Козлов, Ю. А. Козлова, и В. М. Антонов [59], при проведении исследования напряженно-деформированного состояния песчаного основания под фундаментом модели однопролетной стальной рамы, армированного горизонтально уложенной сеткой из арматуры класса В500, выявили уменьшение осадки основания в 1,5 раза по сравнению с грунтом, не имеющим армирования. Также, было установлено отсутствие влияния армирования основания на горизонтальные перемещения рамы и крен фундамента.

В.М. Антонов в работах [60, 61], при исследовании влияния характера армирования на несущую способность и деформативность основания из мелкого песка выявил, что максимальный эффект от однослойного армирования может быть достигнут при расположении горизонтальных армирующих элементов от подошвы фундамента на глубине в диапазоне 0,15...0,25 от диаметра штампа. При расположении арматуры в два слоя максимальная несущая способность и минимальные деформации проявились при глубине залегания арматуры на расстоянии 0,2 и 0,4 диаметра штампа от подошвы фундамента соответственно у 1-го и 2-го слоя армирующих элементов. Эффективность армирования возрастала пропорционально плотности грунта основания. Основание, армированное

горизонтальными сетками, имеет осадку в 1,5 – 2 раза меньше, чем неармированное основание.

При исследовании влияния интенсивности армирования выявлено, что с уменьшением расстояния между стержнями в два раза значения разрушающих нагрузок возрастали до двух и более раз.

При внецентренной разрушающая нагрузка для армированного основания в 1,25–3 раза превышала то же значение для неармированного основания. С увеличением эксцентриситета приложения нагрузки эффект армирования возрастает, особенно при совпадении оси нагрузки с осью арматурной сетки.

При проведении испытаний с заглубленной цилиндрической моделью нагрузка передавалась центрально вертикально и наклонно с углом наклона к вертикали $\alpha = 15^\circ$. Стержни располагались горизонтально и вертикально (рисунок 1.5) в сторону предполагаемого выпора грунта. Разрушающая нагрузка при горизонтальном расположении стержней оказалась в 1,3 выше, чем при вертикальном, и в 2,2 раза выше, чем для неармированного основания, вследствие вовлечения в работу большего объёма грунта.

С.И. Сахарова, изучая вопросы возможности применения армированных грунтовых подушек в качестве основания гидротехнических сооружений в работе [62], выявила, что использование подобного способа усиления приводит к повышению надежности сооружения, уменьшению осадок и к сокращению времени их стабилизации. Также автором разработана методика определения модуля деформаций армированной грунтовой подушки, учитывающая размеры и формы подушки.

В работе А.С. Полуновского [63], отмечено, что передача нагрузки на слабое основание приводит к возникновению плоскости скольжения в грунтовом массиве, представляющую собой совокупность изолиний, проходящих по площадкам нулевого растяжения. Установлено, что наиболее эффективным является расположение арматуры в секторе растягивающих напряжений.

Х.А. Турсунов [64] при исследовании влияния армирования на свойства просадочных грунтов установил, что любой тип армирования уменьшает

просадочные свойства грунта, а горизонтальное армирование уменьшает глубину сжимаемой толщи и увеличивает размеры деформируемой зоны по ширине.

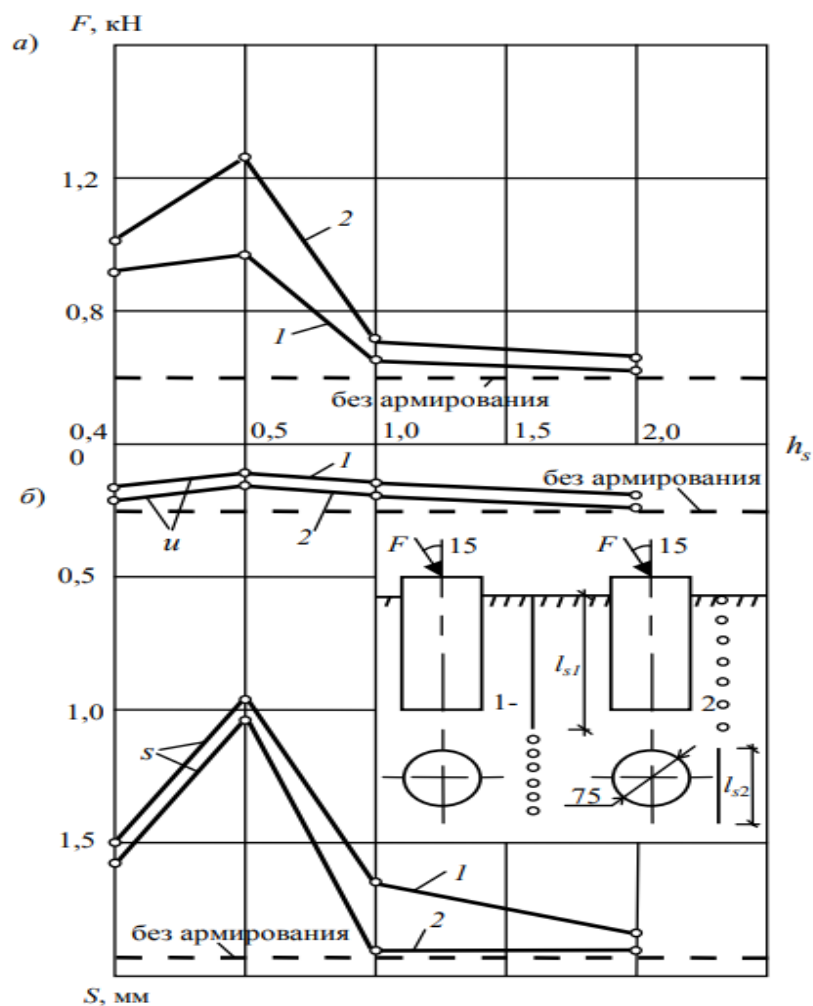


Рисунок 1.5 – Зависимость величин разрушающих нагрузок (а), горизонтальных перемещений и осадки модели (б) от расстояния до вертикально (1) и горизонтально (2) расположенных стержней

В исследованиях, проведенных В.В. Воронцовым и А.Н. Краевым [65, 66], выявлено, что размещение армирующих элементов в пределах растягивающих зон уменьшает деформации и увеличивает сдвиговую прочность слабого основания. В работе армированного грунтового основания выделено три стадии. Первая стадия проявляется от начала передачи нагрузок от фундамента на грунт до возникновения деформации в армирующих элементах (армирование не оказывает влияние на работу грунтового основания). Вторая стадия характеризуется ростом прочности

армированного грунта основания вследствие включения арматуры в работу. Третья стадия характеризуется стабилизацией сопротивления сдвигу.

А.А. Тажигулов [67] исследовал армирование грунта в зоне контакта с подошвой фундамента. В результате проведенной работы установлена способность армирующих элементов включить в работу дополнительный объем грунта в горизонтальном направлении, которая приводит к увеличению несущей способности грунта основания и уменьшению его осадок.

Повышение устойчивости основания можно достичь за счет преднапряжения армирующих слоев. Данный метод описан в работе А.М. Ширанова, А.Л. Невзорова [68]. Приведены результаты исследований двух способов устройства армированных песчаных подушек. В первом из них эффект преднапряжения достигался за счет определенного порядка послойного уплотнения грунта подушки, во втором – закладкой в нее набухающего материала.

Испытывались 4 модели песчаной подушки: без армирования; с двухслойным горизонтальным армированием без преднапряжения; с преднапряжением геосетки за счет поочередного послойного уплотнения песка; с преднапряжением геосетки за счет использования набухающего материала. Для оценки напряженно-деформированного состояния основания использовался бесконтактный метод цифровой трассерной визуализации – Particle Image Velocimetry. Моделирование подтвердило высокую эффективность предварительного напряжения. Предельное давление на основание с двухслойным горизонтальным армированием и преднапряжением армирующих слоев по первому способу составило 195 кПа, по второму способу – 165 кПа, тогда как при отсутствии предварительного напряжения эта величина составляла 110 кПа.

Предварительное напряжение армирующих слоев за счет очередности послойного уплотнения грунта позволило увеличить несущую способность подушки более чем на 70 %, по сравнению с моделью без преднапряжения. Метод, основанный на использовании набухающего грунта, дал эффект прироста несущей способности подушки на 50 % [69].

Е.В. Федоренко, и Фам Дык Тиеп установили, что у всех геосинтетических материалов при росте нормальных напряжений значения коэффициента трения армирующего материала о несвязный грунт сначала достигают пика, а затем наблюдается их снижение [70]. Данный момент имеет важное значение при проектировании грунтовых подушек.

Vantamuri, Shweta N. в работе [71], выявили, что осадка армированного песчаного основания снижается пропорционально количеству сеток георешеток и плотности грунта основания.

1.3.4 Экспериментальные исследования оснований при комбинированном расположении армирующих элементов

В исследованиях, проведенных В. В. Воронцовым, В. М. Чикишевым, Ю. В. Огородновой, А. С. Липихиным [72] рассматривалось напряженно-деформированное состояние основания, армированного геотекстильным материалом. Было установлено, что при равных величинах деформации несущая способность армированного основания выше на 47 %, чем неармированного. Схема армирования основания приведена на рисунке 1.6.

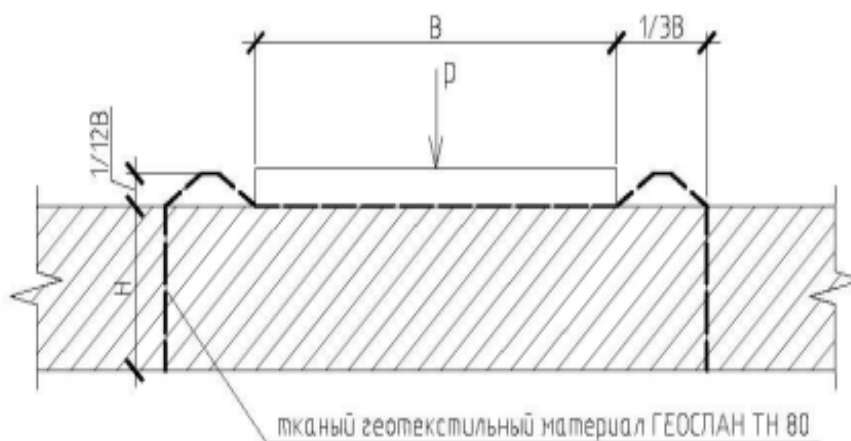
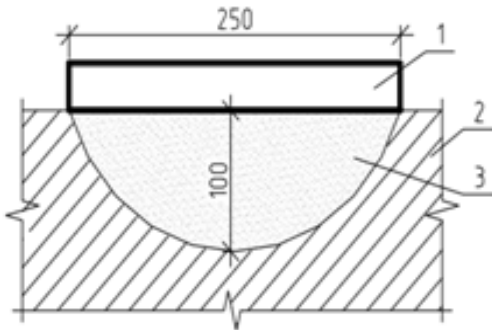


Рисунок 1.6 – Схема армирования основания

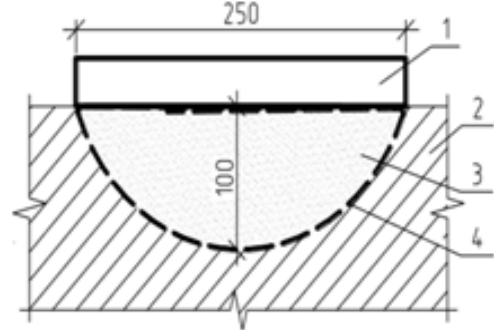
В.Ф. Бай, А.Н. Краев в результате исследований напряженно-деформированного состояния песчаной подушки с криволинейным очертанием

(рисунок 1.7), установили, что армирование уменьшает осадку более чем на 20 % [73, 74, 75].

а)



б)



а – штамп на песчаной подушке с криволинейной подошвой; б – штамп на песчаной армированной подушке с криволинейной подошвой;

1 – жесткий плоский штамп; 2 – слабое глинистое основание; 3 – песок средней крупности; 4 – геосетка

Рисунок 1.7 – Исследуемые модели

В.Ф. Бай, А. Н. Краев, П. И. Васенин, Д. С. Скворцов выявили, что для увеличения несущей способности песчаной грунтовой подушки с криволинейным очертанием, армированной по контуру геосеткой и исключения раннего появления зон пластических деформаций под краями штампа необходимо увеличение габаритных размеров подушки [76, 15].

А.Н. Краев [4] в результате исследования напряженно-деформированного состояния армированной песчаной подушки криволинейного очертания в полевых условиях и лабораторных экспериментах выявил, что контурное армирование способно снизить осадки основания до 50 %, а его поперечные деформации в 2,5 раза и более.

Т.П. Каширина и А.П. Приходько [77] исследовали основание в виде песка средней крупности, армированного горизонтальными и наклонными полимерными армолентами. Авторами установлено, что для увеличения несущей способности целесообразно применять наклонные армоленты, которые повышают устойчивость грунтоармированной конструкции в целом. Возникновение максимальных

растягивающих напряжений в армирующих элементах было зафиксировано на расстоянии $1/3$ от верха армированного основания. Перераспределение напряжений при выходе из строя первых рядов армирующих элементов между оставшимися элементами не приводило к потере устойчивости и потере несущей способности конструкции грунтоармированного основания в целом. Рекомендовано применять армоленты, имеющие повышенную шероховатость поверхности.

В работе И.Т. Мирсаяпова и Р.А. Шарафутдинова [78] было произведено несколько серий испытаний фундамента с комбинированным армированием (геосетка в виде горизонтального армирования и вертикальные пластиковые трубки) (рисунок 1.8). В результате исследования выявлено, что осадка песчаного основания уменьшается пропорционально количеству армирующих элементов. Так, присутствие одно-, двух- или трехъярусного горизонтального армирования геосетками способно уменьшить деформацию основания соответственно в 1,5; 2,2 и 3,4 раза по сравнению с неармированным основанием. Вертикальные и горизонтальные армирующие элементы оказывают противодействие сдвиговым усилиям, возникающим в грунтовом основании непосредственно под штампом, перераспределяют напряжения, что позволяет исключить выпоры грунта.



Рисунок 1.8 – Серии лотковых испытаний

Экспериментальные исследования армированных различными способами оснований представлены в работе [60], проведены В.М. Антоновым. В исследованиях рассмотрено влияние характера расположения арматуры

(горизонтальное, вертикальное и наклонное), на напряженно-деформированное состояние грунта основания. Автором установлено, что армирование основания в независимости от расположения характера армирующих элементов ведет к снижению деформационных свойств и повышению несущей способности. Напряжения, возникающие в армирующих элементах, передаются за счет сил трения, возникающих по контактной поверхности между арматурой и окружающим массивом грунта. Введение в грунтовый массив армирующих элементов приводит к образованию под подошвой фундамента области грунтового массива более жесткого, чем у окружающего грунта. Несущая способность армированного основания возрастает в 2-3 раза, в зависимости от вида и характера расположения армирующих элементов, по сравнению с не усиленным основанием.

В работе А.М. Ширанова, А.Л. Невзорова, представлены результаты исследования армированной песчаной подушки при различных способах размещения армирующих слоев: подушка без армирования, трехслойное армирование, трехслойное армирование с отгибом концов полотнищ, трехслойное S-образное армирование, трехслойное армирование с анкерровкой концов полотнищ, замкнутый контур армирующего материала, три замкнутых контура армирующего материала, три замкнутых контура с предварительным натяжением армирующих слоев.

По результатам экспериментов было выявлено, что многослойное армирование подушки с закреплением концов полотнищ армирующего материала обеспечило необходимые значения осадок фундаментов при заданных размерах подушки, а самым эффективным стало устройство обойм небольшой высоты. Модели с неподатливой анкерровкой концов или предварительным напряжением полотнищ армирующего материала отличались малыми осадками на начальных стадиях нагружения штампа и высокой несущей способностью. При разрыве слоев армирования происходило прогрессирующее развитие деформаций с потерей устойчивости основания. При этом податливая анкерровка позволяет перераспределить напряжения в искусственном основании между армирующим

материалом и грунтом, исключая тем самым разрыв полотнищ и быстро прогрессирующее развитие осадки [68].

1.3.5 Экспериментальные исследования оснований армированных фиброволокном

В работе Х.Ф. Ахмеда [79], рассмотрено многослойное расположение базальтовых армирующих волокон в глинистом основании. Автором выявлено, что эффективность работы одноярусного армированного основания зависит от габаритных размеров и расстояния от подошвы фундамента до армированного слоя, а также от габаритных размеров столбчатого отдельно стоящего фундамента. Х.Ф. Ахмед предложил двухслойный вариант расположения армирующих элементов, как наиболее эффективный для применения.

В работе [80] Н. N. Ramesh, L. Manjesh, Н.А. Vijaya Kumar использовали для армирования основания в виде песчаной подушки толщиной 0,5 м фиброволокно из полипропилена при 0,5 % его содержании. В результате исследования установлено, что несущая способность армированного грунта возрастает на 35 % при этом деформации возрастают на 5 % по сравнению с неармированной песчаной подушкой.

Гришина А.С., Пономарев А.Б. [81], предложили дискретную модель Zornberg, при помощи которой с большой точностью возможно определить коэффициент сцепления и угол внутреннего трения фиброгрунта при содержании полипропиленового или базальтового волокна до 0,5 % по массе грунтового массива. В работе [82] выделили два подхода для определения прочности фиброгрунта: композитный (армированный грунт выступает как однородный материал) и дискретный (прочность определяется по независимым характеристикам фибры и грунта). Дискретный подход имеет преимущество в возможности определения прочности фиброгрунта по математическим зависимостям, не прибегая к необходимости проведения дополнительных экспериментов.

А.В. Безматерных, В.Г. Оффрихтер, доказали, что образцы песка, армированные полипропиленовым волокном, при испытании на трехосное сжатие обладают значительно большей несущей способностью, нежели неармированные образцы [83].

Пономарев, А. Б., Кузнецова А.С., и В.Г. Оффрихтер [84], Т.П. Каширина и А.П. Приходько [77], установили, что песок, армированный полипропиленовым волокном имеет деформации больше, чем неармированный песок в диапазоне давления по подошве фундамента от 0 до 600 кПа. С увеличением процента армирования возрастает величина разрушающей нагрузки, повышается несущая способность материала и протяженность участка линейной деформируемости на диаграмме зависимости относительной осадки от напряжения по подошве фундамента.

А.Б. Пономарев в работе [27], изложил преимущество фиброармирования грунта. Фиброармирование не нуждается в анкеровке, по сравнению с плоским армированием, чтобы обеспечить нужное сопротивление выдергиванию. Так, армирование песчаного грунта волокнами полипропилена в диапазоне 0,25-1 % от массы сухого грунта наделяет песок удельным сцеплением до 60 кПа и позволяет до 20 % увеличивать угол внутреннего трения.

1.3.6 Экспериментальные исследования армированных грунтовых оснований при действии циклических нагрузок

В работе Clement. Sandrine, R. Sahu, R. Ayothiraman, G. V. Ramana [85], при исследовании влияния динамической нагрузки на вибропрочность основания в виде крупного песка, имеющего двухъярусное армирование георешеткой, выявлено, что затухание вибрации армированного основания происходит после большего количества циклов, чем в случае неармированного основания (затухание вибрации наступает после 12-14 циклов). Армирование повышает частоту собственных колебаний и уменьшает амплитуду их пика при низких значениях возмущающего усилия.

И.И. Алюшев и И.Т. Мирсаяпов при исследовании несущей способности основания, армированного горизонтальной геосеткой [86, 87] установили, что затухание и стабилизация осадок грунта армированного основания наступает в первые 200-300 циклов воздействия по сравнению с неармированным грунтом, у которого данный момент наступает лишь после 700-го цикла. При этом в армирующих элементах наблюдаются деформации при первых 200-300 циклах нагружения, и в последующем затухают. Также результаты работы показали, что армирование позволяет увеличить несущую способность основания в 1,55-1,75 раза при циклическом загрузении и в 1,9-2 раза при воздействии статической нагрузки.

В работе [88] Tafreshi, SN Moghaddas, Gh Tavakoli Mehrjardi, и M. Ahmadi при исследовании влияния циклической нагрузки на деформационные характеристики грунта основания установили, что с увеличением количества циклов нагрузки остаточные деформации накапливаются, полное снятие нагрузки не вызывает обратимости деформаций массива грунта.

Исследование влияния циклической нагрузки на деформативность песчаного основания, армированного георешеткой, в работе V. K. Puri, S. Kumar, B. M. Das, S. Prakash, и B. Yeo [89], показало наличие у армированного грунта предельного числа циклов нагружения, после преодоления которого осадка фундамента затухает.

Д. Г. Золотозубов, А. Б. Пономарев в работе [90], при исследовании влияния циклической нагрузки на деформационные характеристики грунта основания, армированного геотекстильным материалом, установили, что осадка основания прямо пропорциональна количеству циклов воздействия. Выявлено, что осадка поверхности грунта имеет меньшее значение, чем осадка грунтового массива в месте расположения армирующего материала.

И.Т. Мирсаяпов и И.В. Королева [91], в результате исследования напряженно-деформированного состояния грунта, представленного твердой супесью, армированной вертикальными пластиковыми трубками, под воздействием циклической нагрузки установили, что максимум напряжений наблюдается под фундаментной плитой; наибольший рост напряжений и

максимальные осадки грунтового массива происходили в течении первых 100 циклов нагружений, причем рост осадок наблюдался как в пределах плиты, так и вне ее пределов.

Nataf, N., A. H. Boushehrian, и A. Ghahramani [92], провели исследование влияния армирования песчаного основания георешеткой с анкерными элементами на деформационные свойства грунта. Схема армирования представлена на рисунке 1.9. В результате экспериментов выявлено, что 50 % осадки происходит на начальных циклах приложения циклической нагрузки вследствие повышения сцепления армирующих элементов с частицами песка в результате уплотнения последних. Рост несущей способности наблюдался с увеличением значения циклической нагрузки. Увеличение количества слоев армирующих элементов свыше четырех практически не сказывалось на деформационных характеристиках основания. Стабилизация и затухание осадок с ростом количества армирующих слоев наступало за меньшее количество циклов приложения нагрузки.

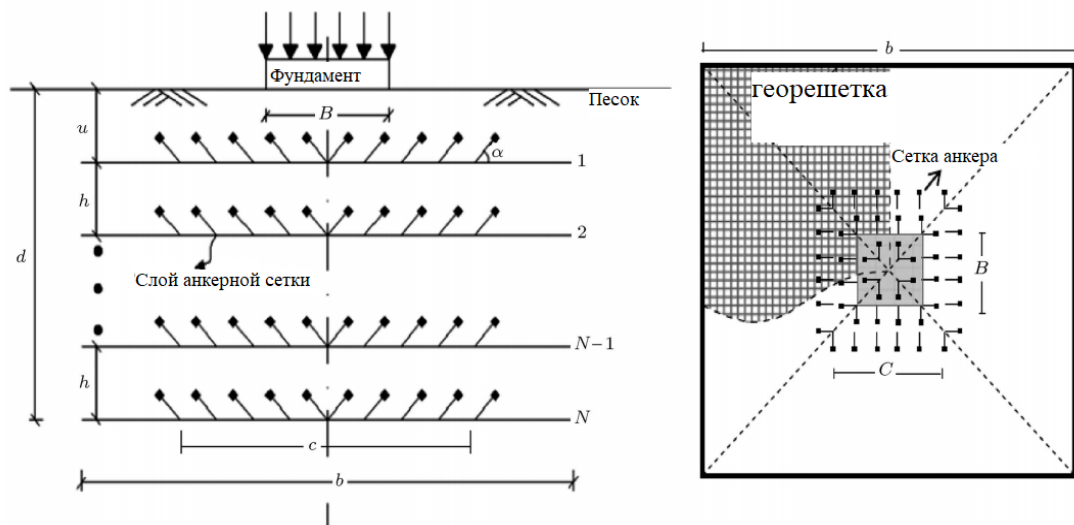


Рисунок 1.9 – Расположение анкерных элементов на георешетке

Исследования Sahu, Raghvendra, R Ayothiraman, Gunturi R., показали что песчаное основание, двухъярусно армированное георешеткой из полиэтилентерефталата, имеет увеличенную частоту собственных колебаний и уменьшенный коэффициент демпфирования по сравнению с неармированным песком [93].

Результаты исследования влияния вертикального армирования массива, представленного лессовидными твердыми супесями, на амплитуду и частоту собственных колебаний фундамента представлены в работе Е.П. Скворцова [94]. Установлено, что усиление грунтового массива вертикальными элементами приводит к повышению частоты собственных колебаний и уменьшению их амплитуд.

1.4 Обзор теоретических исследований армированных грунтовых оснований

1.4.1 Методы расчета прочности и устойчивости армированных оснований

В работе Р.А. Мангушева, и Р.А. Усманова, установку армирующих элементов в теле подушек рекомендовано производить согласно схеме, приведенной на рисунке 1.10.

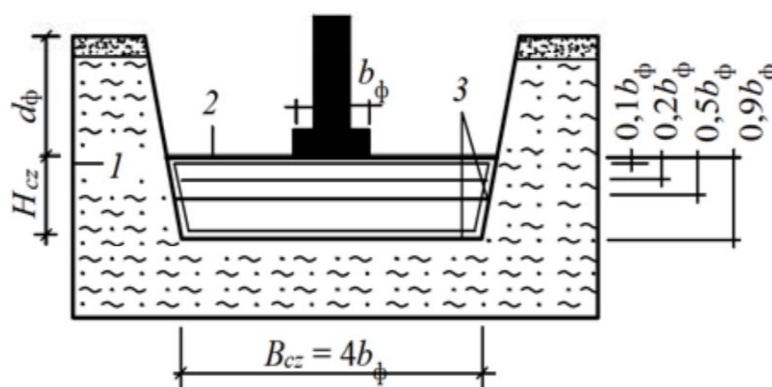


Рисунок 1.10 – Схема армирования песчаной подушки

1 – слабый водонасыщенный грунт; 2 – песчаная подушка; 3 – армирующие элементы

Число армирующих элементов в теле подушки необходимо назначать не менее четырех. При проектировании уплотненной армированной подушки величину среднего давления от условного фундамента на уровне кровли слабого слоя основания определяли по формуле:

$$p_{II} = \sum N_{II} / A_{cz}, \quad (1.1)$$

где $\sum N_{II} = N_{II} + N_{фг} + N_{cz}$ – сумма всех действующих нагрузок на уровне кровли слабого слоя, A_{cz} – площадь подошвы уплотненной армированной подушки на уровне кровли слабого слоя грунта.

Применение указанных подушек позволяет в 1,5...3 раза уменьшить их толщину по сравнению с традиционно применяемыми методами, а также уменьшить размеры фундаментов. Обладая большой распределительной способностью (жесткостью), они позволяют снизить величину вертикального сжимающего напряжения σ_{zp} на слабый слой грунта основания до величины его структурной прочности ($\sigma_{zp} \leq p_{str}$) [95].

В работе М.А. Горбуновой и В.И. Клевеко [96], предложена методика расчета армированного вертикальными элементами основания:

$$P \leq ctg\varphi T + N_c, \quad (1.2)$$

где P – нагрузка на армированный массив, T – сопротивление армированного грунтового массива сдвигу, N_c – сопротивление армированного грунтового массива сжатию в средней части.

Рекомендуется общую осадку армированного основания определять:

$$S_{общ} \leq S_б + S_{аз} + S_y, \quad (1.3)$$

где $S_{общ}$ – общая осадка армированного основания, $S_б$ – осадка грунтовой подушки, $S_{аз}$ – осадка армированного основания, S_y – осадка фундамента.

По итогам исследований соотношение между величиной осадок неармированного грунта и армированного грунтов составляет 1,3–3,3 раза, в зависимости от типа армирования. В целях сопоставления фактических и прогнозируемых значений осадок был произведен расчет величины осадки аналитическим методом по формуле Шлейхера. Конечная величина осадки отличалась в 3 раза.

Т.А. Ольхина, С.Р. Хакимова, В.И. Клевеко в работе [97], представили сравнение значений несущей способности армированного песчаного грунта полученные с помощью аналитического метода, основанного на обработке

результатов серии штамповых испытаний и численного метода с применением программного комплекса Plaxis. Разница результатов расчета составила 28,6 %.

А.Б. Пономарев, Д.Г. Золотозубов [98], при расчете оснований армированных геосинтетическими материалами рекомендовали вводить параметр жесткости (G), учитывающий одновременно деформационные и разрывные характеристики материала.

Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев, В. И. Клевеко в работе [99], установили, что передача растягивающих усилий на геосинтетический материал происходит за счет трения материала о грунт основания, который количественно можно оценить по формуле:

$$f_g(\sigma) = \frac{\tau^{max}(\sigma)}{\tau_s^{max}(\sigma)}, \quad (1.4)$$

где $\tau^{max}(\sigma)$ - максимальное касательное напряжение, возникающее при соответствующем нормальном напряжении σ при испытании на сдвиг системы грунт — геосинтетический материал, кПа; $\tau_s^{max}(\sigma)'$ - аналогичный показатель при испытании на сдвиг системы грунт – грунт.

А.Б. Пономарев и Д.А. Татьянников в работе [42], предложили конструкцию песчаной подушки, армированной горизонтальными геосинтетическими элементами, при этом в качестве армирующего материала использовали георешетку Secugrid и геотекстиль тканый двухосный ТН-50. В результате проведенных исследований установлен оптимальный интервал относительного удлинения материала, при котором достигалась максимальная жесткость для каждого типа геосинтетика; сделан вывод о том, что в конструкциях песчаных подушек, которые воспринимают сдвиговые усилия, использование георешеток более эффективно, чем применение геотекстильных материалов. При этом наиболее эффективной по расчету была конструкция песчаных подушек с переменным шагом армирования. Для инженерного метода расчета осадок рекомендовано использовать метод послойного суммирования с применением приведенных деформационных характеристик, а для полного анализа работы песчаных подушек с переменным шагом армирования необходимо использовать

численные методы, которые позволяют вести расчет в упругопластической стадии работы грунтового массива.

Была предложена конструкция песчаной подушки с переменным шагом армирования $\Delta h' = (n - 1)(100 + 200)$ с обязательным расположением слоя на границе между подошвой подушки и кровлей слабого грунта. Данная конструкция позволила получить удельную несущую способность основания в среднем на 42 % выше, чем при постоянном шаге армирования.

Предложена формула для определения силы предельного сопротивления армированной песчаной подушки, учитывающая эффект армирования и увеличение силы предельного сопротивления за счет механических характеристик геосинтетических элементов:

$$F_u^{\text{арм.}} = F_u^{\text{арм.в}} + F_u^{\text{арм.мех}}, \quad (1.5)$$

где $F_u^{\text{арм.в}}$ – сила предельного сопротивления основания, учитывающая эффект армирования, определяемого взаимодействием арматуры с грунтом; $F_u^{\text{арм.мех}}$ – увеличение силы предельного сопротивления за счет механических характеристик горизонтальных геосинтетических материалов.

Несущая способность ленточного фундамента на армированной подушке:

$$F_u^{\text{арм.в}} = b'l'(\gamma_k b' N_\gamma k_\gamma + N_q q k_q + c'_k N_c k_c), \quad (1.6)$$

где k_γ, k_q, k_c – поправочные коэффициенты.

Для определения осадки армированных песчаных подушек рекомендуется использовать приведенный модуль деформации в пределах линейной стадии работы конструкции. В этом случае предложенная методика расчета позволяет определять осадки с достаточной степенью точности в пределах 6...14 %. Дальнейший прогноз осадки при больших давлениях, при переходе грунтового основания в упругопластическую фазу с образованием участков местных сдвигов рекомендуется производить численными методами с использованием аппарата МКЭ [45].

Значительный вклад в изучение работы армированного основания внесла Л.М. Тимофеева [100,101,102,103,104]

В работах автора рассмотрены следующие виды армированных оснований:

- с однослойным армированием горизонтальными прослойками;
- с многорядным армированием горизонтальными прослойками;
- с армированием вертикальными и наклонными сваями;
- со смешанным армированием трехмерными, двухмерными и одномерными элементами различной ориентации.

Л.М. Тимофеева предложила три основные расчетные схемы армогрунтовых конструкций: континуальную - при дисперсном армировании частицами и короткими волокнами, линейном и двухмерном армировании с частым расположением волокон; дискретную и дискретно-континуальную - при редком расположении включений, взаимодействием которых можно пренебречь.

Опыты Л.М. Тимофеевой показали, что благодаря включению в грунт армирующих материалов целенаправленно можно изменить прочность и деформативность основания, снизить неравномерность осадок [105].

Автором работ также доказано, что применение комбинированного армирования сильнопучинистых грунтов основания трёхмерными матами из синтетических полимерных волокон способно повысить его устойчивость при оттаивании и промерзании.

В соответствии с требованиями европейских норм EBGEO, для определения несущей способности армированных грунтовых подушек необходимо использовать формулу:

$$R_{n,k} = R'_{n,k} + \Delta R_{n,k}, \quad (1.7)$$

где $R'_{n,k}$ — несущая способность неармированной грунтовой подушки;

$\Delta R_{n,k}$ — увеличение несущей способности за счет армирования.

При расчете $R_{n,k}$ исходят из наименьшего из значений разрывной прочности и сопротивления выдергиванию армирующего материала [106].

Chen. Q, [107], выделил несколько различных видов разрушения армированного основания: над арматурой, в армированной зоне, разрушение по слабому подстилающему слою, и частичное при сдвиге в армированной зоне.

Если прочность армированной зоны намного больше, чем у нижележащей неармированной зоны (рисунок 1.11), а отношение глубины армирования (d/B) относительно невелико, разрушение при продавливании произойдет аналогично разрушению двуслойного основания со слабым подстилающим слоем.

В этом случае несущая способность для ленточного фундамента на основании с горизонтальным армированием:

$$q_{u(R)}^* = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_t d + \Delta q_T, \quad (1.8)$$

где $q_{u(R)}^*$ – несущая способность армированного основания при статической нагрузке; q_b – несущая способность нижележащего неармированного грунта; C_a – сила сцепления арматуры с грунтом = $c_a d$; c_a – единичное сцепление; d – толщина армированной зоны; P_p – пассивная сила (реакция грунта); δ – угол наклона пассивной силы к горизонтали; B – ширина подошвы; γ_t – удельный вес грунта в усиленной зоне; и Δq_T – несущая способность за счет армирования,

$$q_b = c_b N_c + q N_q + 0,5 \gamma_b B N_\gamma, \quad (1.9)$$

где c_b – сцепление грунта в неармированной зоне; q – пригрузка; γ_b – удельный вес грунта подстилающего слоя; N_c , N_q , и N_γ – коэффициенты несущей способности, которые зависят от угла внутреннего трения грунта, φ в неупрочненной зоне.

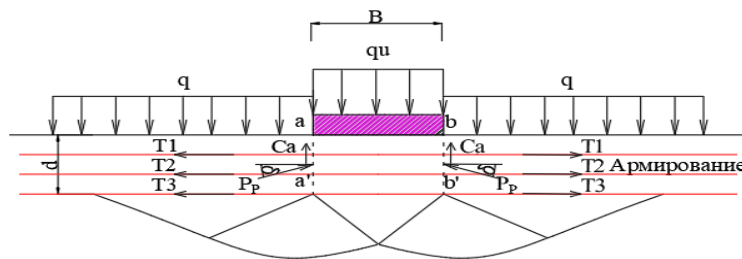


Рисунок 1.11 – Разрушение по подстилающему слою

$$P_p = \left(\frac{1}{2} \gamma_t d^2 + \gamma_t D_f d \right) \frac{K_{pH}}{\cos \delta}, \quad (1.10)$$

где D_f – глубина заложения; K_{pH} – горизонтальная составляющая коэффициента пассивного давления грунта.

$$\Delta q_T = \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B}, \quad (1.11)$$

где T_i – растягивающее усилие в i –м слое арматуры; N – количество слоев арматуры.

Тогда:

$$q_{u(R)}^* = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d. \quad (1.12)$$

Предположив, что

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \varphi_t, \quad (1.13)$$

$$q_{u(R)}^* = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s \tan \varphi_t}{B} + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d, \quad (1.14)$$

где K_s – коэффициент сдвига, который зависит от угла трения грунта в армированной зоне φ и несущей способности грунта как в армированной зоне, так и в нижележащей неармированной зоне;

или

$$q_{u(R)}^* = q_b + \frac{4c_a s_a d}{B} + 2\gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s s_s \tan \varphi_t}{B} + \frac{4 \sum_{i=1}^N T_i s_r \tan \delta}{B} - \gamma_t d, \quad (1.15)$$

где s_a , s_s и s_r – коэффициенты формы для сопротивления сдвигу при сдвиге.

$$q_b = 1,3c_b N_c + q N_q + 0,4\gamma_b B N_\gamma. \quad (1.16)$$

При разрыве арматуры расчетная схема будет выглядеть как на рисунке 1.12.

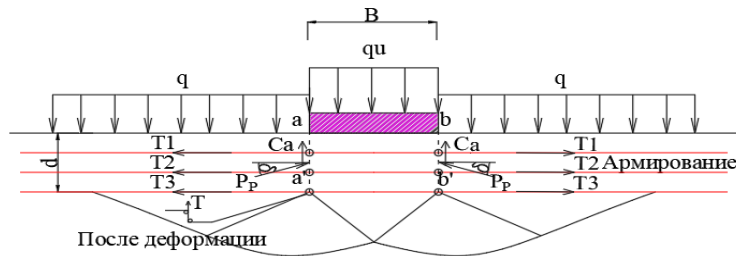


Рисунок 1.12 – Потеря прочности армированного основания вследствие разрыва арматуры

Для ленточного фундамента на армированном грунте:

$$q_{u(R)}^* = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s \tan \varphi_t}{B} + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i}{B} - \gamma_t d. \quad (1.17)$$

Для квадратного фундамента на армированном грунте:

$$q_{u(R)}^* = q_b + \frac{4c_a d}{B} + 2\gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s \tan \varphi_t}{B} + \frac{4 \sum_{i=1}^N T_i}{B} - \gamma_t d. \quad (1.18)$$

Если прочность армированной зоны сопоставима с нижележащей неармированной зоной, или если соотношение глубины расположения армирующих элементов (d/B) относительно велико, разрушение произойдет в армированной зоне, как показано на рисунке 1.13.

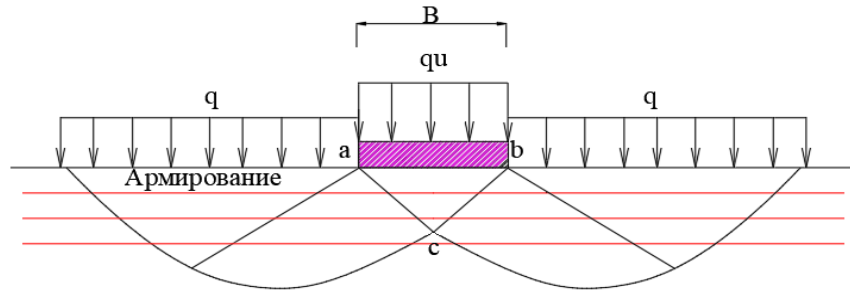


Рисунок 1.13 – Разрушение в армированной зоне

Несущая способность для ленточного фундамента определяется следующим образом:

$$q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma, \quad (1.19)$$

где q_u – несущая способность фундамента из неармированного грунта; c – сцепление грунта; q – дополнительная пригрузка; γ – вес грунта; B – ширина подошвы; N_c , N_q , и N_γ – являются коэффициентами несущей способности, которые зависят от угла внутреннего трения грунта φ .

Формула несущей способности для армированного грунта:

$$q_{u(R)}^* = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma + \Delta q_T, \quad (1.20)$$

Δq_T – увеличенная несущая способность за счет армирования.

Пассивная сопротивление P_P , включает четыре компонента, и может быть записано как:

$$P_P = P_{Pc} + P_{Pq} + P_{P\gamma} + P_{PT}, \quad (1.21)$$

где P_{Pc} , P_{Pq} , $P_{P\gamma}$, и P_{PT} – пассивное сопротивление, обусловленное пригрузкой q , сцеплением c , весом грунта γ и силой растяжения арматуры T .

Силовой многоугольник на единицу длины клина $bcdg$, обусловленный действием арматуры включает P_{PT} , T_L и T_R , а также силу сопротивления вдоль логарифмической спирали cd , F , как показано на рисунке 1.14.

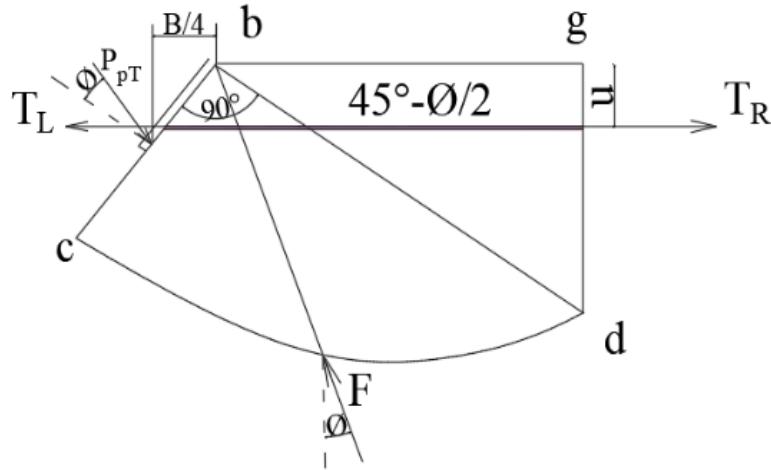


Рисунок 1.14 – Схема призмы $bcdg$ грунта

Логарифмическая спираль описывается уравнением $r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$. Это означает, что сила сопротивления F образует угол φ с нормальным направлением логарифмической спирали.

$$P_{PT} \cos \varphi \frac{B/4}{\cos (\pi/4 + \varphi/2)} = (T_L - T_R)u * 1; \quad (1.22)$$

$$P_{PT} = \frac{4(T_L - T_R)u \cos (\pi/4 + \varphi/2) * 1}{B \cos \varphi}. \quad (1.23)$$

С учетом равновесия грунтовой призмы abc , показанной на рисунке 1.15.

$$\Delta q_T B * 1 = 2P_{PT} \sin (\pi/4 + \varphi/2); \quad (1.24)$$

$$\Delta q_T = \frac{4(T_L - T_R)u}{B^2}. \quad (1.25)$$

Растягивающее усилие в арматуре T_R на этом расстоянии незначительно, поэтому его можно принять равным нулю, а уравнение (1.25) затем можно упростить следующим образом:

$$\Delta q_T = \frac{4T_L u}{B^2} = \frac{4Tu}{B^2} \quad (1.26)$$

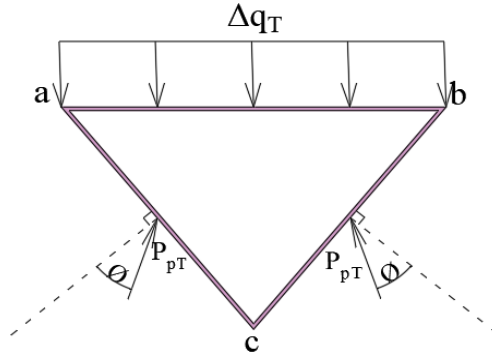


Рисунок 1.15 – Схема грунтовой призмы под подошвой штампа

Для двух или более слоев армирования можно несущая способность Δq_T составляет:

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{4T_i[u+(i-1)h]}{B^2}, \quad (1.27)$$

где T_i – растягивающее усилие в i – м слое арматуры; N – количество слоев арматуры; u – расстояние до верхнего слоя арматуры; h – вертикальное расстояние между другими слоями арматуры.

Несущая способность ленточного фундамента на основании с горизонтальным армированием:

$$q_{u(R)}^* = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{4T_i[u+(i-1)h]}{B^2}. \quad (1.28)$$

Для квадратных фундаментов несущая способность Δq_T может быть рассчитана следующим образом:

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{12T_i[u+(i-1)h]r_T}{B^2}, \quad (1.29)$$

где

$$r_T = f(x) = \begin{cases} \left[1 - 2 \frac{u+(i-1)h}{B} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] & u+(i-1)h < \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ \frac{1}{2} - \frac{u+(i-1)h}{2H_f} & u+(i-1)h \geq \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \end{cases} \quad (1.30)$$

где H_f – глубина поверхности разрушения может быть оценена как:

$$H_f = \frac{B}{2 \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} * e^{(\pi/4 + \varphi/2) \tan \varphi} * \cos \varphi. \quad (1.31)$$

Несущая способность для квадратных фундаментов:

$$q_{u(R)}^* = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{12T_i[u+(i-1)h]r_T}{B^2}. \quad (1.32)$$

Этот механизм разрушения характерен для армированного песчаного грунта.

1.4.2 Современные методы расчета оснований фундаментов на основе нелинейной теории упругости и решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности

В работах О. В. Козуновой, А. А. Васильева, Д. М. Гурского [108], и в работе О. В. Козуновой [109], исследовались фундаментные (балочные) плиты, свободно опирающиеся на неоднородное упругое основание. Решались задачи нелинейной теории упругости, а именно линейно упругая фундаментная (балочная) плита на нелинейно-упругом неоднородном основании, ослабленном биогенными включениями, с помощью вариационно-разностного подхода в программном пакете MATHEMATICA 8.0.

Коэффициент Пуассона в данной работе уточнял прогибы плиты в сторону их уменьшения на 9,08 %, при этом значения внутренних усилий в фундаментной плите с учетом изменения коэффициента Пуассона практически совпадали.

В работе О. В. Козуновой и Е. А. Сигай [110], представлен нелинейный расчет инженерной системы «плита-основание» с использованием переменного модуля деформации. Закон нелинейно-упругого деформирования описан степенной функцией и функцией гиперболического тангенса (рисунок 1.16) [111].

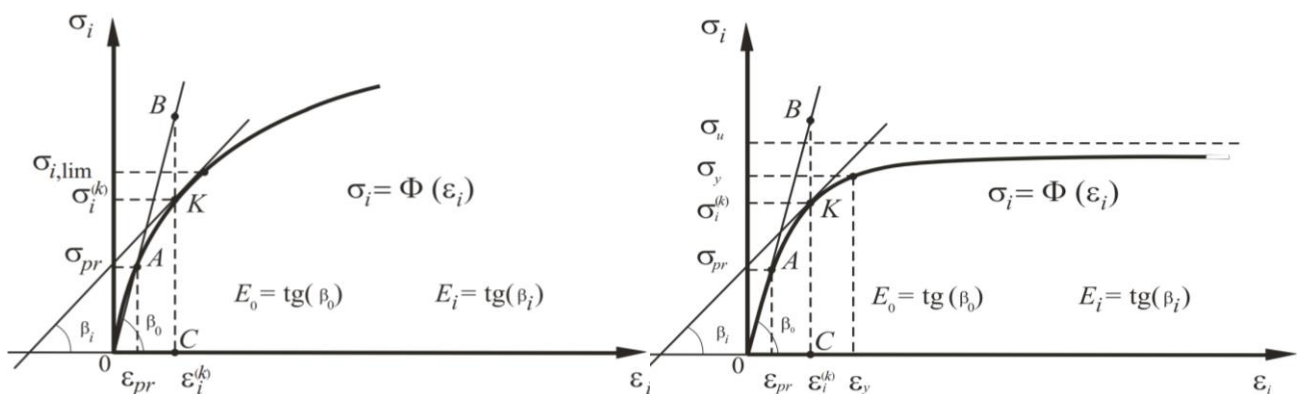


Рисунок 1.16 – Зависимость напряжения-деформации для степенной функции (а) и функции гиперболический тангенс (б)

Для упругого слоя неоднородного основания с учетом его физической нелинейности зависимость нелинейно-упругого деформирования определена согласно рекомендациям по формуле:

$$\sigma_i = E_0(1 - \omega_i)\varepsilon_i, \quad (1.33)$$

где $\omega_i = \omega_i(\varepsilon_i)$ функция интенсивности деформаций, функция пластичности.

На основе нелинейных расчетов, проведенных с использованием деформационной модели, сделаны следующие выводы: для пластичных грунтов лучше применить функцию гиперболический тангенс, при этом для песчаных необходимо использовать степенную функцию. Также, в целях алгоритмизации процесса расчетов, упрощения формулировки граничных условий и уменьшения количества сложных дифференциальных уравнений для решения контактной задачи необходимо сочетать конечно-разностные аппроксимации с вариационной постановкой задачи.

О.В. Козуновой [112], в результате сравнительного анализа было выявлено, что наибольшие осадки основания соответствуют сочетанию «нелинейная плита - нелинейное основание», а максимальные изгибающие моменты в плите возникают в системе «линейная плита – нелинейное основание». Также, учет нелинейности системы «плита-основание» в сочетании с приемами оптимального проектирования способствует проектированию фундаментных конструкций в соответствии с требованиями первой и второй групп предельных состояний и значительной экономии бетона и арматуры.

И.В. Нестерова, и А.Д. Мерзлякова, установили, что при создании расчетной модели необходимо учитывать нелинейную работу грунта с использованием различных алгоритмов механики грунтов и теории пластичности. Численная реализация такой модели предложена в программном комплексе «КАТРАН-грунт», при этом уравнение предельного равновесия грунтового массива определялось по критерию Кулона-Мора:

$$\tau_n = C + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi, \quad (1.34)$$

$$\tau_{12} = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2C \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)) \sin(\varphi) / 2, \quad (1.35)$$

$$\sigma_{12} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}, \quad (1.36)$$

$$\tau_{12} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \quad (1.37)$$

где τ_{12} – главные касательные напряжения, σ_{12} – главные нормальные напряжения, при этом $\sigma_1 > \sigma_2$, C – удельное сцепление грунта, φ – угол внутреннего трения.

Отметено, что критерий прочности Кулона-Мора не учитывает влияния промежуточного главного напряжения, в связи с чем в работе предложено обратиться к критерию Мизеса-Шлейхера-Боткина:

$$\tau_i \geq C_M + f_M \sigma, \quad (1.38)$$

где τ_i – интенсивность касательных напряжений, C_M , f_M – параметры, аналогичные C и φ в критерии прочности Кулона-Мора.

Для численной реализации нелинейных моделей грунта в программном комплексе был использован метод секущих модулей. Если вычисленное касательное напряжение не превышает величины предельного касательного напряжения $\tau_{пр}$, вычисленного по соотношению (1.35) для критерия Кулона-Мора или по формуле (1.38) для критерия Мизеса-Шлейхера-Боткина, то модуль сдвига не меняется. Если вычисленное касательное напряжение превышает величину предельного касательного напряжения $\tau_{пр}$, тогда выполняется пересчёт секущего модуля сдвига по формуле:

$$G_{new} = (\tau_{пр} - \tau) / \gamma, \quad (1.39)$$

$$\gamma = \tau / G_{old}, \quad (1.40)$$

где G_{old} – значение секущего модуля сдвига на предыдущей итерации.

Итерационный процесс продолжается до тех пор, пока разница $G_{OLD} - G_{new}$ для всех конечных элементов не достигнет предельно допустимой величины. Результаты расчета зависят от плотности конечно-элементной сетки [113].

Аналогичное исследование взаимодействия инженерных сооружений с грунтом, а именно разработка расчетных моделей с учетом нелинейной работы грунта при использовании различных алгоритмов механики грунтов и теории

пластичности, приведено в работе И.В. Нестерова, и А.Д. Мерзляковой. В данной работе авторами решалась задача давления штампа на ограниченный объём грунта, поставленная задача была решена в упругой и упруго-пластической постановке на трёх адаптивных сетках с помощью программного комплекса «КАТРАН-грунт». Сравнительный анализ расчётов с изменением густоты сетки показал, что в упругой стадии перемещения штампа сильно не изменяются, при этом густота сетки значительно влияет на расчёты в упругопластической стадии.

Поэтому, при установлении напряжённо-деформированного состояния в конструкциях, контактирующих с грунтом, в упруго-пластической стадии необходимо выполнять несколько расчётов с различной густотой сетки КЭ с градиентами сгущения минимизированными в пределах зон пластических деформаций [114].

В работе А. Н. Богомолова и А. В. Прокопенко [115], по итогам компьютерного моделирования процесса образования и развития областей предельного состояния грунта в условиях смешанной задачи был предложен инженерный метод расчета величины предельно допустимой нагрузки для ленточного фундамента. В работе определено, что результаты вычисления предельно допустимой нагрузки на основание в рамках смешанной задачи в случае гибкого ленточного фундамента зависят от: физико-механических свойств грунтов (C ; φ ; γ), величины коэффициента бокового давления ξ_0 и ширины фундамента. В случае «жесткого» фундамента на результат оказывают влияние его толщина и отношение модуля деформации грунта к модулю упругости материала фундамента E_0/E_ϕ . Отдельно стоит обратить внимание на назначения граничных условий, накладываемых на расчетные конечно-элементные схемы, и обрабатывать их с помощью аналитических решений.

Численные значения величины предельно допустимой нагрузки, вычисленные на основе решения смешанной задачи, могут быть как больше, так и меньше значений, получаемых при помощи формулы СНиП 2.02.01—83*:

В работе А. Н. Богомолова и А. В. Прокопенко [116] рассматривалась физическая модель смешанной задачи теории упругости и теории пластичности

грунта. Определялась граница между упругими и пластическими областями по формулам:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2(\tau_{zx} + \tau'_{zx})}{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma'_x}, \quad (1.41)$$

$$\sin \varphi_\theta = \frac{l(\sigma_z(3 + \cos 2\theta) + \sigma_x(1 - \cos 2\theta) + 2\tau_{zx} \sin 2\theta)}{-(\sigma_z + \sigma_x) + 2\sigma_{\text{св}} + \cos 2\theta(\sigma_x - 3\sigma_z - 2\sigma_{\text{св}}) - 2\sin 2\theta(\tau_{zx} + b(\sigma_z + \sigma_{\text{св}}))}. \quad (1.42)$$

В результате установлено, что величина коэффициента бокового давления грунта, величина модуля упругости материала штампа и ширина штампа оказывали значительное влияние на результат расчета. Также, установлено, что расчетное значение предельно допустимой нагрузки чувствительно к назначению расчетных параметров, так разница значений получаемых результатов может достигать 60 % и более.

В работе А.Н. Богомолова и О.А. Богомоловой [117], рассмотрены возможности использования приближенного аналитического решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта для предварительной оценки несущей способности оснований. Для плоской задачи уравнения равновесия и неразрывности в упругой зоне:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + Z &= 0 \\ \nabla^2(\sigma_x + \sigma_z) &= -\frac{1}{1-\mu} \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right), \end{aligned} \quad (1.43)$$

где σ_x , σ_z и τ_{zx} – компоненты напряжения в рассматриваемой точке; X , Z – проекции суммарного вектора нагрузок на соответствующие оси координат [118]; ∇^2 – оператор Лапласа; μ – коэффициент Пуассона.

Выпор грунта из под штампа схож с расчетной схемой Л. Прандтля для грунтов типа $\varphi \neq 0$, для которых упругое ядро имеет вид равнобедренного треугольника с углами при основании равными, приблизительно, $\pi/4 + \varphi/2$. След поверхности выпора при его выходе на дневную поверхность составлял с горизонтом угол $\beta \approx \pi/4 - \varphi/2$, что также соответствует расчетной схеме

Л. Прандтля. При рассмотрении примеров оказалось, что размеры ОПД, полученные авторами, всегда больше. Численные предельно допустимые нагрузки на основание на 40 и 23 % меньше соответствующих значений, вычисленных авторами для тех же условий.

В работе И.В. Нестерова и А.Д. Мерзляковой [119], рассмотрено моделирование взаимодействия инженерных сооружений с грунтом в предположении, что упрощение конструкции с использованием гипотез теории упругости не всегда дает правильные результаты, в связи с чем для уточнения расчетных моделей необходимо учитывать нелинейную работу грунта с помощью различных алгоритмов теории пластичности. Коллективом авторов разработан программный модуль для определения напряженно-деформированного состояния грунтов с учетом физической нелинейности.

Для численной реализации нелинейных моделей грунтов в системе «КАТРАН» использовался метод секущих модулей.

Хорошо известно, что плотность сетки КЭ влияет на точность решения задач методом конечных элементов в линейной и нелинейной постановках. В работе представлены результаты сравнительного анализа расчетов грунтового основания в линейной и нелинейной постановке при различных градиентах плотности сетки. При изменении плотности сетки различия между расчетами на упругом и упругопластическом этапах существенно меняются. Так, на разреженной сетке отличия составили - 3,2 %, на плотной сетке отличия составили - 15 %, а на более плотной сетке получалось разрушение тела грунта. Сформулированы рекомендации по управлению плотностью сетки при конечно-элементном анализе взаимодействия грунтового основания с инженерным сооружением, а именно: при определении напряженно-деформированного состояния в конструкциях, контактирующих с грунтом, на упругопластическом этапе необходимо выполнить несколько расчетов с разной плотностью сетки КЭ [113].

В работах Ю.Т. Чернова и М.В. Осиповой [120], Ю.Т. Чернова, М.Т. Зебила [121], рассмотрен метод расчета плоских колебаний массивных виброизолированных тел как системы с тремя степенями свободы на произвольные

воздействия с применением передаточных и импульсных переходных функций. Зависимость между передаточными и импульсными переходными функциями в общем виде дана в формуле:

$$\Phi(s) = \frac{M(s)}{D(s)} = \sum_{j=1}^n \frac{M(\lambda_j)}{D'(\lambda_j)} \cdot \frac{1}{s - \lambda_j}, \quad (1.44)$$

где $s = i\omega$, соответствуют импульсные переходные функции.

Анализируя результаты расчета вентилятора, проведенные в данной работе, а именно сравнив перемещения для двух систем в режимах пуска и остановки, были выделены следующие особенности: характер изменения и уровни вертикальных перемещений центра масс, угла поворота и горизонтальных перемещений массивного тела в режимах пуска и остановки в обоих вариантах расчета различался незначительно; максимальные амплитуды вертикальных перемещений в режиме пуска и остановки в системе с одной степенью свободы больше, чем в системе с тремя степенями свободы; максимальные амплитуды угла поворота и горизонтальных перемещений в режиме пуска и остановки в системе с двумя степенями свободы меньше, чем в системе с тремя степенями свободы [122]. Отдельно стоит отметить, что вышеописанный метод можно использовать при расчете массивных виброизолированных тел и оборудования с массивными фундаментами при произвольных воздействиях, а также для общего расчетного случая плоских колебаний в случае если центр масс системы не лежит на плоскости симметрии реакции основания.

В работах Чернова Ю.Т. [123, 124], разработана методика расчета фундаментов с использованием передаточных и импульсных переходных функций. Этот метод расчета может быть применен к массивным фундаментам под оборудование, в которых инерционные силы в основном определяются массой оборудования. Методы, основанные на ПФ и ИПФ могут использоваться при расчетах массивных тел на периодические и импульсные нагрузки при вертикальных и горизонтально - вращательных колебаниях.

В работе N. Khalili, M. A. Habte и S. Valliappan [125], представлена модель для описания напряженно-деформированного состояния сыпучих грунтов при

циклическом нагружении. Данная модель изложена с применением теории ограничивающих поверхностей в рамках критического состояния. При этом критическое состояние стало предельным состоянием, к которому приближаются все состояния с увеличением девиаторной деформации сдвига. Форма граничной поверхности основана на экспериментальных наблюдениях. Функция, описывающая экспериментальные данные, представлена формулой:

$$F(\bar{p}', \bar{q}, \bar{p}_c') = \bar{q} - M_{cs} \bar{p}' \left[\frac{\ln(\bar{p}_c' / \bar{p}')}{\ln R} \right]^{1/N} = 0, \quad (1.45)$$

где M_{cs} – наклон линии критического состояния в плоскости $q \sim p'$.

В работе введено правило отображения, которое проходило через точки реверсирования напряжения, во время разгрузки и повторной загрузки.

Выделены характерные особенности поведения сыпучих грунтов при циклическом нагружении и представлена модель граничной поверхности для циклического нагружения песков (рисунок 1.17).

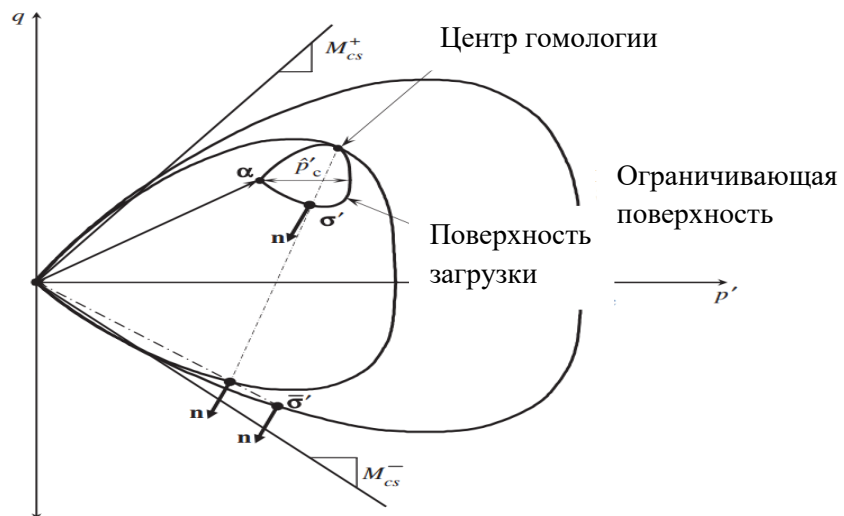


Рисунок 1.17 – Модель граничной поверхности

Результаты моделирования как для статической, так и для циклической нагрузки показали хорошую сходимость с измеренными данными. Модель смогла зафиксировать характерные особенности поведения песков для различных плотностей и напряженных состояний, релаксацию напряжений и дилатансию деформации для плотных песков, гистерезис в отношениях между напряжением и деформацией при циклической нагрузке.

1.5 Численные методы расчетов армированных оснований

Agarwal Jyoti, Ravi S. Jakka, проводили в работе [126], статический анализ с использованием конечно-элементного программного обеспечения PLAXIS 2D для неармированных и армированных грунтовых систем. Выявлено, что при однослойном армировании основания георешеткой несущая способность усиленного основания увеличивается при уменьшении расстояния от армирующих элементов до подошвы фундамента. Эффект проявляется до уменьшения расстояния до величины 0,33 от диаметра подошвы фундамента, дальнейшее уменьшение расстояния практически не повлияло на увеличение несущей способности. Установлено, что с увеличением количества слоев георешетки 0 до 3, осадка снижается и при трехслойном армировании становится минимальной.

В.И. Клевеко при моделировании армированного основания в программе Plaxis выявил, что наличие армирующей прослойки влияет на перераспределение напряжений в грунтовом массиве до глубины 1...1.25 от диаметра подошвы фундамента [127].

Применение программного комплекса Plaxis в работе А.В. Мельникова, О. В. Хряниной, С. А. Болдырева [56], в предположении, что геосетка работает только на растяжение и обладает нулевой изгибной жесткостью, выявило прямую зависимость продольной силы в геосетке от осадки штампа. На расстоянии 0,4 ширины штампа от его края усилия в сетке остаются практически неизменным.

В работе Д.А. Татьянникова [128], определено, что основной эффект армирования грунта возникает после достижения начальной критической нагрузки на основание. Так как современные инженерные методы не могут с необходимой точностью рассчитать армированные грунтовые конструкции на упругопластическом этапе работ, то в данной работе предложено использовать методы численного моделирования, реализованные в ПК Plaxis 2D, которые отражают поведение армированных песчаных подушек под нагрузкой при

применении упругопластической модели Мора-Кулона и в условиях плоского деформирования.

По результатам численного моделирования предложена уточненная формула для определения предельной силы сопротивления основания с песчаной подушкой, в которой учтено, что предельная поверхность скольжения проходит через песчаную подушку с более высокими прочностными параметрами, с одной стороны, и через слабое грунтовое основание, с другой:

$$F_u^{reinforced} = F_u^{reinforced.int.} + F_u^{reinforced.mesh}, \quad (1.46)$$

где $F_u^{reinforced.int.}$ – базовая предельная сила сопротивления, учитывающая действие армирования; $F_u^{reinforced.mesh}$ – увеличение предельной силы сопротивления за счет механических характеристик горизонтальных геосинтетических материалов.

В результате сравнительного анализа двух методов было выявлено, что по результатам расчета по численному методу коэффициент несущей способности основания грунта больше на 15,5 %.

В работе В.И. Клевеко, Д.А. Татьянникова, Е.О. Драчевой, представлен расчет методом конечных элементов армированного и неармированного песчаного основания, реализованный в программном комплексе Plaxis 2D. В программе были смоделированы пять задач: модельные штамповые испытания неармированного песчаного основания, однослойно и двухслойно армированного нетканым геосинтетическим материалом и геокомпозитом. При расчете использовалась модель Мора – Кулона.

Подтверждена достоверность расчетов в программном комплексе Plaxis 2D для исследований армированных оснований: расчет в ПК Plaxis велся до разрушения грунта, что совпало с началом выпора грунта из-под поверхности штампа при модельных штамповых испытаниях; результаты расчета имели удовлетворительную сходимость с результатами штамповых испытаний. При этом для неармированного грунта средняя погрешность не превышает 10 %, а для армированного – 30 % [129].

В работе Д.А. Татьянникова, А.Б. Пономарева [130], представлены результаты проведенного численного моделирования армированных фундаментных подушек под нагрузкой. В целях сопоставления результатов натурного штампового эксперимента и численного моделирования были построены графики зависимости «осадка-давление» армированного и неармированного грунта, данные графики представлены на рисунке 1.18.

Показано, что результаты численного моделирования точно описывают результаты штамповых испытаний, (на естественном основании отклонение в пределах 10 %, для армированной фундаментной подушки в пределах 8 %).

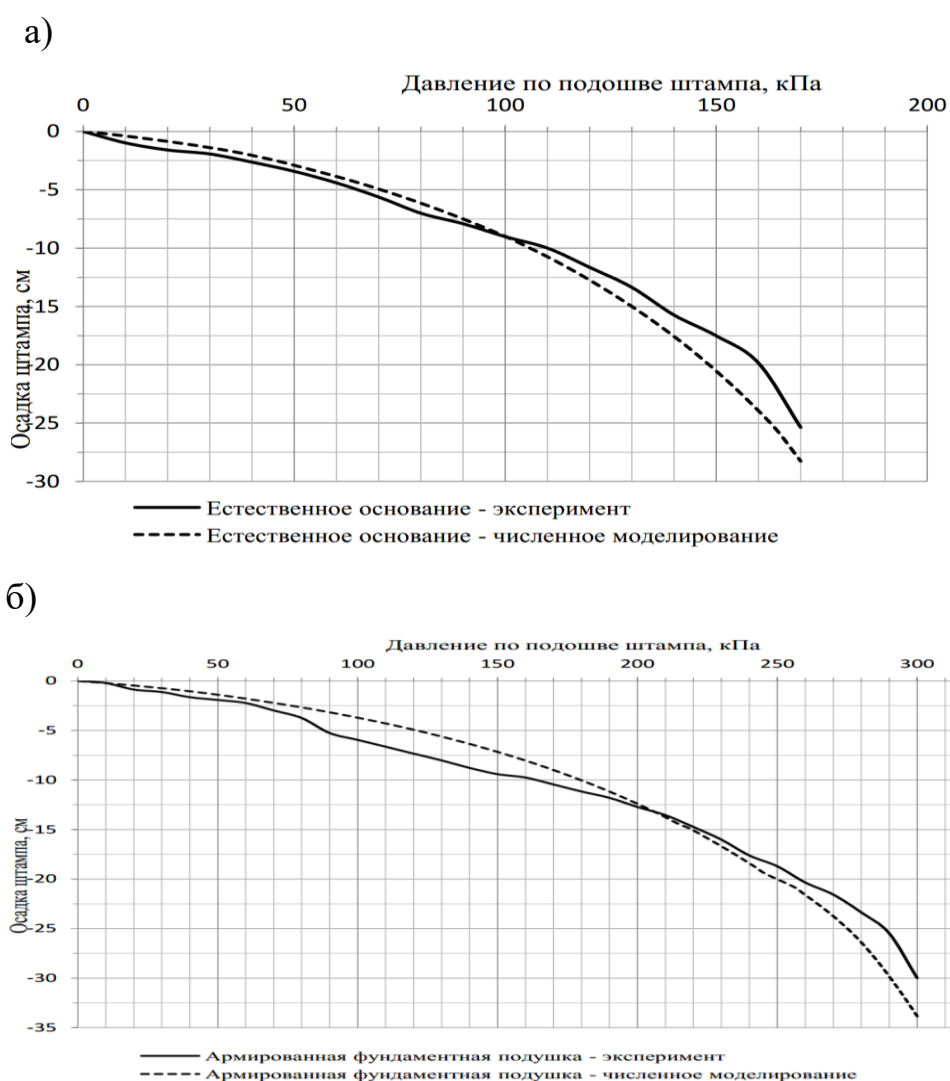


Рисунок 1.18 – Результаты испытаний и численного моделирования для естественного основания (а), армированной фундаментной подушки (б)

Д.А. Татьянников и А.Б. Пономарев, с помощью численного моделирования, в комплексе ПК Plaxis 2D, определили оптимальные конструкции армированных фундаментных подушек. В данном численном моделировании использовалась модель Мора-Кулона. Для расчета предварительных размеров неармированной фундаментной подушки была принята методика, предложенная профессором Н.А. Цытовичем, согласно которой высота песчаной подушки определяется по формуле:

$$h_n = bk_1, \quad (1.47)$$

где h_n – высота песчаной подушки; b – наименьший размер подошвы фундамента; k_1 – коэффициент, определяемый по графикам в зависимости от соотношения R_n/R_c и a/b [38].

В работе Е.А. Безусовой, А.А. Мамаевой, В.И. Клевеко [131], предложен метод жесткопластических конечных элементов (МЖКЭ) при расчете несущей способности армогрунтовых конструкций. Данный метод основан исследованиях Тамура (Tamura):

$$\bar{p} \int T_i u_i dS = \int D(\varepsilon_{ij}) dV, \quad (1.48)$$

$$p^* \leq \bar{p}$$

где p^* – коэффициент нагрузки предельного состояния; $\bar{p}$ – коэффициент нагрузки верхней границы; T_i – сила сцепления, кН; u_i – скорость, м/с; ε_{ij} – скорость пластической деформации, мм/с.

Для более качественного и точного определения несущей способности грунта основания была применена программа Midas GTS NX, основанная на методе конечных элементов, так как при этом возможно учесть влияние геосинтетического материала.

Е.В. Федоренко, Фам Дык Тиеп [70], посредством моделирования работы несвязного грунта основания при введении в него армирующих элементов в программном комплексе Plaxis установили, что величина псевдосцепления (проявление свойств связного грунта, обусловленное наличием арматуры) практически не зависит от сцепления и модуля деформации грунта и может с большой точностью быть определена по формуле:

$$\Delta C_a = 0,7^{\left(\frac{\Delta H}{6 \cdot d_{max}}\right)} \left(\frac{R_t}{2 \cdot \Delta H \cdot \xi} \right), \quad (1.49)$$

где R_t – прочность армирующей прослойки;

ΔH – шаг арматуры;

ξ – коэффициент бокового давления грунта;

d_{max} – максимальный размер зерна грунта.

В работе Краева, А.Н. [4], было доказано, что использование программных комплексов Plaxis и FEM models позволяет с точностью до 20 %, и 35 % соответственно описывать НДС армированной песчаной подушки с криволинейной подошвой, армированной геосинтетическим материалом.

1.6 Выводы по главе 1

На основании проведенного анализа работ отечественных и зарубежных работ касающихся взаимодействия жестких фундаментов с армированным основанием можно сделать следующие выводы:

1. Несущая способность и деформативность армированных оснований зависит от различных параметров: вида армирования, характеристик грунтов основания и подстилающего слоя, характера приложения нагрузки и продолжительности воздействия во времени.

2. Прочностные характеристики армирующих элементов, их материал, геометрические параметры, а также расположение в усиливаемом массиве грунта, оказывают влияние на напряженно-деформированное состояние последнего.

3. Вопрос поведения армированного грунта под действием повторно-переменных и циклических нагрузок остается на сегодняшний день открытым и нуждается в дальнейших экспериментальных и теоретических исследованиях.

Все вышеизложенные факторы необходимо учитывать при реализации задач, поставленных для достижения цели диссертации.

2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА ОСНОВАНИЯ И АРМИРУЮЩЕГО ЭЛЕМЕНТА

2.1 Определение основных физических характеристик грунта

Песчаный грунт доставляли из Красненского карьера г. Тамбова.

Приборы, оборудование и методики испытаний соответствовали действующим требованиям по ГОСТов [132-136].

Опыты проводили на мелком, однородном песке.

График зернового состава песка представлен на рисунке 2.1, и в таблице 2.1.

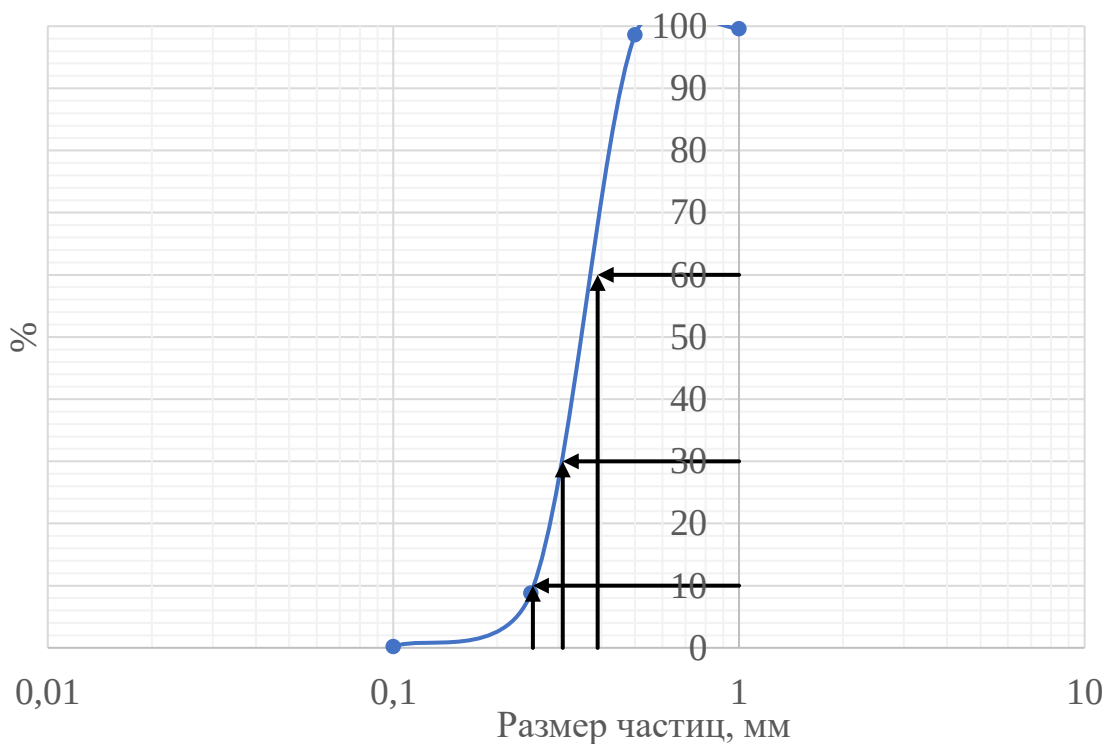


Рисунок 2.1 – График зернового состава песка

Таблица 2.1 – Гранулометрический состав песка

Размеры частиц, мм	2	1	0,5	0,25	0,1	Менее 0,1
Зерновой состав, %	0	0,4	1	89,8	8,6	0,2

Физические характеристики грунта представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Физические характеристики грунта

плотность грунта, ρ , г/см ³	1,53
коэффициент неоднородности, C_u	1,54
коэффициент нарушенного сложения, C_c	0,96
эффективный диаметр, d_{10} , мм	0,253
средний размер ячеек сита, пропускающих 30% частиц, d_{30} , мм	0,309
размер ячеек сита, пропускающих 60% частиц, d_{60} , мм	0,39

В соответствии с [132] песок мелкий, степень неоднородности по Хазену $C_u = d_{60}/d_{10} = 1,54$ – песок однородный, коэффициент сортировки по П.И. Фадееву $s_p = d_{90}/d_{10} = 1,87$ – песок однородный, параметр неоднородности по В.Д. Мелентьеву $\Pi = d_{50}d_{90}/d_{10} = 0,7$ – песок однородный; коэффициент сортировки по Траску $s_0 = d_{75}/d_{25} = 1,47$. Параметр неоднородности по И.В. Дудлеру $\Pi_M = d_{50}d_{95}/d_5 = 0,97$ – песок однородный.

Плотность воздушно-сухого песка определялась методом режущего кольца в соответствии с ГОСТ [133] и составила при предельно рыхлом сложении – $\rho = 1,49$ г/см³ ($e = 0,85$). Плотность воздушно-сухого песка при предельном уплотнении трамбовками – $1,66$ г/см³ ($e = 0,506$).

Влажность грунта при которой проводились лабораторные испытания определялась высушиванием до постоянной массы для каждого испытания и поддерживалась в пределах 5%. Оптимальная влажность песка (ω_{opt}) определялась по испытаниям в приборе «Союздорнии»-СПГ-1М для стандартного уплотнения грунтов в соответствии с ГОСТ [134] и составила 10%.

Устанавливалась зависимость плотности скелета грунта от его влажности при трамбовании грунта с постоянной затратой работы на их уплотнение и в определении по этой зависимости максимальной величины плотности скелета грунта ($\rho_{\text{макс}}$) [60]. Зависимость плотности сухого грунта от влажности по результатам испытаний на приборе стандартного уплотнения показана на рисунке 2.2.

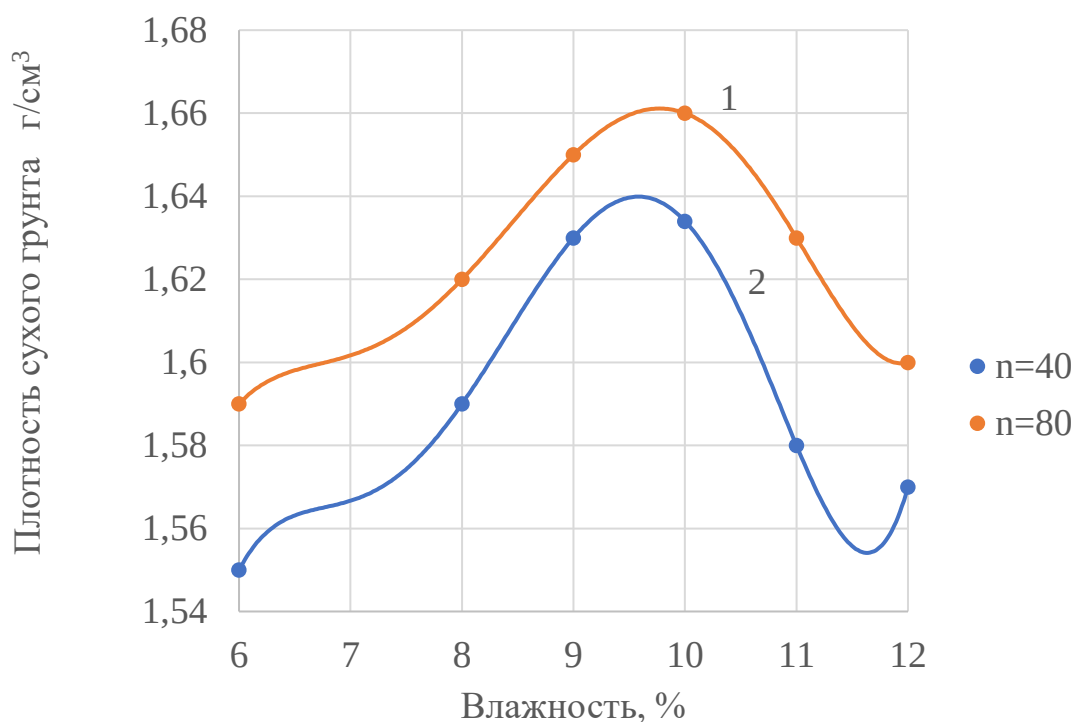


Рисунок 2.2 – Результаты определения оптимальной влажности методом стандартного уплотнения на приборе «Союздорнии»-СПГ-1М

Уравнения аппроксимации:

1. $y = 0,0004x^5 - 0,0176x^4 + 0,3024x^3 - 2,5399x^2 + 10,475x - 15,42$
2. $y = 0,0008x^5 - 0,0337x^4 + 0,5739x^3 - 4,7953x^2 + 19,71x - 30,386$

Переменная плотность достигалась различным фиксированным количеством ударов трамбовки по одному следу (n), и контролировалась с помощью режущего кольца.

Плотность твердых частиц грунта, ρ_s определялась по ГОСТ [133] и составила 2,5 (г/см³).

2.2 Прочностные и деформационные характеристики грунта

Сдвиговые консолидированно-дренированные испытания проводили по методике медленного среза на лабораторном сдвиговом приборе приборах с фиксированной плоскостью среза по ГОСТ [135].

Предварительное уплотнение проводилось непосредственно в рабочем кольце сдвигового прибора. Нормальное давление при предварительном уплотнении соответствовало давлению при котором проводились испытания в статическом режиме. Значения ступеней горизонтальной нагрузки составляли 5% от нормальной при которой проводились испытания.

Результаты опытов представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Результаты сдвиговых испытаний грунта

ρ , г/см ³	Вертикальная нагрузка F , кН	Сдвигающая нагрузка T , кН	Вертикальное давление p , МПа	Касательные напряжения τ , МПа	Сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ , град
1,53	0,3	0,2	0,075	0,05	3,3	26,5°
	0,6	0,24	0,15	0,06		
	0,9	0,5	0,225	0,125		

Определение τ проводилось не менее чем при трёх значениях σ .

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c , МПа, вычислялся по формулам по ГОСТ [135]:

$$\operatorname{tg} \varphi = (n \sum \tau_i \sigma_i - \sum \tau_i \sigma_i) / (n \sum (\sigma_i)^2 - (\sum \sigma_i)^2); \quad (2.1)$$

$$c = (\sum \tau_i \sum \sigma_i^2 - \sum \sigma_i \sum \tau_i \sigma_i) / (n \sum (\sigma_i)^2 - (\sum \sigma_i)^2), \quad (2.2)$$

где n – число испытаний ($n \geq 3$), φ – угол внутреннего трения, c – удельное сцепление для неармированного основания (рисунок 2.3).

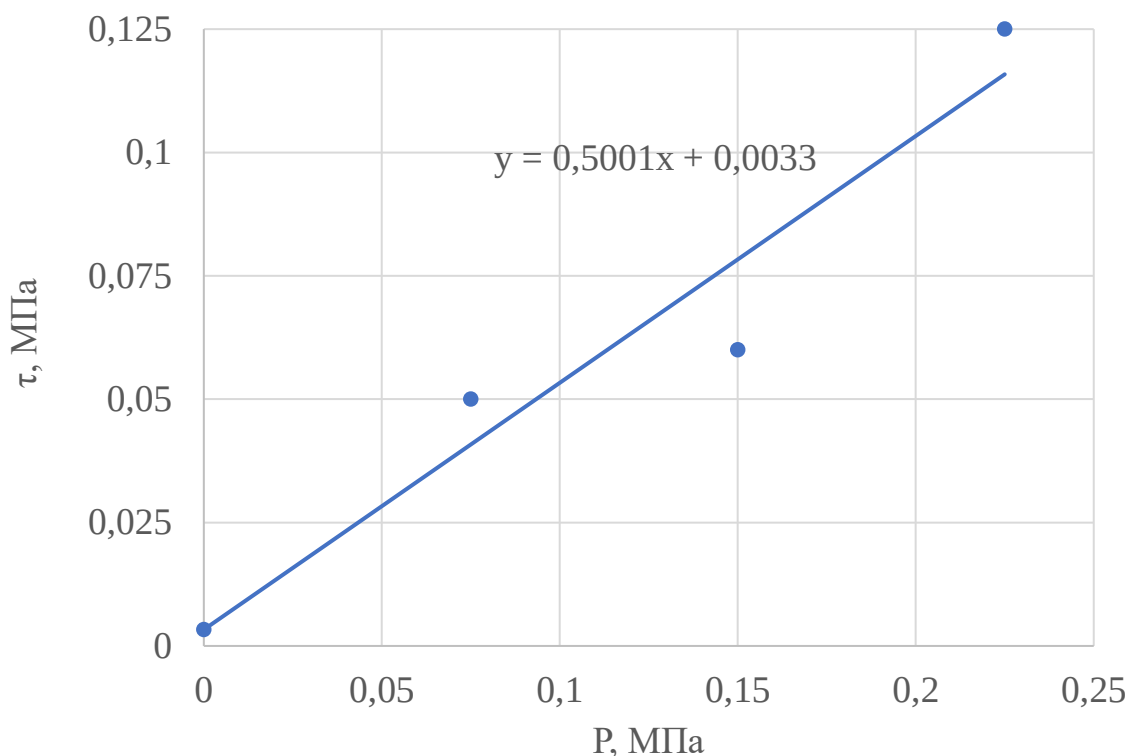


Рисунок 2.3 – Обобщенный график зависимости предельных касательных напряжений от нормальных для $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$

Компрессионные испытания выполняли в приборе Гидропроекта по ГОСТ [136] при плотности $1,53 \text{ г/см}^3$.

Начальная ступень давления при проведении испытаний определялась в зависимости от коэффициента пористости и составила $0,07 \text{ МПа}$.

Каждая ступень давления выдерживалась до условной стабилизации деформаций. За критерий условной стабилизации деформации образца принимали ее приращение не превышающее [4] $0,05 \%$ за 30 минут наблюдения.

Результаты экспериментов представлены в таблице 2.4 и на графиках 2.4, 2.5.

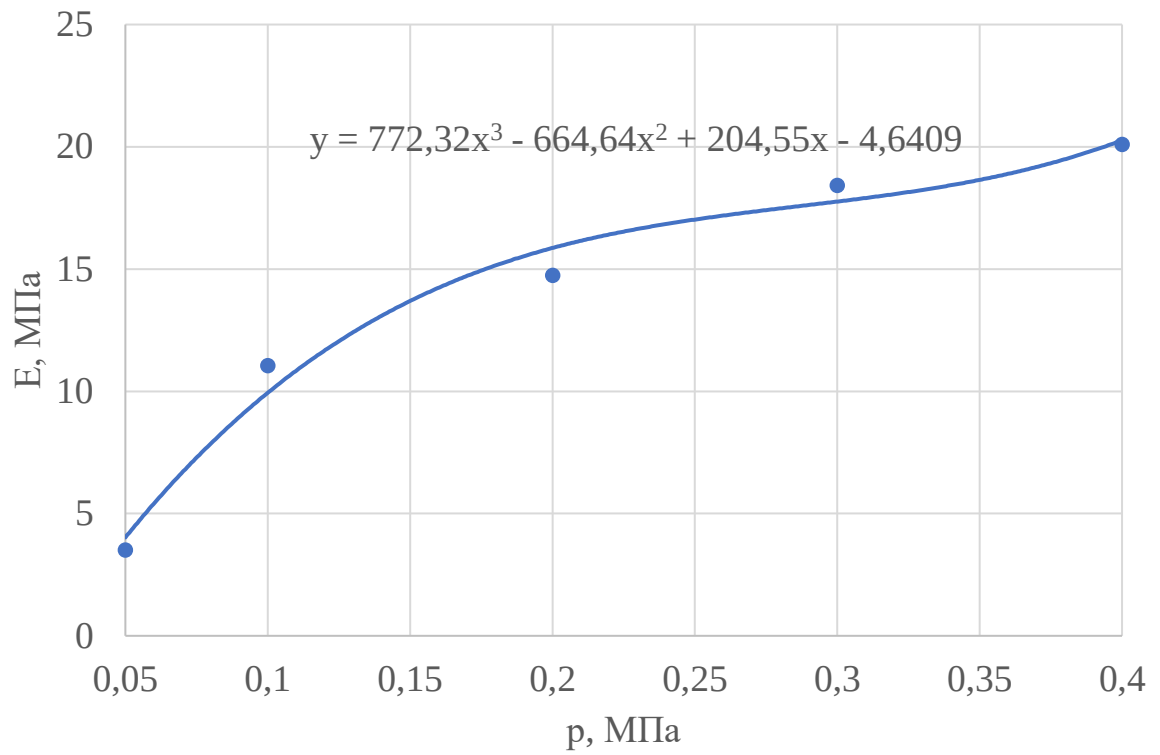


Рисунок 2.4 – График зависимости модуля деформации от давления при компрессионных испытаниях

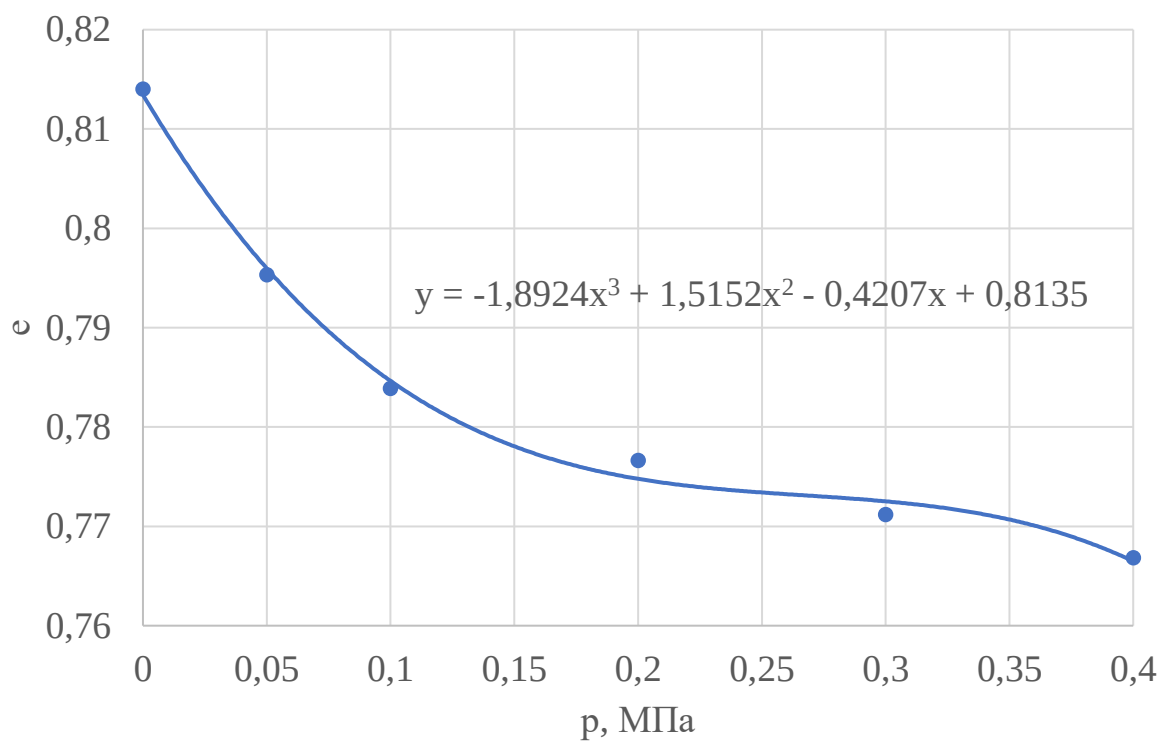


Рисунок 2.5 – Компрессионная кривая

Таблица 2.4 – Результаты компрессионных испытаний при плотности

$$\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$$

Давление p_i , МПа	Относительная деформация, ε_i	Коэффициент пористости, e_i	Коэффициент сжимаемости, m_0	Относительный коэффициент сжимаемости, m_v	Модуль деформации, E_k , МПа
0		0,700			
0,05	0,0103	0,795	0,228	0,126	3,510
0,1	0,0166	0,783	0,072	0,04	11,058
0,2	0,0206	0,776	0,054	0,03	14,744
0,3	0,0236	0,771	0,043	0,024	18,430
0,4	0,026	0,766	0,039	0,022	20,106

2.3 Характеристики армирующего элемента

В качестве армирующих элементов использовались металлические сетки различных типоразмеров (DXD ; $1,5DXD$; $2DXD$; $3DXD$; $3,6DXD$; $1,5DX1,5$, и $2DX2D$) выполненные из арматурной проволоки класса 4Вр-1400 по ГОСТ [137] и винипластовые пластины ВН (поливинилхлоридные листы) толщиной 4мм по ГОСТ [138].

Таблица 2.5 – Механические характеристики арматуры диаметром, $d_{st} = 4$ мм

№	Механические характеристики	Значение
1	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ (Н/мм ²)	1400
2	Разрывное усилие (кгс)	2180
3	Номинальное временное сопротивление (Н/мм ²)	1700
4	Модуль упругости, E_s , МПа	200000

Таблица 2.6 – Механические характеристики винипласта ВН
(непластифицированный ПВХ), $t_{st} = 4$ мм

№	Механические характеристики	Значение
1	Плотность, кг/м ³	1350
2	Предел прочности при растяжении (МПа)	55
3	Предел прочности при сжатии (МПа)	100
4	Предел прочности при изгибе (МПа)	90
5	Относительное удлинение при разрыве, %	20
6	Модуль упругости при растяжении (МПа)	2600

Для определения сопротивления материала выдергиванию из грунта проводили испытания на разрывной машине ИР 5057-50 с силоизмерительным центром. На рисунке 2.6 представлены результаты исследований при изменении заглубления сетки ($s_x = 35$ и $s_y = 35$ мм; $d_{st} = 4$ мм) с $0,2D$ до D .

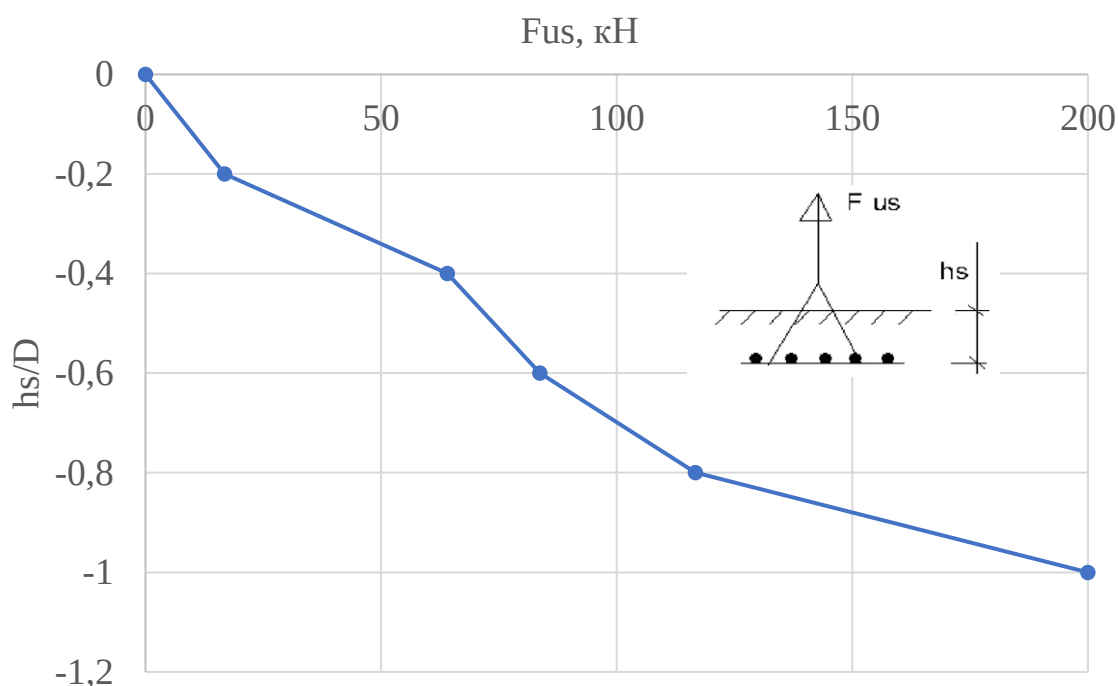


Рисунок. 2.6 – Влияние заглубления арматуры на выдергивающую нагрузку

3 МНОГОФАКТОРНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ АРМИРОВАНИЯ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ НА РАЗВИТИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ И СТАТИЧЕСКОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗОК

3.1 Цели и задачи исследований

1. Поиск оптимальных параметров армирования основания штампа при действии на него циклических нагрузок.
2. Сравнение экспериментальных результатов с численными значениями, полученными с использованием программ Plaxis 3D и MIDAS GTS NX.

3.2 Методика проведения исследований

Приборы, оборудование и методика испытаний соответствовали действующим требованиям ГОСТ. Эксперименты проводились в пространственных металлических лотках с жесткими боковыми стенками – лоток 1 с размерами ($h \times b \times l$) 55x55x70 см и лоток 2 с размерами 100x85x180 см. Лотки были оснащены рычажной системой (рисунок 3.1). Нагрузка создавалась с помощью грузов, укладываемых на подвеску рычага с передаточным числом 1:5 и 1:10 соответственно. В качестве модели фундамента использовался жесткий металлический штамп диаметром $D = 120$ мм; толщиной $t_{st} = 10$ мм с гладкой контактной поверхностью. Песчаный грунт, характеристики которого приведены в главе 2, отсыпался слоями по 5 см с уплотнением до заданного значения, при необходимости на нужной глубине укладывался армирующий элемент.

Каждый слой уплотняли одинаковым количеством ударов трамбовки по одному следу с учётом перекрытия слоёв. Величину плотности грунта контролировали методом режущего кольца и протарированным плотномером. После каждого эксперимента грунт выбирали на всю глубину и укладывали заново.

При циклической передаче воздействий нагрузку доводили до требуемой ступени, с которой начиналось циклирование и передавали требуемое количество циклов. После этого продолжали приложение нагрузки до разрушения.

Для измерения усилий и перемещений использовали аттестованные динамометры сжатия и индикаторы часового типа ИЧ – 10. Приборы крепили к независимой от лотков реперной раме.

Ступени нагружения принимали равными 0,1 от предполагаемой разрушающей нагрузки. Каждую ступень выдерживали до условной стабилизации вертикальных перемещений (0,1 мм/час). Нагрузку передавали на штамп либо до разрушения, сопровождающегося выпором грунта, или резким увеличением скорости деформаций, либо до получения условного предельного вертикального перемещения штампа [139].

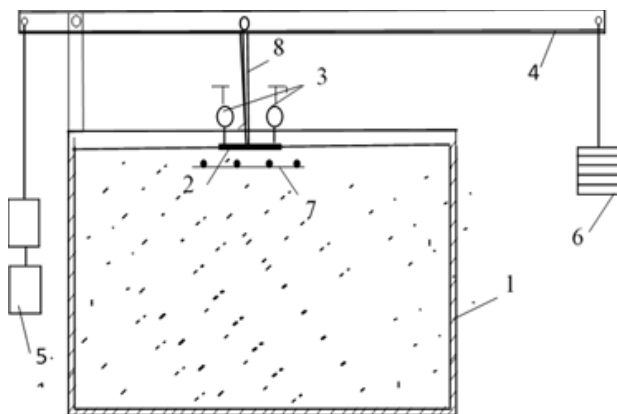


Рисунок 3.1 – Схема и фото опытной установки:

1 – металлический лоток; 2 – штамп; 3 – индикаторы; 4 – рычаг; 5 – противовес; 6 – грузы; 7 – армирующий элемент; 8 – нож

3.3 Влияние плотности основания на несущую способность и деформативность неармированного основания

Плотность песчаного грунта изменялась (1,66; 1,62; 1,59; 1,53; 1,49 г/см³) и варьировалась за счет изменения количества ударов трамбовки в один след с учётом перекрытия. Результаты экспериментов представлены в виде зависимости вертикальное перемещение – давление на рисунках 3.7- 3.9.

Общее изменение плотности от 1,53 до 1,62 г/см³ привело к увеличению разрушающей нагрузки в 1,57 раза, а изменение плотности – от 1,62 до 1,66 г/см³ – в 2,27 раза. Значения вертикального перемещения штампа при давлении, $p = 0,02$ МПа составили 0,07/0,69/1,2/2,04/3,6 мм при соответствующих значениях плотности 1,66/1,62/1,59/1,53/1,49 г/см³. Давление под подошвой, соответствующее разрушающей нагрузке, составило – 0,27/0,11/0,08/0,07/0,03 МПа при плотности 1,66/1,62/1,59/1,53/1,49 г/см³.

Используя формулу Шлейхера, определяли значения секущего модуля деформации на каждой ступени нагрузок.

Результаты экспериментов представлены на рисунке 3.2 и 3.3.

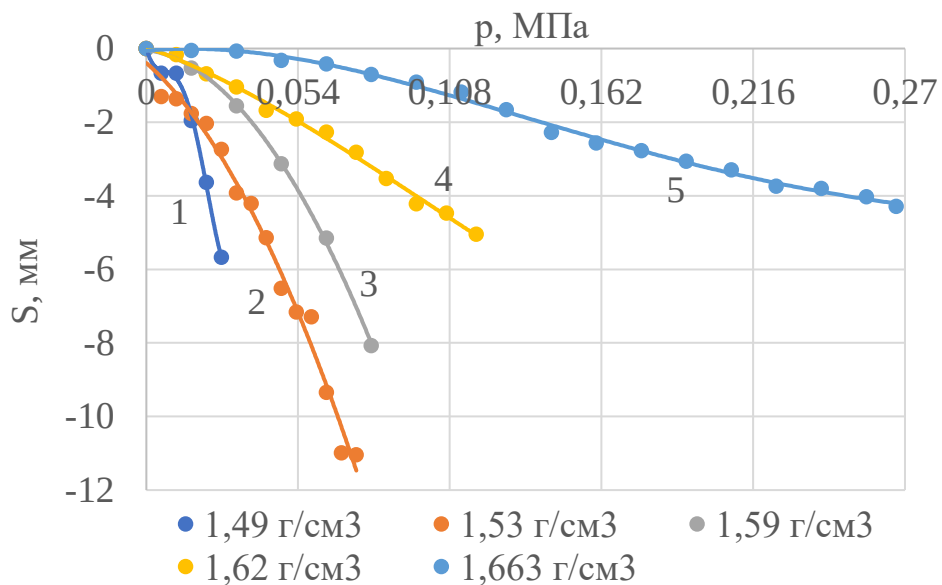


Рисунок 3.2 – Зависимость вертикального перемещения штампа от давления при различных значениях плотности

Уравнения аппроксимации:

1. $y = 5E + 07x^4 - 3E + 06x^3 + 42599x^2 - 264,33x$
2. $y = -1089,9x^2 - 66,748x - 0,3939$
3. $y = -1108,4x^2 - 10,822x - 0,036$
4. $y = 732,5x^3 - 224,14x^2 - 27,318x + 0,0358$
5. $y = -941,86x^4 + 895,79x^3 - 257,75x^2 + 7,3462x - 0,0616$

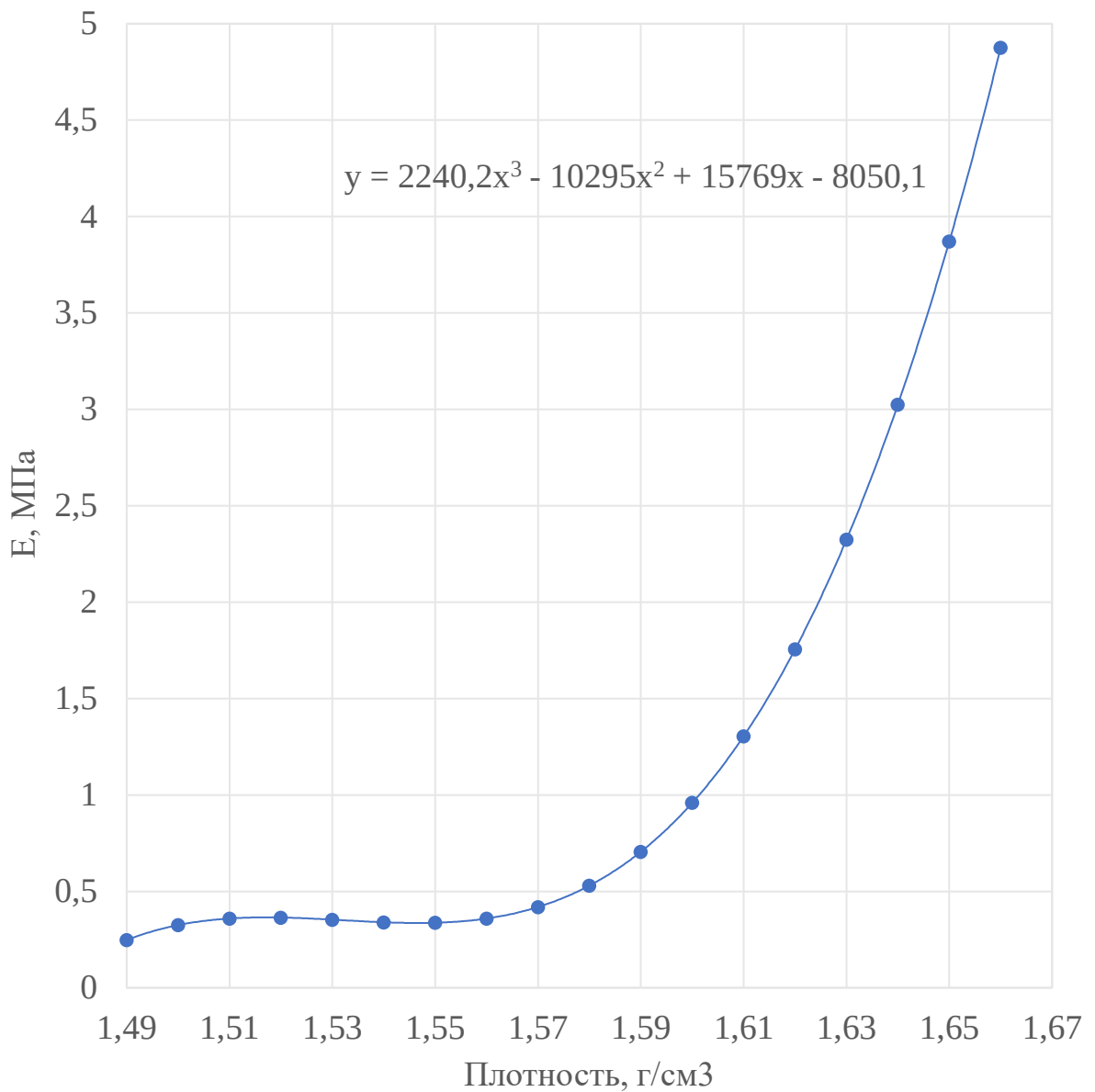


Рисунок 3.3 – Зависимость секунтного модуля деформации основания от плотности при разрушающей нагрузке

В таблицах 3.1 – 3.3 и на рисунках 3.4 – 3.9 проведено сравнение экспериментальных значений с результатами, полученными с использованием программы ANSYS APDL путем моделирования по вязкопластической модели PLAS (Miso) и по упругопластической модели Кулона–Мора в Plaxis 3D. Значения модуля деформации определяли, используя формулу Шлейхера.

Таблица 3.1 – Зависимость модуля деформации, E основания от давления при плотности $\rho = 1,49 \text{ г/см}^3$

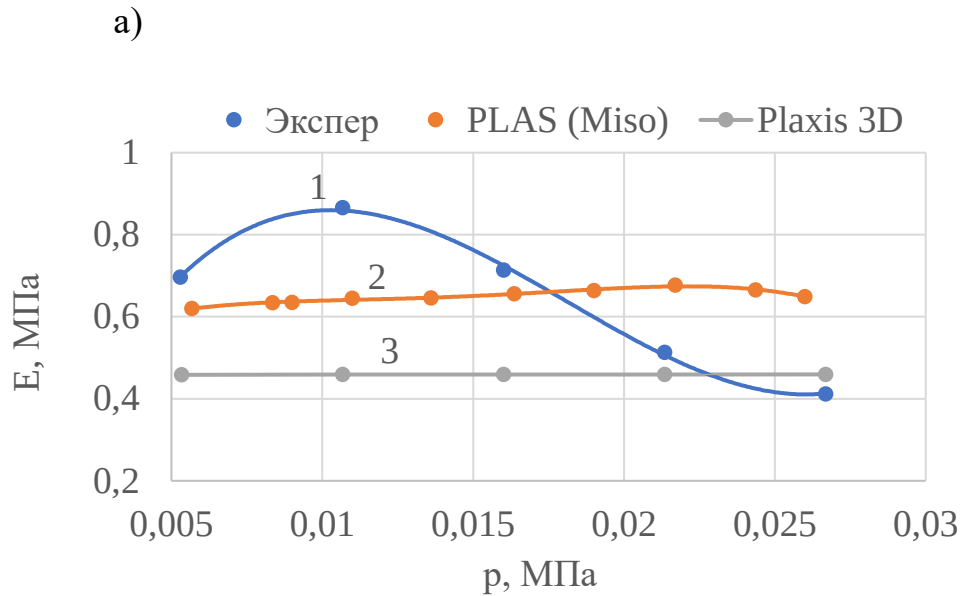
№	p , МПа	Эксперименталь – ные значения		Plaxis 3D		PLAS (Miso) ANSYS	
		S , мм	E , МПа	S , мм	E , МПа	S , мм	E , МПа
1	0,0053	0,67	0,696	1,017	0,458	0,745	0,626
2	0,0106	1,07	0,866	2,032	0,459	1,439	0,648
3	0,0160	1,96	0,714	3,046	0,459	2,133	0,655
4	0,0213	3,63	0,513	4,061	0,459	2,827	0,659
5	0,0266	5,67	0,411	5,075	0,459	3,520	0,662

Таблица 3.2 – Зависимость модуля деформации от плотности основания при разрушающей нагрузке, p_u

Плотность, г/см ³	1,66	1,62	1,59	1,53	1,49
p_u , МПа	0,27	0,11	0,08	0,07	0,03
E , Эксперимент	5,43	2,03	0,86	0,59	0,41
E , Plaxis 3D	4,57	2,12	0,92	0,66	0,45
E , PLAS (Miso) ANSYS	9,40	3,41	1,52	0,98	0,66

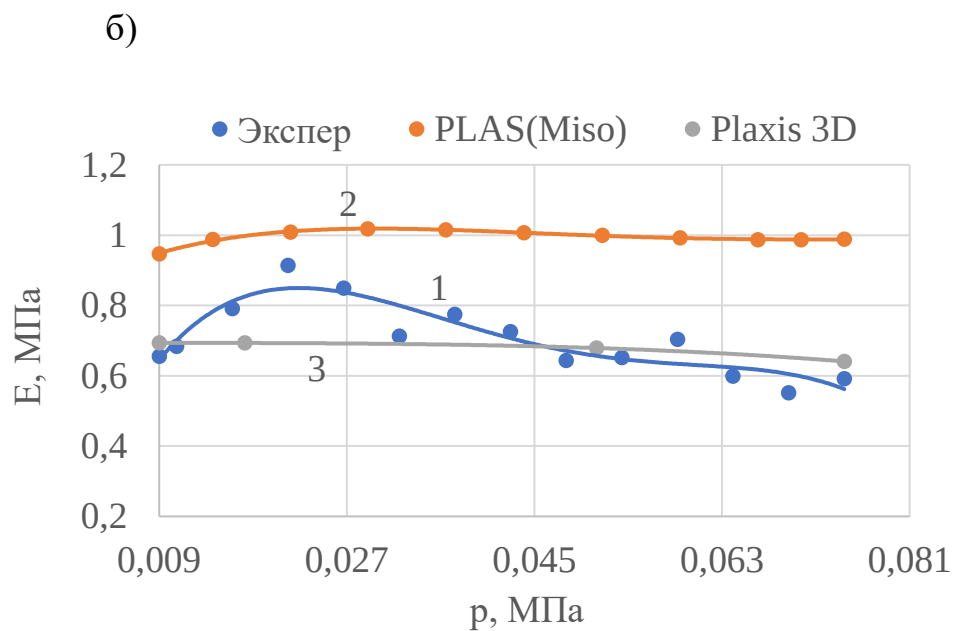
Таблица 3.3 – Зависимость модуля деформации от плотности основания при $p = 0,03 \text{ МПа}$

Плотность, г/см ³	1,66	1,62	1,59	1,53	1,49
E , Эксперимент	5,58	2,44	1,87	0,82	0,41
E , Plaxis 3D	7,02	2,46	1,03	0,70	0,45
E , PLAS (Miso) ANSYS	7,71	3,18	1,47	1,01	0,66



Уравнения аппроксимации:

1. $y = 229248x^3 - 12484x^2 + 183,89x + 0,0397$
2. $y = -4E + 06x^4 + 232186x^3 - 4760,7x^2 + 43,618x + 0,4871$
3. $y = 0,0454x + 0,4583$

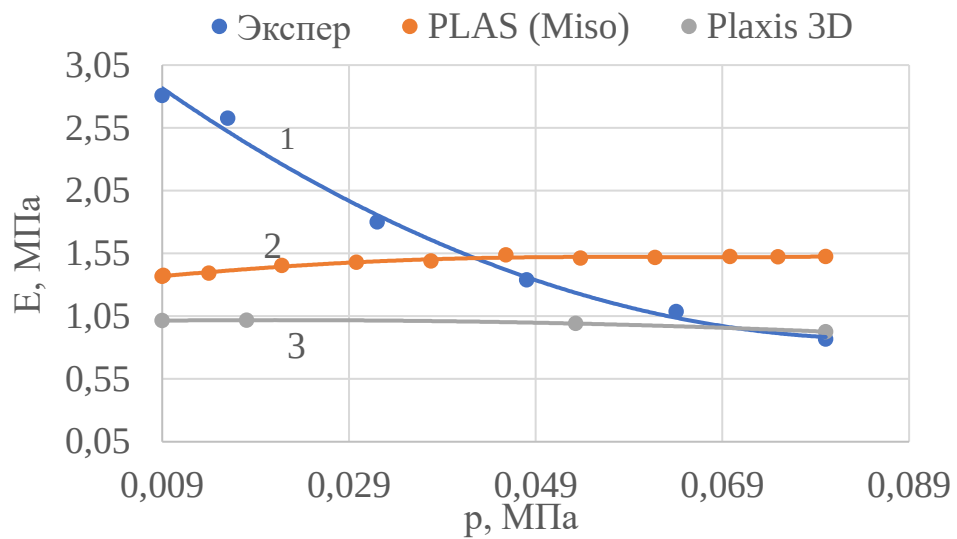


Уравнения аппроксимации:

1. $y = -241885x^4 + 46770x^3 - 3170,8x^2 + 82,527x + 0,1273$
2. $y = -23225x^4 + 5529,7x^3 - 463,24x^2 + 15,343x + 0,8448$
3. $y = -182,69x^3 + 5,7302x^2 - 0,1301x + 0,6948$

Рисунок 3.4 – Зависимость $E - p$ при плотности (г/см^3): а-1,49, и б-1,53

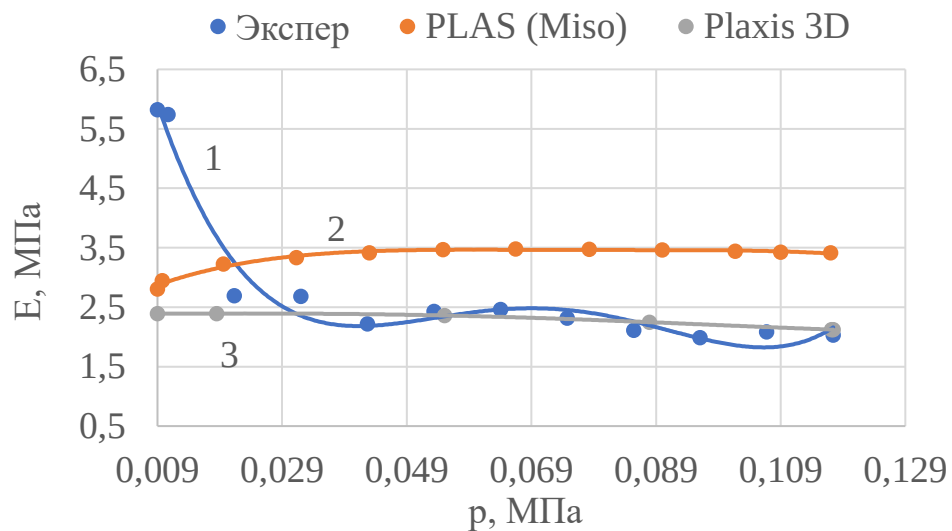
а)



Уравнения аппроксимации:

1. $y = 332,78x^2 - 57,533x + 3,3571$
2. $y = 13982x^4 - 1755,8x^3 - 3,1043x^2 + 7,0635x + 1,307$
3. $y = -26,527x^2 + 1,122x + 1,0069$

б)



Уравнения аппроксимации:

1. $y = 413978x^4 - 119562x^3 + 12071x^2 - 502,07x + 9,5464$
2. $y = -29973x^4 + 9311,5x^3 - 1071,7x^2 + 53,926x + 2,4663$
3. $y = 3346,9x^4 - 697,93x^3 + 14,073x^2 + 0,3071x + 2,3866$

Рисунок 3.5 – Зависимость $E - p$ при плотности (г/см³): а-1,59, и б-1,62

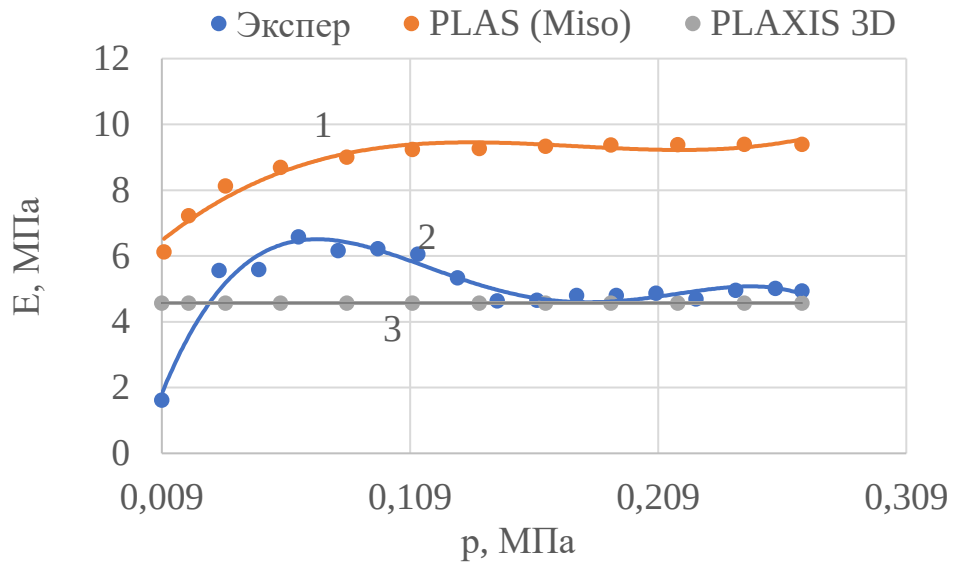


Рисунок 3.6 – Зависимость $E - p$ при плотности $1,66 \text{ г/см}^3$

Уравнения аппроксимации:

1. $y = 768,23x^3 - 404,72x^2 + 66,965x + 5,8996$
2. $y = -18249x^4 + 12134x^3 - 2741x^2 + 232,54x - 0,0643$
3. $y = 4,57$

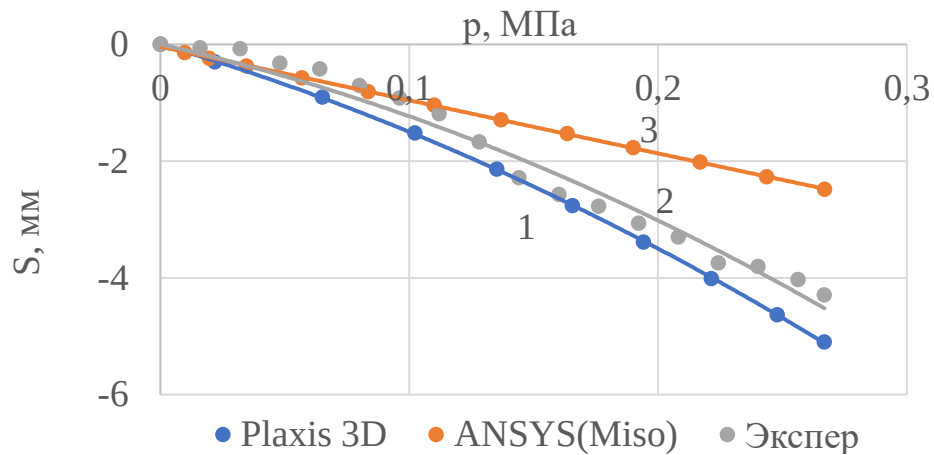
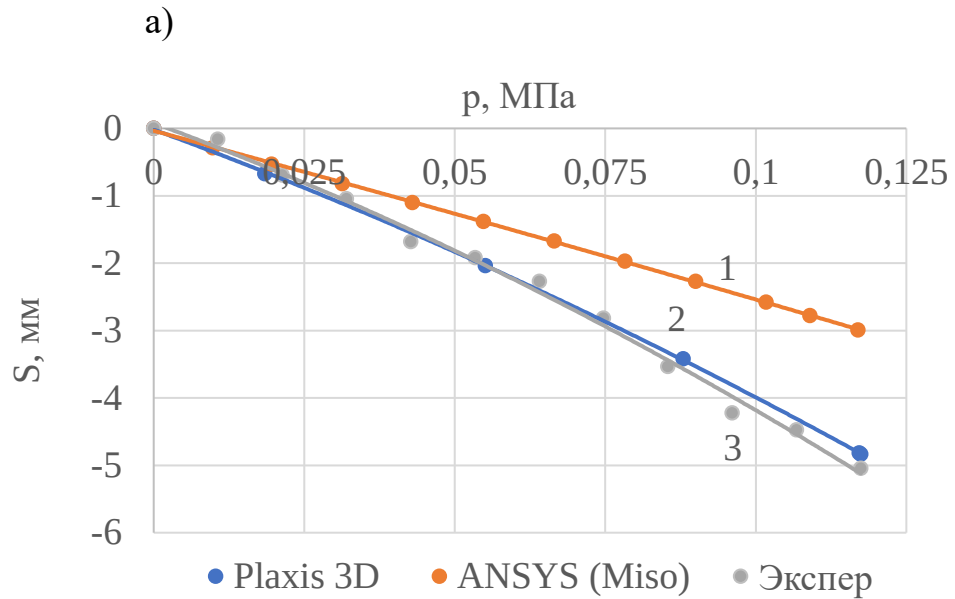


Рисунок 3.7 – Зависимость вертикального перемещения штампа от давления при плотности $1,66 \text{ г/см}^3$

Уравнения аппроксимации:

1. $y = -25,071x^2 - 12,487x + 0,0018$
2. $y = -27,703x^2 - 9,545x$
3. $y = 0,2992x^2 - 9,2005x - 0,0393$

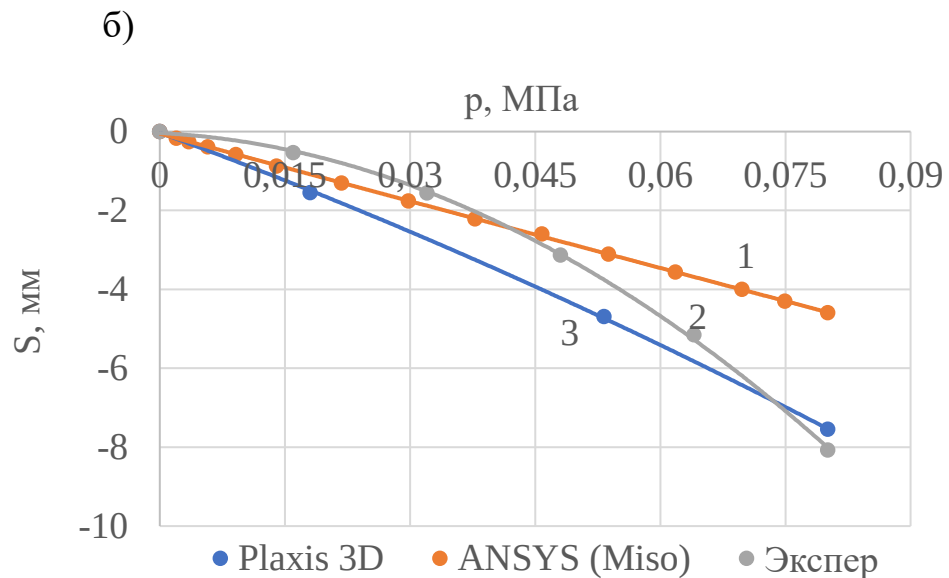


Уравнения аппроксимации:

$$1. y = -8,2526x^2 - 24,227x - 0,0346$$

$$2. y = -69,168x^2 - 32,826x - 0,018$$

$$3. y = -95,101x^2 - 33,121x + 0,0799$$



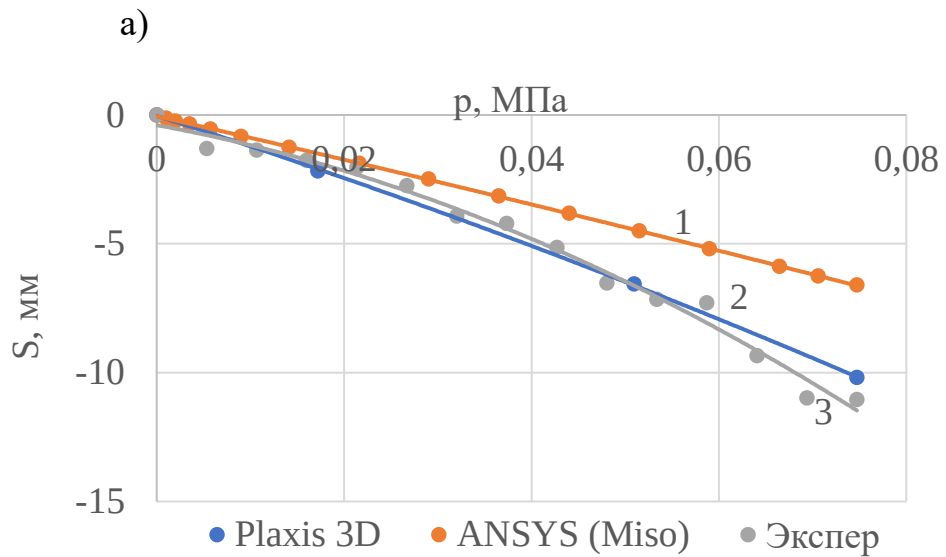
Уравнения аппроксимации:

$$1. y = 9,8638x^2 - 57,339x - 0,0519$$

$$2. y = -1108,4x^2 - 10,822x - 0,036$$

$$3. y = -201,69x^2 - 77,589x - 0,0287$$

Рисунок 3.8 – Зависимость вертикального перемещения штампа от давления при плотности (г/см^3): а-1,62, и б-1,59

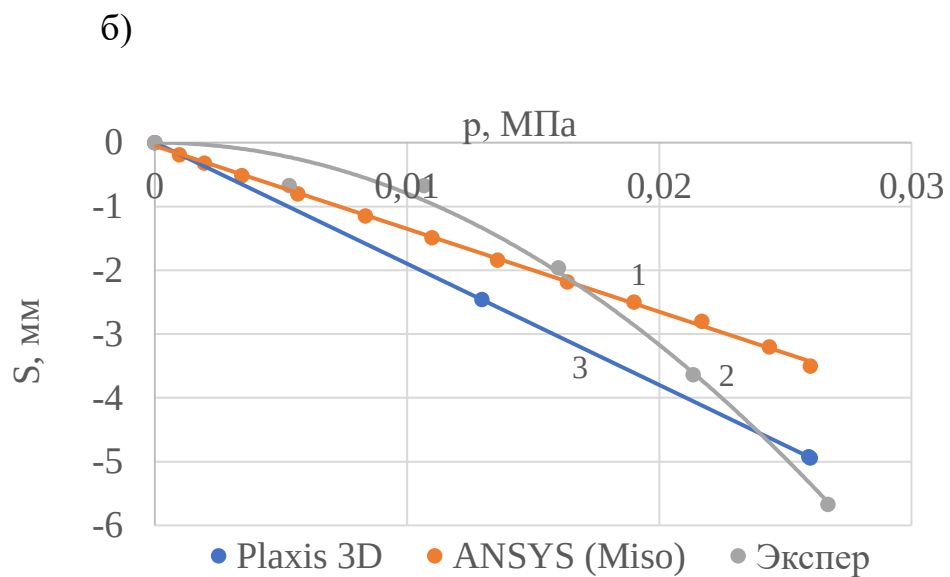


Уравнения аппроксимации:

$$1. y = -70,183x^2 - 82,728x - 0,0513$$

$$2. y = -271,25x^2 - 115,27x - 0,0352$$

$$3. y = -1089,9x^2 - 66,748x - 0,3939$$



Уравнения аппроксимации:

$$1. y = -130,06x - 0,0504$$

$$2. y = -7891,1x^2 - 0,647x$$

$$3. y = -190,05x + 0,0029$$

Рисунок 3.9 – Зависимость вертикального перемещения штампа от давления при плотности (г/см^3): а-1,53, и б-1,49

На рисунке 3.10 представлено сравнение значений секущего модуля деформации для армированного и неармированного основания при давлении под подошвой штампа, $p = 0,026$ МПа.

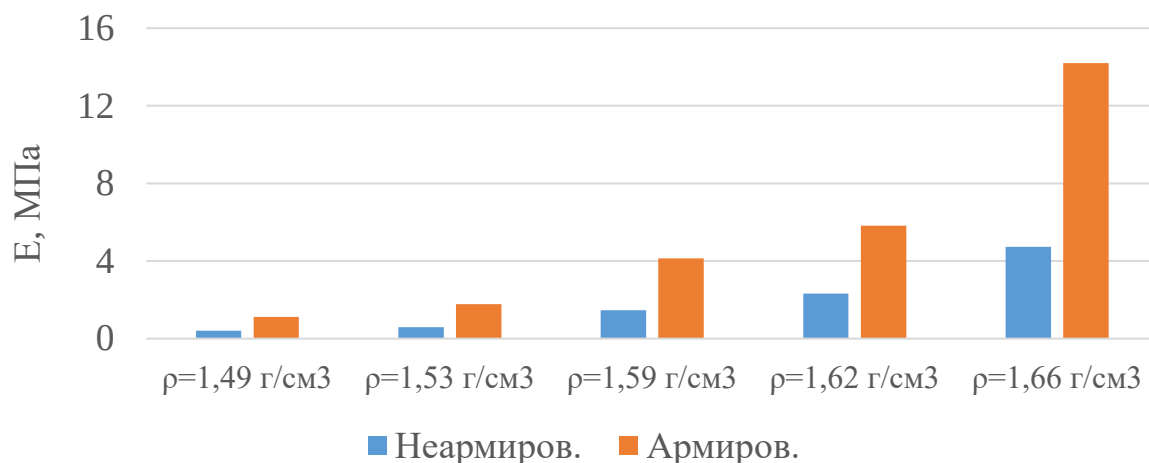


Рисунок 3.10 – Зависимость секущего модуля деформации от плотности основания при $p = 0,026$ МПа

Для песков средней плотности при $(1,59 \dots 1,66)$ г/см³ минимальные расхождения между экспериментальными и численными значениями получены при использовании комплекса «Plaxis 3D».

Значения модуля деформации при изменении плотности с 1,49 до 1,66 г/см³, и по штамповым испытаниям, и по результатам моделирования с использованием программного комплекса «Plaxis 3D» увеличились практически в 10 раз.

3.4 Влияние размера и шероховатости армирующего элемента на развитие вертикальных перемещений в основании штампа при циклическом приложении нагрузок

Относительная глубина расположения армирующего элемента во всех опытах составляла $h_s = 0,2D$, где $D = 120$ мм – диаметр штампа. Количество циклов – 20. Коэффициент асимметрии цикла, $r = \frac{F_{\min c}}{F_{\max c}} = 0$, т.е. разгрузку проводили до нулевого начального значения. Рассматривали 2 вида армирующего элемента – металлическую сетку и винипластовые пластины ВН.

Размеры сеток $D \times D$; $D \times 1,5D$; $D \times 2D$; $D \times 3D$; $D \times 3,6D$; $1,5D \times 1,5D$; $2D \times 2D$, диаметр стержней арматуры 4 мм, шаг 35 мм. Размеры винипластовой пластины $D \times D$; $D \times 1,5D$; $D \times 2D$; $1,5D \times 1,5D$; $2D \times 2D$, толщина 4 мм.

Степень нагрузки, с которой начиналось циклирование, составляла $F_i = 0,6F_u$, где F_u - предварительно найденная разрушающая нагрузка. По окончании цикла нагрузку ступенями доводили до разрушающей или до получения условного предельного вертикального перемещения штампа $[S]_u$.

Основание из песка формировалось послойным уплотнением с помощью металлической трамбовки до плотности $1,53 \text{ г/см}^3$. В первой серии экспериментов этого цикла основание армировалось металлической сеткой разных размеров.

На рисунке 3.11 представлена диаграмма значений вертикальных перемещений за период цикла для неармированного и армированного основания, а на рисунке 3.12 диаграмма значений вертикальных перемещений при давлении под подошвой штампа $p = 0,085 \text{ МПа}$.

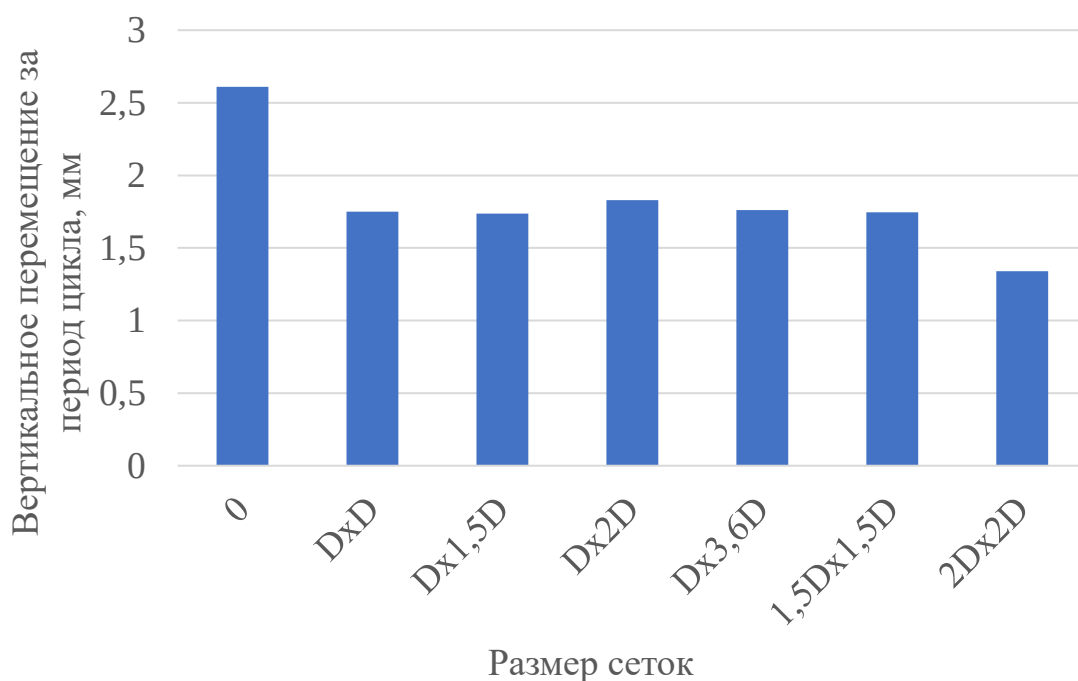


Рисунок 3.11 – Вертикальные перемещения за период цикла для неармированного и армированного основания

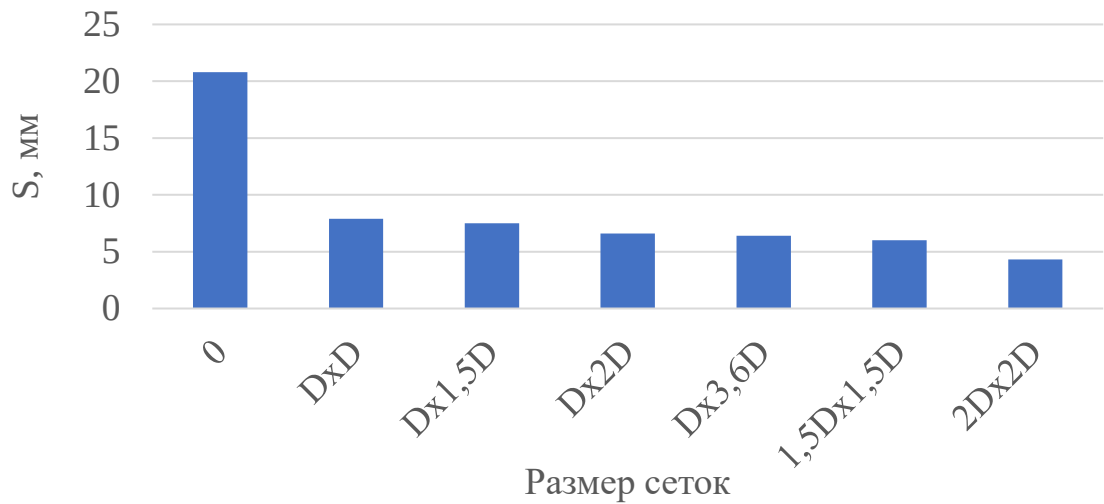


Рисунок 3.12 – Значения вертикальных перемещений при давлении под подошвой штампа $p = 0,085$ МПа

В таблице 3.4 приведено сравнение вариантов армирования по удельной несущей способности – по отношению несущей способности армированного основания, F_{us} к объему арматуры, V_s .

Таблица 3.4 – Влияние размера сетки на удельную несущую способность основания

Размер сетки	$D \times D$	$D \times 1,5D$	$D \times 2D$	$D \times 3D$	$D \times 3,6D$	$1,5D \times 1,5D$	$2D \times 2D$
Разр. Нагрузка, F_{us} , Н	2293	1627,7	1989,5	2473,9	2769,4	2170,3	4216,3
Объём арматуры, V_s , мм ³	17200	19100	27900	37516	49624	27500	56000
Удельная несущая способнос – ть, F_{us}/V_s , Н/мм ³	0,133	0,0852	0,0713	0,065	0,055	0,0789	0,0752

Для сравнения с экспериментальными данными было использовано моделирование с помощью конечно – элементного программного обеспечения Plaxis–3D v20. В таблице 3.5 представлено сравнение экспериментальных данных и численного моделирования для значений вертикальных перемещений, предшествующих исчерпанию несущей способности основания.

Таблица 3.5 – Сравнение результатов экспериментов и численного моделирования

Размер сетки	(неарм – иров.)	$D \times D$	$D \times 1,5D$	$D \times 2D$	$D \times 3D$	$D \times 3,6D$	$1,5D \times 1,5D$	$2D \times 2D$
p_u , МПа	0,085	0,2	0,14	0,176	0,218	0,245	0,192	0,373
S_u , мм экспер – имент	20,8	22,3	20,8	19,8	24,4	25,5	22,15	29,25
S_u , мм (Plaxis – 3D)	18,8	29,7	16,4	19,2	29,9	19,57	21,6	31,2

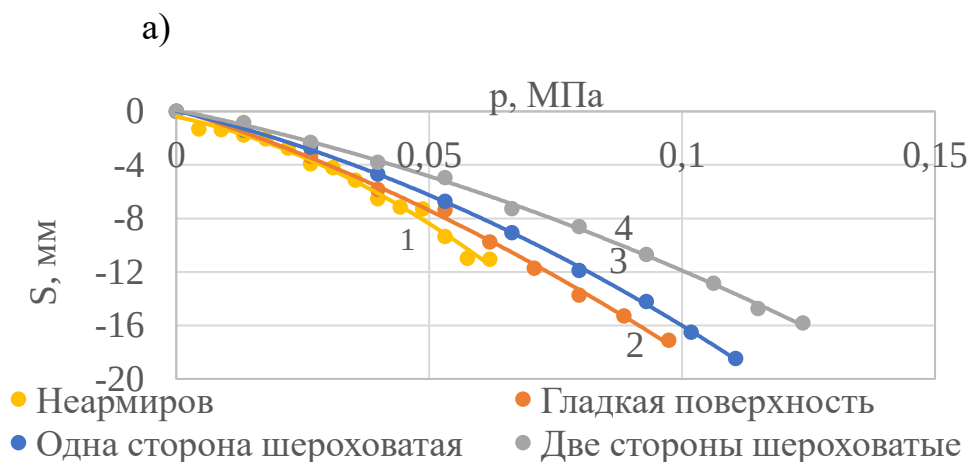
Несущая способность основания увеличилась в (1,7 ... 4,3) раза, а вертикальные перемещения за период цикла уменьшилось в (1,4 ... 2,1) раза за счет армирования.

Максимальное значение несущей способности наблюдалось для сетки с размерами $2D \times 2D$, удельной несущей способности (на единицу объема арматуры) – для сетки с размерами $D \times D$. Увеличение размера сетки более $2D \times 2D$ неэффективно.

Использование программного обеспечения Plaxis 3D дает близкие к экспериментальным значения деформации для армированного и неармированного основания при статических и циклических нагрузках.

Во второй части экспериментов в качестве армирующего элемента использовался винипластовая пластина ВН. Рассматривали гладкую и шероховатую контактную поверхность, которая обеспечивалась оклейкой песком. На рисунках 3.13 – 3.15 представлена зависимость вертикальных перемещений от давления при статической нагрузке, а на рисунках 3.16 – 3.18 представлена

зависимость вертикальных перемещений от давления при циклической нагрузке в зависимости от степени шероховатости армирующего элемента.



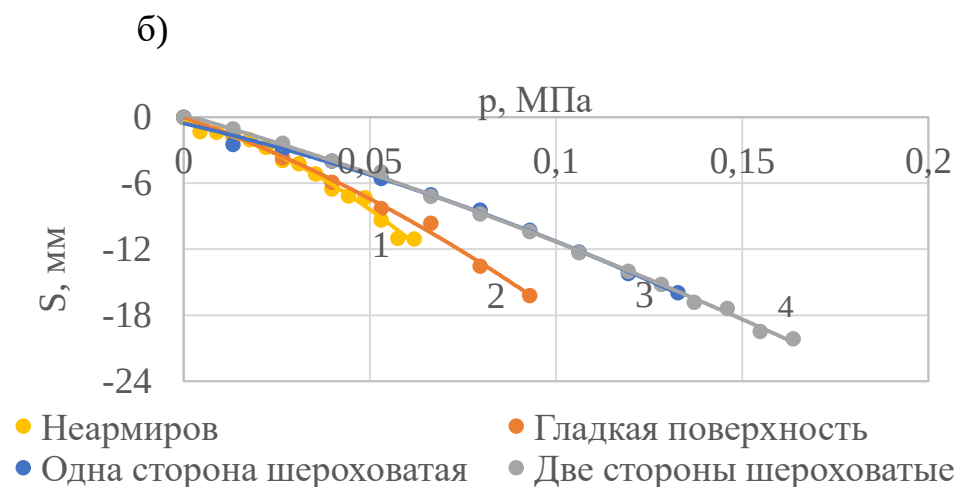
Уравнения аппроксимации:

$$1. y = -1587,3x^2 - 80,551x - 0,3939$$

$$2. y = -617,17x^2 - 120,31x + 0,163$$

$$3. y = -692,83x^2 - 91,365x + 0,0487$$

$$4. y = -420,04x^2 - 77,972x + 0,1017$$



Уравнения аппроксимации:

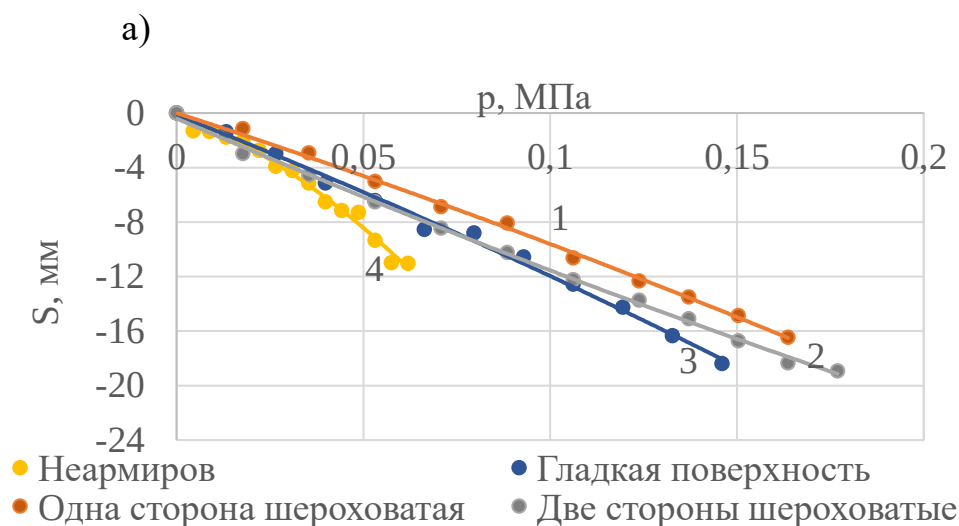
$$1. y = -1587,3x^2 - 80,551x - 0,3939$$

$$2. y = -596,45x^2 - 118,39x$$

$$3. y = -278,56x^2 - 79,594x - 0,5519$$

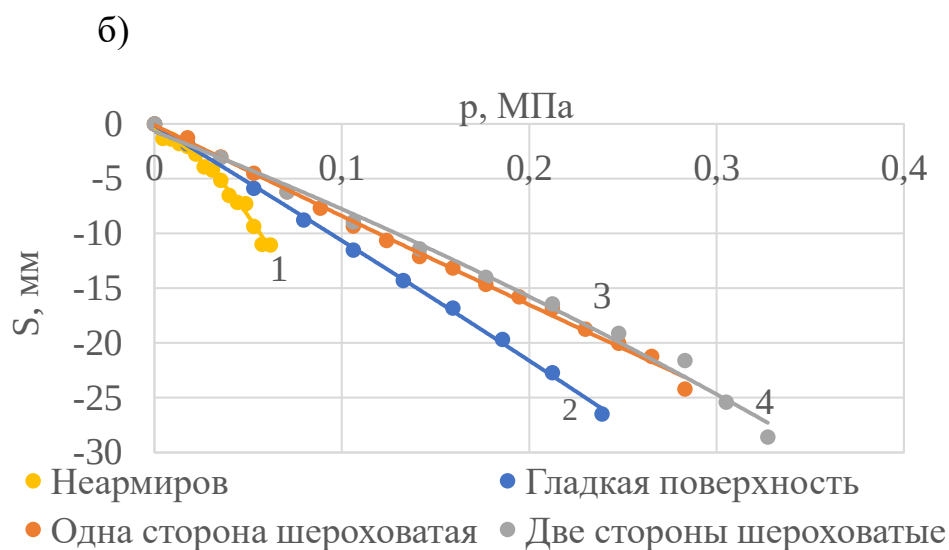
$$4. y = -169,44x^2 - 98,751x + 0,2517$$

Рисунок 3.13 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления под подошвой при статической нагрузке и размерах армирующего элемента: а) $D \times D$, и б) $D \times 1,5D$



Уравнения аппроксимации:

1. $y = -73,973x^2 - 88,717x$
2. $y = 71,5x^2 - 118,57x - 0,4028$
3. $y = -100,11x^2 - 108,07x - 0,1508$
4. $y = -1268,8x^2 - 105,07x$



Уравнения аппроксимации:

1. $y = -1587,3x^2 - 80,551x - 0,3939$
2. $y = -22,14x^2 - 102,96x - 0,1368$
3. $y = 9,3379x^2 - 83,912x - 0,1048$
4. $y = -46,387x^2 - 66,004x - 0,7051$

Рисунок 3.14 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления под подошвой при статической нагрузке и размерах армирующего элемента: а) $D \times 2D$; б) $1,5D \times 1,5D$

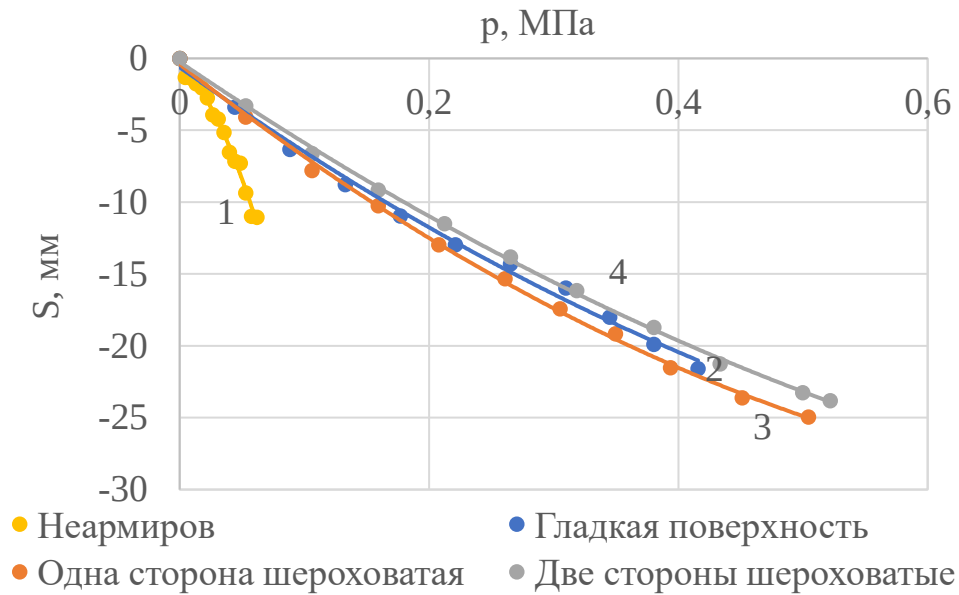


Рисунок 3.15 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления под подошвой при размере армирующего элемента $2D \times 2D$

Уравнения аппроксимации:

$$1. y = -1587,3x^2 - 80,551x - 0,3939$$

$$2. y = 30,932x^2 - 61,934x - 0,6099$$

$$3. y = 38,268x^2 - 68,098x - 0,407$$

$$4. y = 26,022x^2 - 58,909x - 0,2412$$

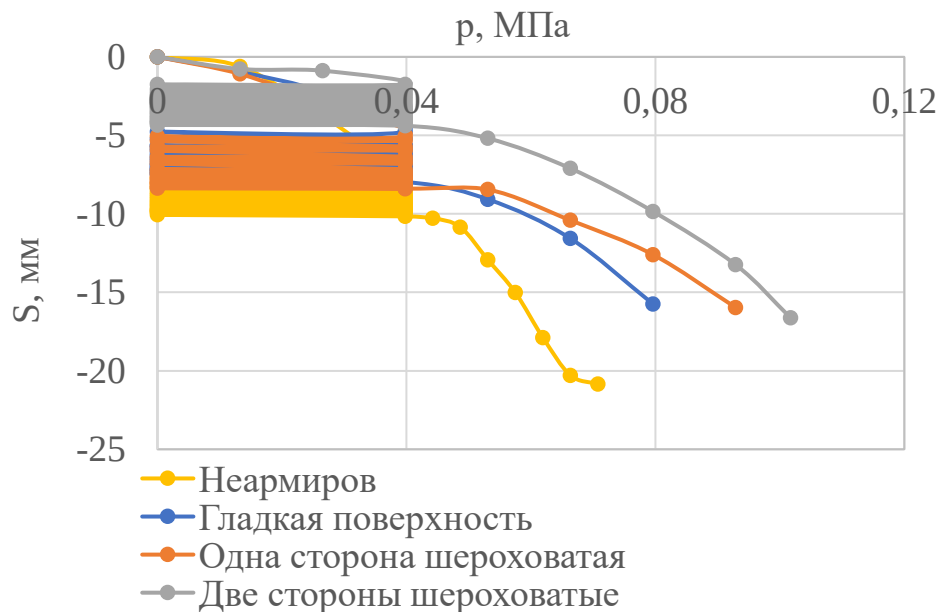


Рисунок 3.16 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления под подошвой при циклической нагрузке и размере армирующего элемента $D \times D$

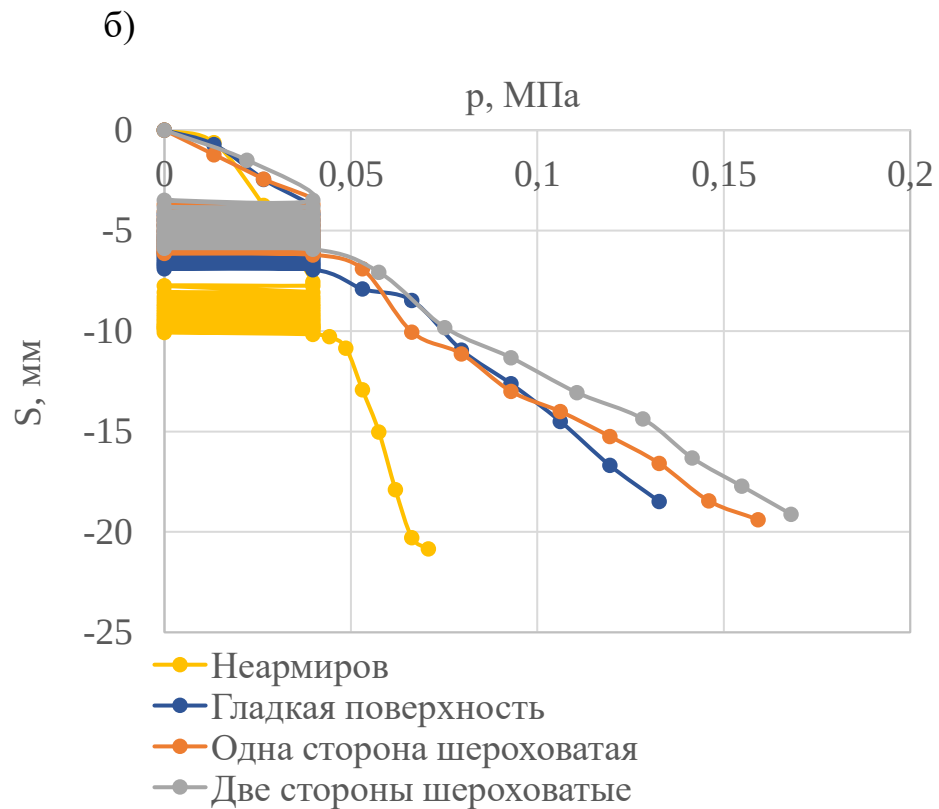
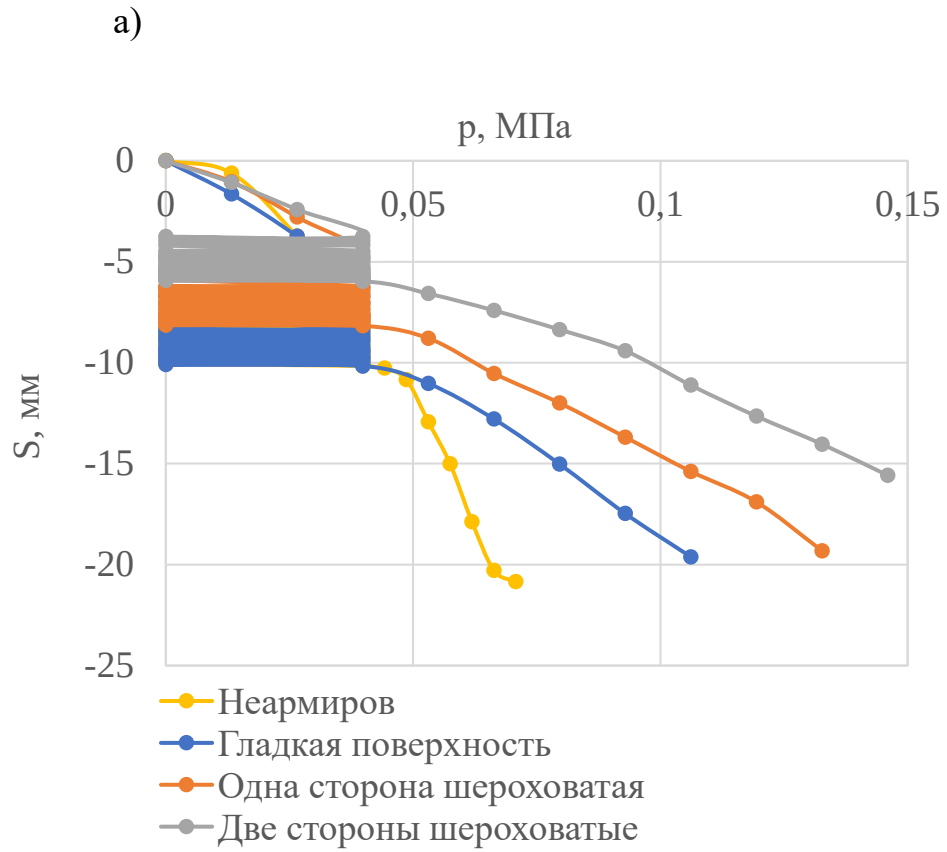


Рисунок 3.17 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления под подошвой при циклической нагрузке и размерах армирующего элемента: а) $D \times 1,5D$, и б) $D \times 2D$

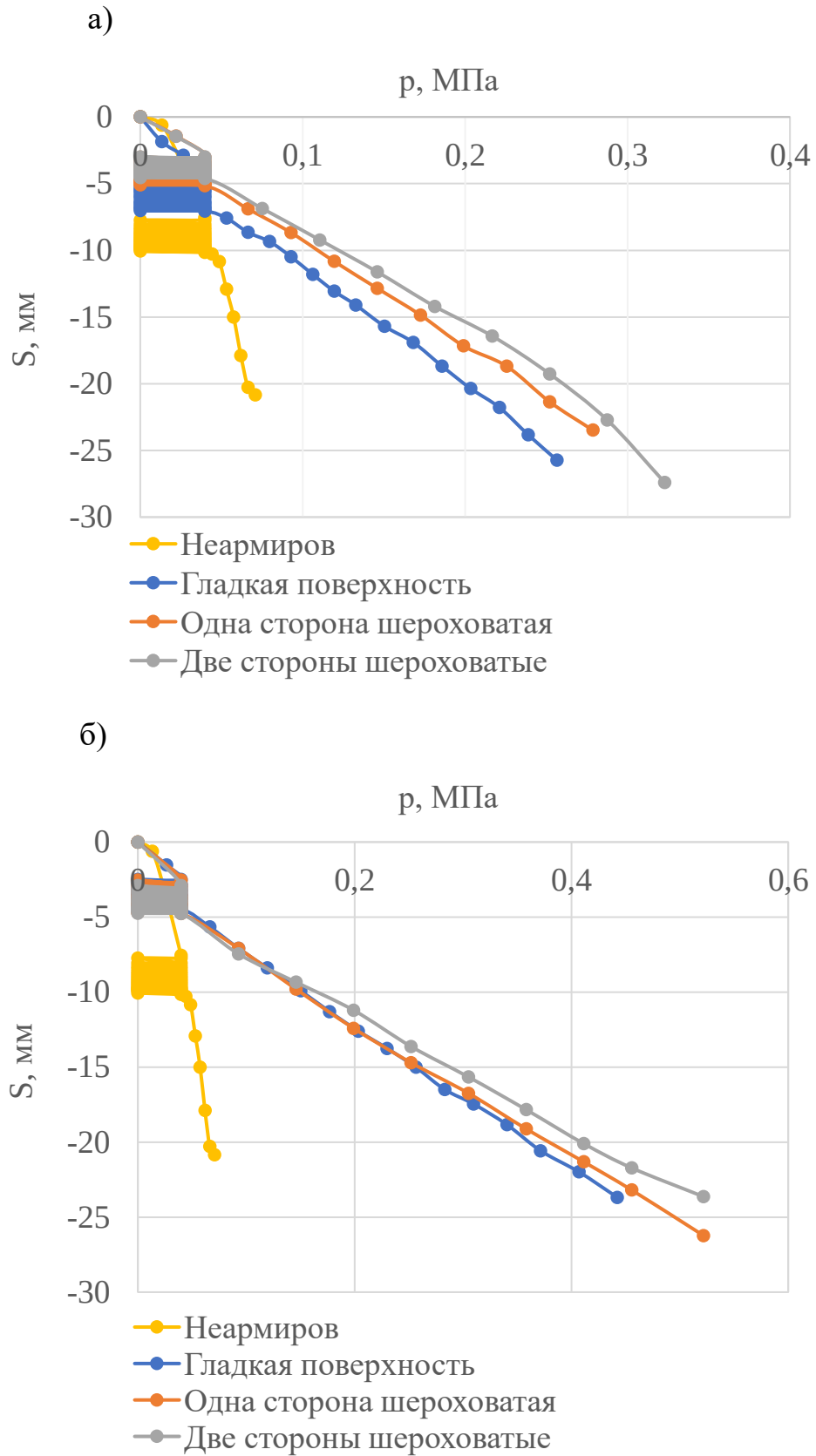


Рисунок 3.18 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления под подошвой при циклической нагрузке и размерах армирующего элемента: а) $1,5D \times 1,5D$; б) $2D \times 2D$

В таблицах 3.6 и 3.7 представлены значения вертикальных перемещений от давления соответствующего разрушающей нагрузке при статических (таблица 3.6) и циклических (таблица 3.7) воздействиях.

Таблица 3.6 – Влияние шероховатости армирующего элемента на несущую способность основания при приложении статической нагрузки

Параметр	Контактная поверхность	Неарм – иров.	Размер армирующего элемента				
			$D \times D$	$D \times 1,5D$	$D \times 2D$	$1,5D \times 1,5D$	$2D \times 2D$
Разр. давление, p_u , МПа	Гладкая поверхность	0,07	0,097	0,092	0,145	0,238	0,415
S_u , мм		11,04	17,11	16,1	18,3	24,3	21,5
Разр. давление, p_u , МПа	Одна сторона шероховатая	0,07	0,11	0,132	0,163	0,283	0,504
S_u , мм		11,04	18,4	15,9	16,4	24,2	24,9
Разр. давление, p_u , МПа	Две стороны шероховатые	0,07	0,123	0,163	0,176	0,349	0,521
S_u , мм		11,04	15,8	20,1	18,9	28,5	23,8

Таблица 3.7 – Влияние шероховатости армирующего элемента на несущую способность основания при приложении циклической нагрузки

Параметр	Контактная поверхность	Неарм – иров.	Размер армирующего элемента				
			$D \times D$	$D \times 1,5D$	$D \times 2D$	$1,5D \times 1,5D$	$2D \times 2D$
Разр. давление, p_u , МПа	Гладкая поверхность	0,07	0,079	0,106	0,132	0,256	0,442
S_u , мм		20,8	15,7	19,6	18,4	25,7	23,6
Разр. давление, p_u , МПа	Одна сторона шероховатая	0,07	0,092	0,132	0,159	0,278	0,521
S_u , мм		20,8	15,9	19,3	19,3	23,4	26,23
Разр. давление, p_u , МПа	Две стороны шероховатые	0,07	0,1	0,145	0,168	0,322	0,521
S_u , мм		20,8	16,6	15,5	19,12	27,4	23,6

На рисунке 3.19 представлены значения вертикальных перемещений, соответствующих давлению под подошвой штампа $p = 0,053$ МПа, при статических и циклических воздействиях, а на рисунке 3.20 показана диаграмма значений вертикальных перемещений за период цикла для неармированного и армированного основания.

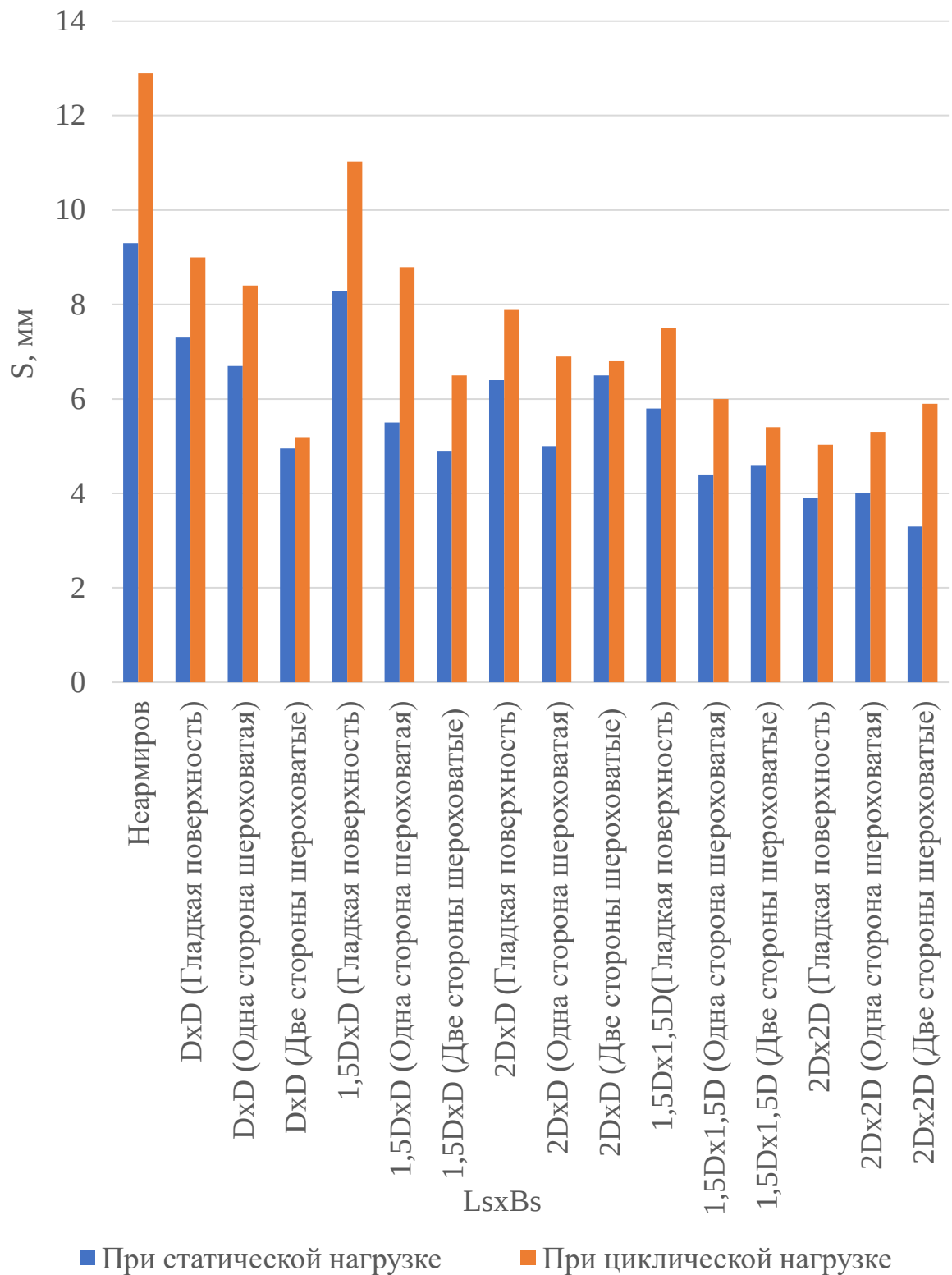


Рисунок 3.19 – Значения вертикальных перемещений, соответствующие давлению при $p = 0,053$ МПа, для неармированного и армированного основания

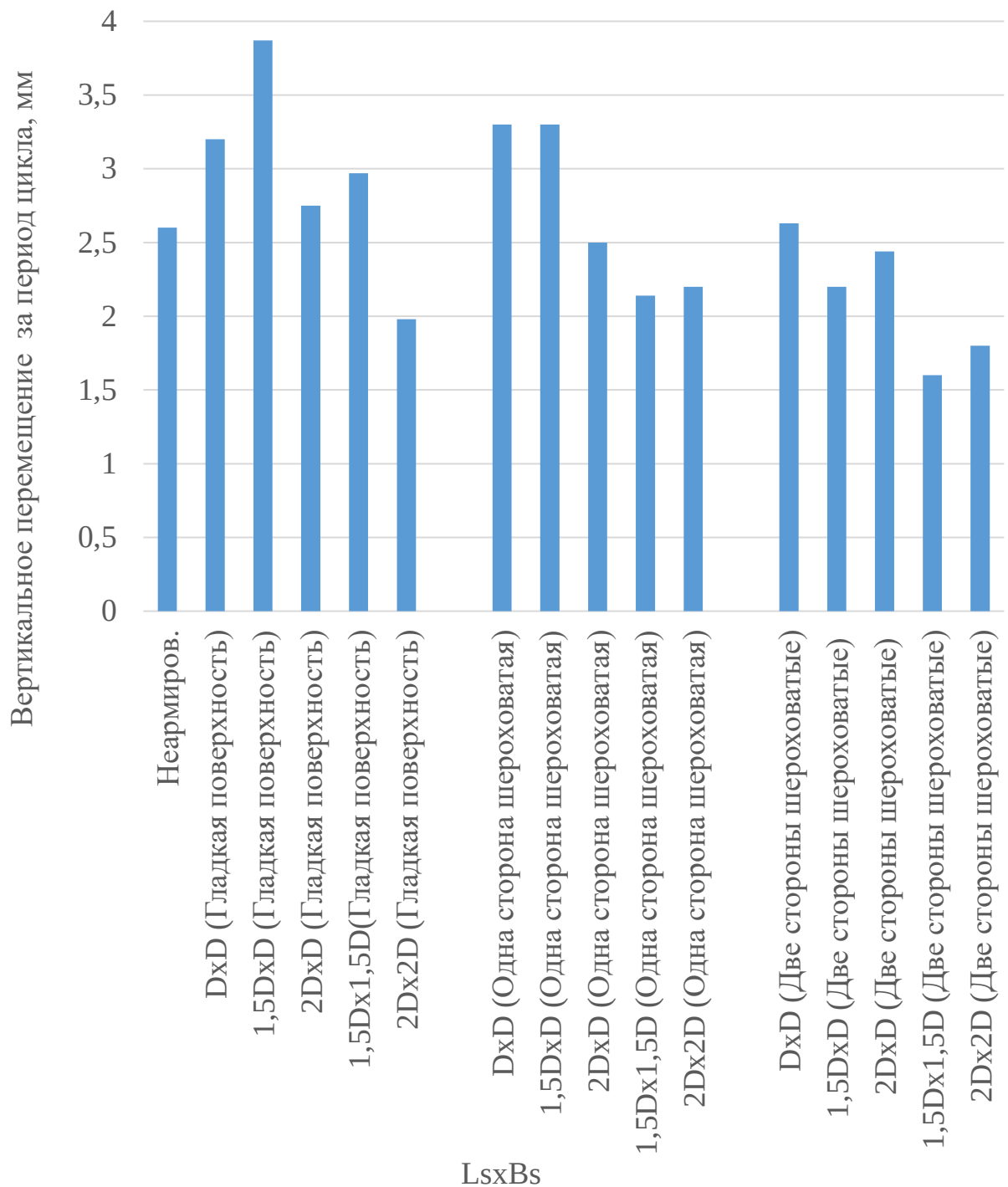


Рисунок 3.20 – Диаграмма значений вертикальных перемещений за период цикла для основания, армированного пластиком

В таблице 3.8 представлено сравнение результатов экспериментов по удельной несущей способности для винипластовой пластины ВН в зависимости от размеров и степени шероховатости при приложении статической нагрузки, а в таблице 3.9 при приложении циклической нагрузки.

Таблица 3.8 – Влияние размеров винипластовой пластины ВН на удельную несущую способность основания при приложении статической нагрузки

Размер	$D \times D$	$D \times 1,5D$	$D \times 2D$	$1,5D \times 1,5D$	$2D \times 2D$
Винипластовые пластины ВН с гладкой поверхностью					
Разр. нагрузка, F_{us} , Н	1096,4	1040	1639	2690,3	4691,16
Объём арматуры, мм^3 , V_s	57600	86400	115200	129600	288000
Удельная несущая способность, $F_{us}/V_s = \text{Н}/\text{мм}^3$	0,019	0,012	0,014	0,02	0,016
Одна сторона шероховатая					
Разр. нагрузка, F_{us} , Н	1243,4	1492,1	1842,5	3199	5697,2
Объём арматуры, V_s , мм^3	57600	86400	115200	129600	288000
Удельная несущая способность, $F_{us}/V_s = \text{Н}/\text{мм}^3$	0,021	0,017	0,015	0,024	0,019
Две стороны шероховатые					
Разр. нагрузка, F_{us} , Н	1390,3	1842,5	1989,5	3945	5889,3
Объём арматуры, V_s , мм^3	57600	86400	115200	129600	288000
Удельная несущая способность, $F_{us}/V_s = \text{Н}/\text{мм}^3$	0,024	0,021	0,0172	0,03	0,02

Таблица 3.9 – Влияние размеров винипластовой пластины ВН на удельную несущую способность основания при приложении циклической нагрузки

Размер	$D \times D$	$D \times 1,5D$	$D \times 2D$	$1,5D \times 1,5D$	$2D \times 2D$
Винипластовые пластины ВН с гладкой поверхностью					
Разр. нагрузка, F_{us} , Н	893	1198,2	1492,1	2893,8	4996,3
Объём арматуры, мм^3 , V_s	57600	86400	115200	129600	288000
Удельная несущая способность, $F_{us}/V_s = \text{Н/мм}^3$	0,015	0,013	0,0129	0,022	0,017
Одна сторона шероховатая					
Разр. нагрузка, F_{us} , Н	1039,9	1492,1	1797,3	3142,5	5889,3
Объём арматуры, V_s , мм^3	57600	86400	115200	129600	288000
Удельная несущая способность, $F_{us}/V_s = \text{Н/мм}^3$	0,018	0,017	0,015	0,024	0,02
Две стороны шероховатые					
Разр. нагрузка, F_{us} , Н	1130,4	1639	1899	3639,8	5889,3
Объём арматуры, V_s , мм^3	57600	86400	115200	129600	288000
Удельная несущая способность, $F_{us}/V_s = \text{Н/мм}^3$	0,019	0,018	0,016	0,028	0,02

Суммарная величина вертикальных перемещений при циклической нагрузке больше чем при статической. Это происходит за счет накопления остаточных деформаций при повторных приложениях воздействий.

При армировании винипластовыми пластинами ВН наиболее эффективным размером армирующего элемента является размер $1,5D \times 1,5D$, независимо от степени шероховатости и режима приложения нагрузок. Шероховатость армирующего элемента дает значительный эффект при небольших размерах (до $1,5D \times 1,5D$). Значения вертикальных перемещений за период цикла, Δs больше для основания армированного винипластовой пластиной ВН, за счет пониженного

значения изгибного модуля упругости винипластовой пластины ВН по сравнению с металлической сеткой.

Несущая способность основания возрастает за счет армирования многократно (до 6 раз) и при циклической и при статической схеме передачи нагрузок.

3.5 Влияние количества слоев армирования на развитие вертикальных перемещений в основании штампа при циклическом приложении нагрузок

В третьей серии экспериментов проводилась оценка влияния количества слоев армирования на развитие вертикальных перемещений в основании штампа.

Рассматривали статическое и циклическое приложение нагрузок. При циклической передаче воздействий нагрузку доводили до $F_i = 0,6F_u$ и передавали 20 циклов. После этого ступенями продолжали приложение нагрузки до разрушения.

Армирование выполнялось в один и два слоя. В качестве армирующих элементов использовали сетки размерами $L_s \approx D$; $B_s \approx D$, диаметр стержней сетки 4 мм, шаг стержней 35 мм. Сетки располагали под подошвой штампа. Схема армирования представлена на рисунке 3.21.

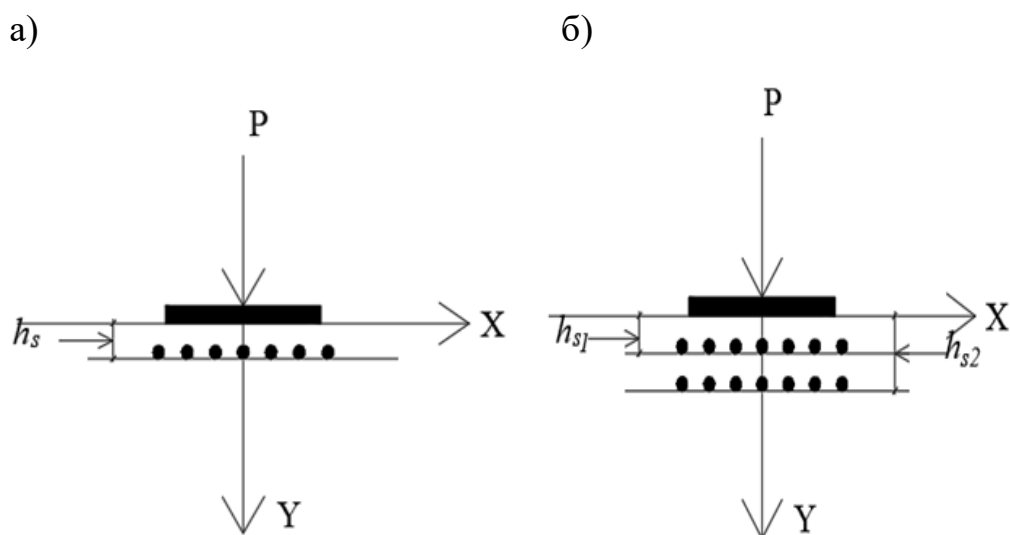


Рисунок 3.21 – Схема армирования: а) однослойное, б) двухслойное

Расстояние от подошвы до арматуры при однослойном армировании изменяли в диапазоне $0,1 - 0,7D$, с интервалом $0,1D$, при двухслойном армировании изменяли в соответствии с таблицей 3.10.

Таблица 3.10 – Расстояние от подошвы штампа до армирующих элементов

h_{s2}/D	0,2	0,3		0,4			0,5			
h_{s1}/D	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,4

h_{s2}/D	0,6					0,7					
h_{s1}/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6

В таблице 3.11 приведены значения давления p_u , МПа и вертикальных перемещений S_u , мм, соответствующих разрушающей нагрузке при статическом и циклическом воздействии при однослойном, а в таблице 3.12 те же значения при двухслойном армировании.

Таблица 3.11 – Значения давления и вертикальных перемещений, соответствующих разрушающей нагрузке для однослойного армирования

Расстояние до сетки, h_s	Статическая передача нагрузки		Циклическая передача нагрузки	
	p_u , МПа	S_u , мм	p_u , МПа	S_u , мм
$h_s = 0,1D$	0,144	19,2	0,154	21,18
$h_s = 0,2D$	0,128	17,7	0,149	19,81
$h_s = 0,3D$	0,106	17,2	0,097	17,8
$h_s = 0,4D$	0,088	16,24	0,098	19,11
$h_s = 0,5D$	0,088	14,8	0,097	17,12

Таблица 3.12 – Значения давления и вертикальных перемещений, соответствующих разрушающей нагрузке для двухслойного армирования

h_{s1}/D	h_{s2}/D	При статическом нагружении		При циклическом нагружении	
		p_u , МПа	S_u , мм	p_u , МПа	S_u , мм
0,1	0,2	0,187	21,3	0,194	19,9
0,1	0,3	0,2	20,8	0,23	22,5
0,2	0,3	0,221	29,3	0,203	25,9
0,1	0,4	0,22	20,4	0,216	25,5
0,2	0,4	0,24	26,3	0,243	27,38
0,3	0,4	0,24	21,8	0,243	28,4
0,1	0,5	0,222	24,27	0,256	25,8
0,2	0,5	0,243	26,9	0,274	32,8
0,3	0,5	0,222	21,05	0,274	26,11
0,4	0,5	0,23	24,9	0,23	26,5
0,1	0,6	0,225	18,12	0,26	29,06
0,2	0,6	0,233	20,5	0,3	30,7
0,3	0,6	0,230	21,79	0,33	34,2
0,4	0,6	0,181	18,19	0,2	20,35
0,5	0,6	0,145	18	0,23	28,4
0,1	0,7	0,23	16,6	0,23	19,9
0,2	0,7	0,296	22,5	0,234	24,04
0,3	0,7	0,287	26,5	0,276	27,9
0,4	0,7	0,154	14,79	0,179	17,08
0,5	0,7	0,106	9,17	0,103	10,77
0,6	0,7	0,079	9,45	0,088	14,6

На рисунках 3.22 – 3.25 представлена зависимость давление – вертикальные перемещения при статической и циклической передаче нагрузок для неармированного основания, армированного одним слоем арматуры и двумя слоями арматуры, при варьировании расстояния до верхнего слоя.

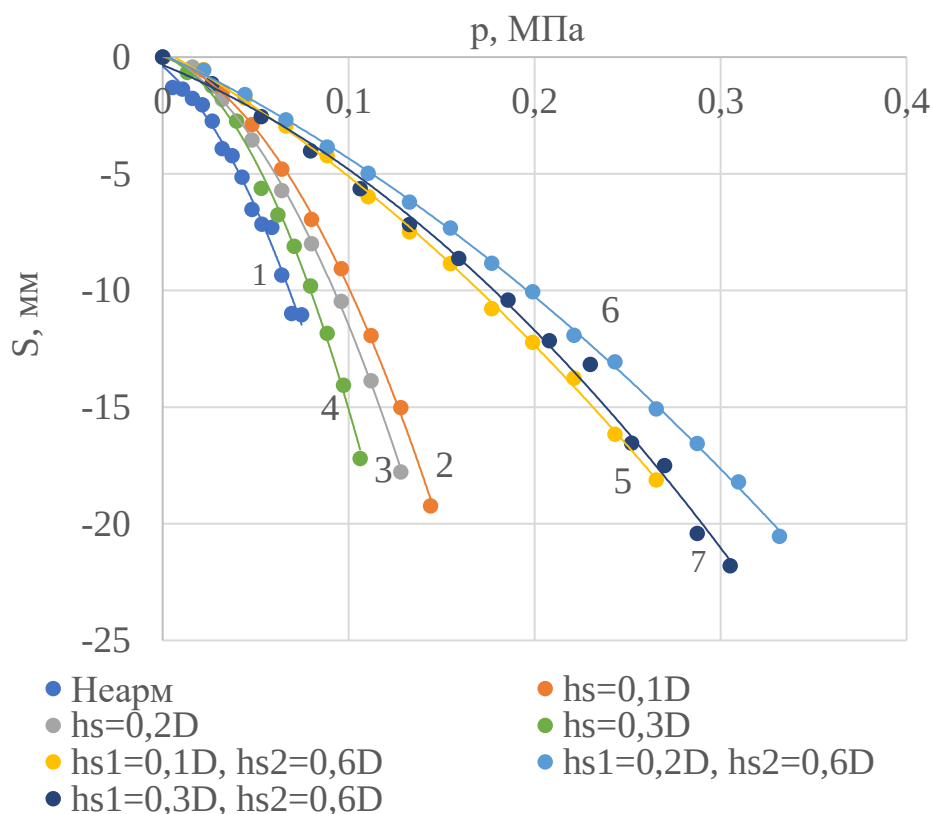


Рисунок 3.22 – Зависимость давление – вертикальные перемещения при статической схеме передачи нагрузок, и переменном расстоянии до верхнего слоя при однослойном и двухслойном армировании $h_{s1} = (0,1D - 0,3)D, h_{s2} = 0,6D$

Уравнения аппроксимации:

1. $y = -1089,9x^2 - 66,748x - 0,3939$
2. $y = -739,43x^2 - 25,068x + 0,0252$
3. $y = -797,64x^2 - 36,473x + 0,1274$
4. $y = -1215,9x^2 - 29,864x + 0,0559$
5. $y = -91,798x^2 - 44,868x + 0,2926$
6. $y = -73,307x^2 - 37,231x + 0,1156$
7. $y = -120,84x^2 - 32,734x - 0,3344$

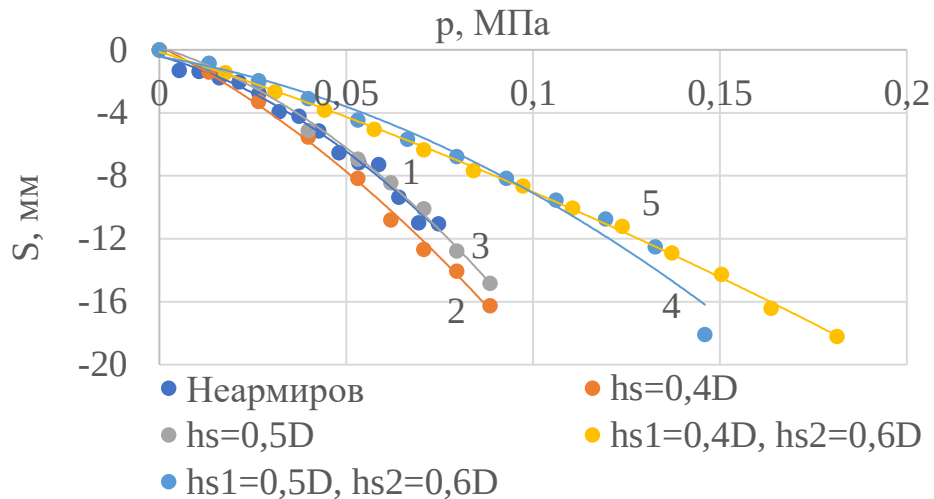


Рисунок 3.23 – Зависимость давление – вертикальные перемещения при статической схеме передачи нагрузок, и переменном расстоянии до верхнего слоя при однослойном и двухслойном армировании $h_{s1} = (0,4D - 0,5)D$, $h_{s2} = 0,6D$

Уравнения аппроксимации:

$$1. y = -1089,9x^2 - 66,748x - 0,3939$$

$$2. y = -773,48x^2 - 120,73x + 0,2344$$

$$3. y = -1079,7x^2 - 73,806x + 0,1615$$

$$4. y = -462,34x^2 - 40,431x - 0,433$$

$$5. y = -127,54x^2 - 76,343x - 0,1222$$

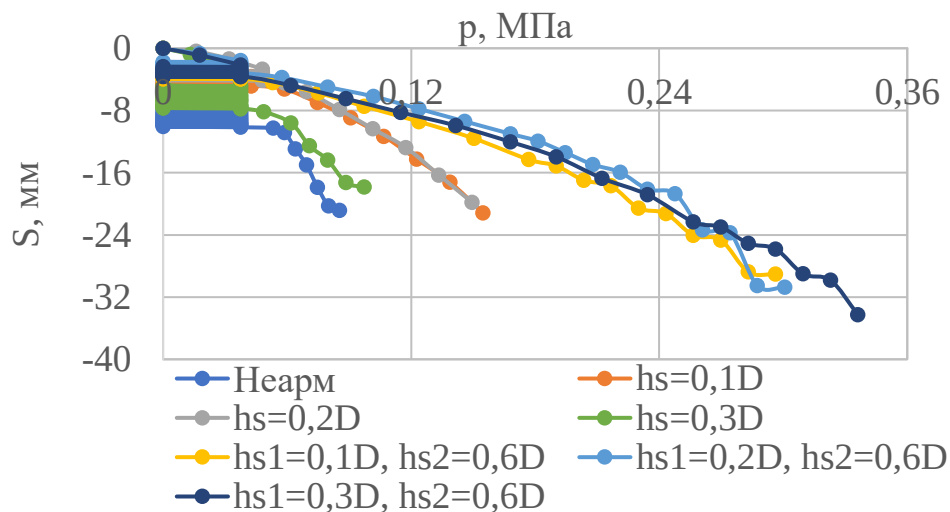


Рисунок 3.24 – Зависимость давление вертикальные перемещения при циклической передаче нагрузок, и переменном расстоянии до верхнего слоя при однослойном и двухслойном армировании $h_{s1} = (0,1D - 0,3)D$, $h_{s2} = 0,6D$

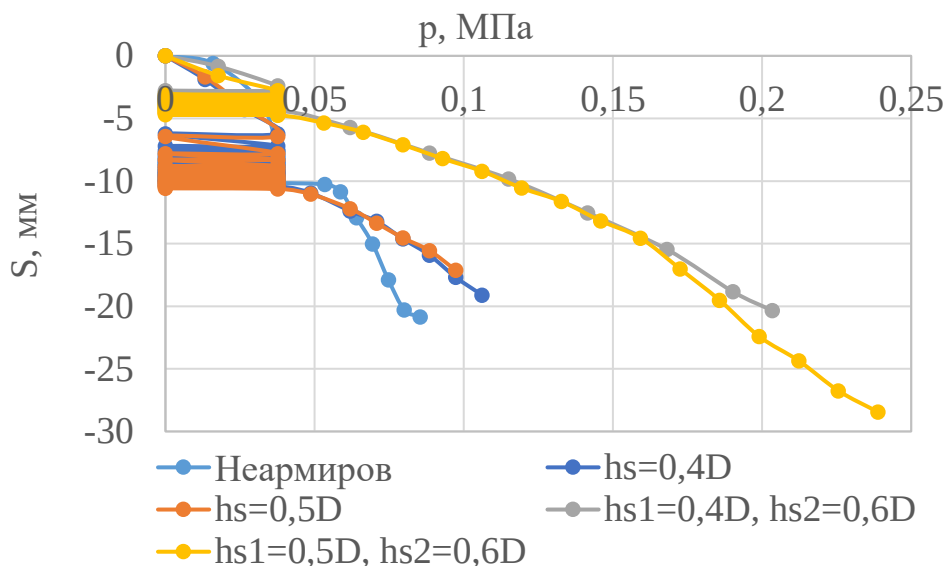


Рисунок 3.25 – Зависимость давление - вертикальные перемещения при циклической передаче нагрузок, и переменном расстоянии до верхнего слоя при однослойном и двухслойном армировании $h_{s1} = (0,4D - 0,5)D$, $h_{s2} = 0,6D$

На рисунке 3.26 представлены значения вертикальных перемещений штампа для двухслойного армирования, а на рисунке 3.27 для однослойного армирования при давлении 0,07 МПа для циклического и статического нагружения.

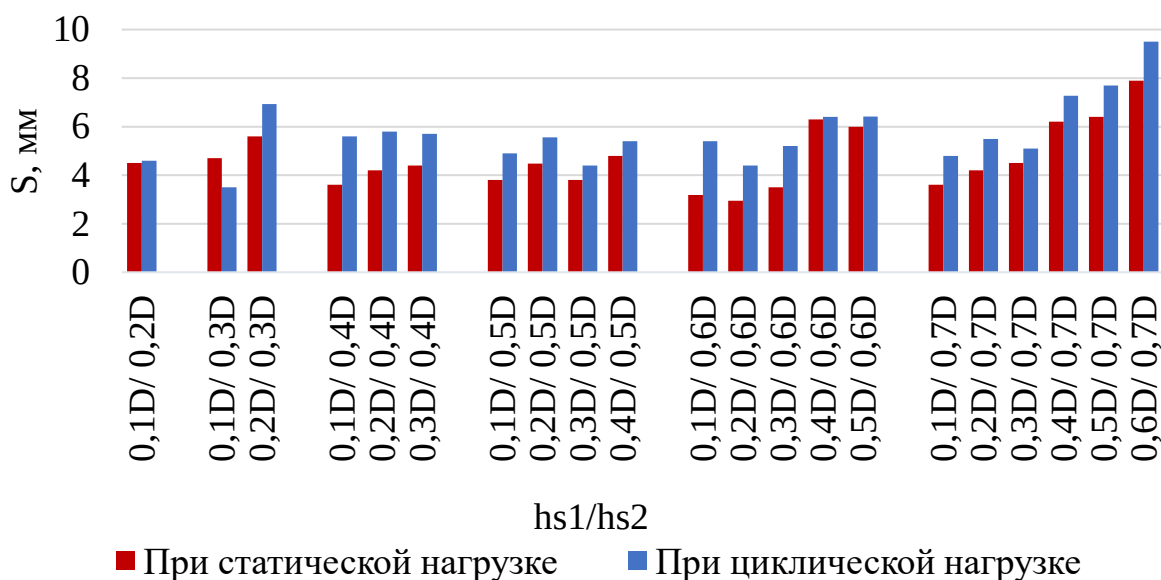


Рисунок 3.26 – Значения вертикальных перемещений для основания, армированного двумя слоями арматуры, при фиксированном давлении 0,07 МПа

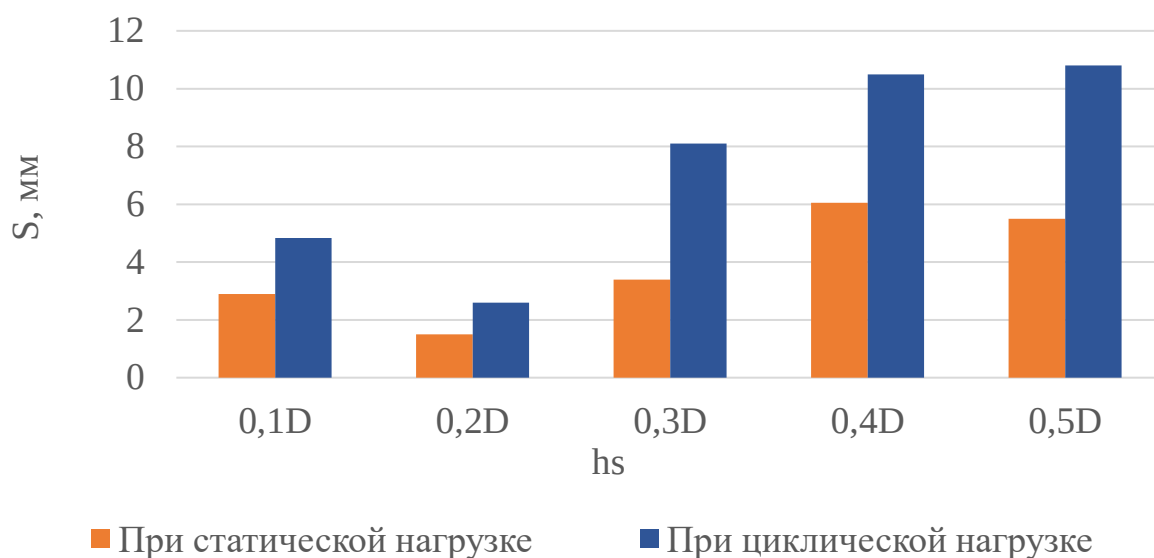


Рисунок 3.27 – Значения вертикальных перемещений основания, армированного одним слоем, при фиксированном давлении 0,07 МПа

По результатам проведенных экспериментов заметна эффективность двухслойного армирования. По сравнению с неармированным основанием значения предельной нагрузки выше практически в 4 раза и при статической и при циклической нагрузке. По сравнению с однослойным армированием, значения разрушающей нагрузки для двухслойного армирования в (1,8 ... 2,8) раза выше для статической схемы передачи нагрузок, а для циклической в (1,9 ... 3,4) раза в зависимости от расстояния до арматуры. Оптимальное расположение армирующего элемента при однослойном армировании, $h_s = 0,1 \dots 0,2D$, и при статическом, и при циклическом приложении нагрузок. При двухслойном армировании максимальный эффект наблюдался при расположении верхнего яруса армирования на том же расстоянии, $h_{s1} = 0,1 \dots 0,3D$, то есть в зоне развития максимальных сдвиговых напряжений. В этом случае верхняя сетка играла роль фиктивного штампа, поэтому оптимальное расположение второго слоя арматуры, $h_{s2} = 0,4 \dots 0,6D$ (рисунок 3.28).

Суммарные значения вертикальных перемещений при циклической передаче нагрузок больше за счет накопления остаточных деформаций при повторных приложениях нагрузок.

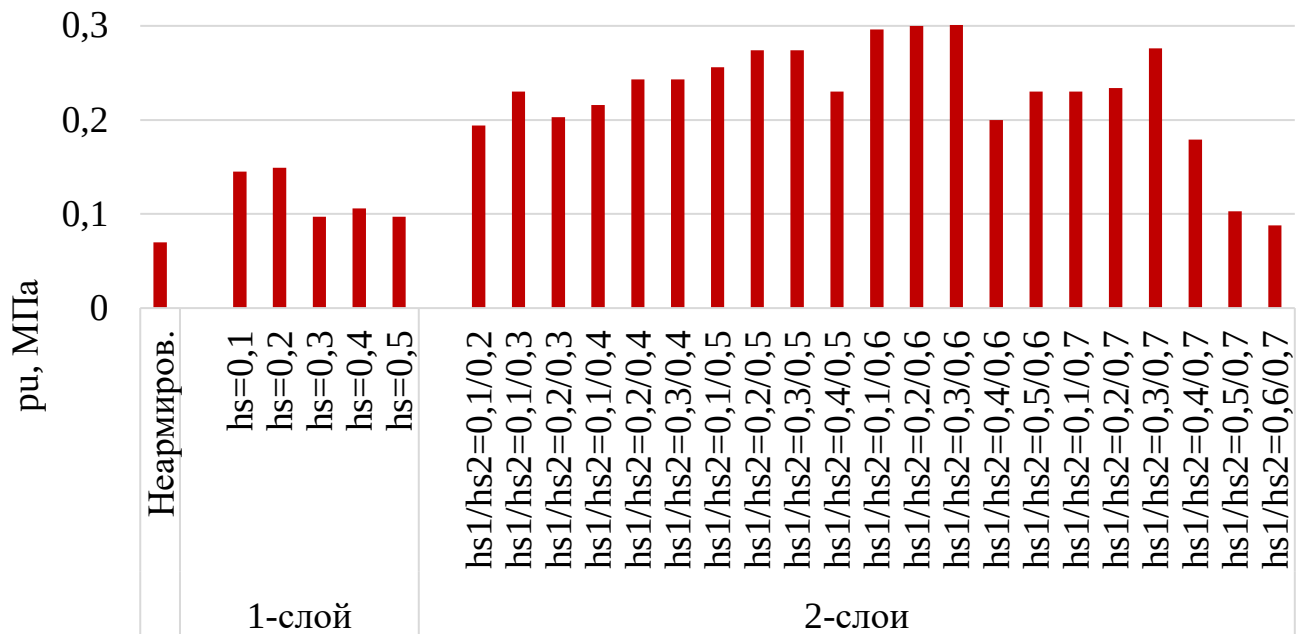


Рисунок 3.28 - Значения давления, соответствующие разрушающей нагрузке

3.6 Влияние смещения армирующего элемента на несущую способность основания при внецентренном приложении нагрузок

В этой серии экспериментов к штампу $D = 2r_{st} = 120$ мм, прикладывались статическая и циклическая центральная и внецентренная нагрузка с эксцентриситетом $e/r_{st} = 0,15$, $e/r_{st} = 0,3$. Основание из песка формировалось аналогично предыдущим испытаниям до плотности $1,53$ г/см³.

На рисунке 3.29 представлена зависимость нагрузка – вертикальные перемещения для неармированного основания при статической передаче центральной и внецентренной нагрузки.

В таблице 3.13 представлено сравнение результатов экспериментов и моделирования для неармированного основания. Сравнение проводилось по нагрузке, при которой происходила потеря несущей способности основания F_u , и соответствующему вертикальному перемещению S_u .

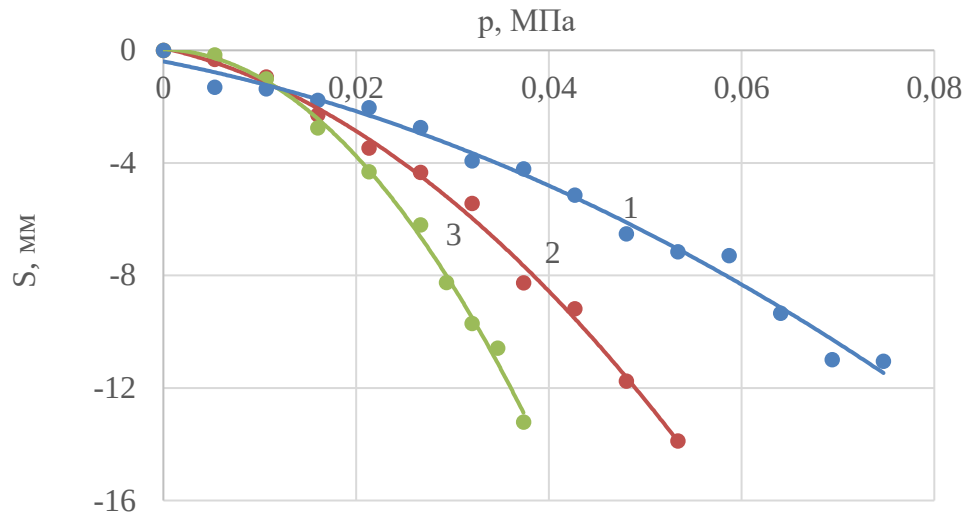


Рисунок 3.29 – Зависимость вертикальных перемещений от давления при внецентренном приложении нагрузки для неармированного основания при e/r_{st} : 1-0; 2-0,15; 3-0,30

Уравнения аппроксимации:

1. $y = -1089,9x^2 - 66,748x - 0,3939$

2. $y = -3420,2x^2 - 79,272x + 0,0843$

3. $y = -8982,7x^2 - 9,9842x + 0,0356$

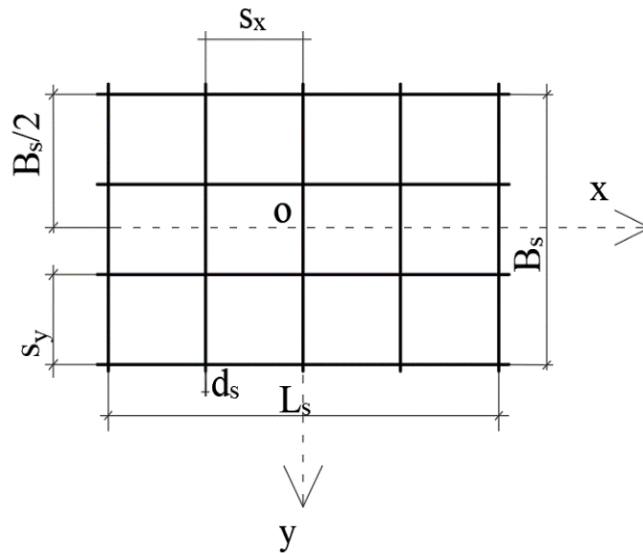
Таблица 3.13 – Предельные величины нагрузок на основание и соответствующие вертикальные перемещения S_u , мм штампа

Относительный эксцентриситет, e/r_{st}	Разрушающая нагрузка F_u , Н	Вертикальные перемещения S_u , мм соответствующие разрушающей нагрузке		
		эксперименты	расчёты	
			Plaxis-3D	Midas GTS NX
0	845	11,04	11,5	7,99
0,15	604	13,8	13	9,75
0,30	422	13,2	11	9,6

В продолжение этой серии экспериментов основание штампа армировали сеткой с размерами $L_s \approx D$; $B_s \approx D$; заглубление сетки: $h_s = 0,1D$ и $h_s = 0,2D$;

диаметр арматуры сетки $d_s = 4$ мм, шаг стержней 35 мм, эксцентриситет сетки относительно центра штампа принимали $e_0/r_{st} = 0,15$, $e_0/r_{st} = 0,3$; эксцентриситет силы $e/r_{st} = 0,15$, $e/r_{st} = 0,3$ (рисунок 3.30).

а)



б)

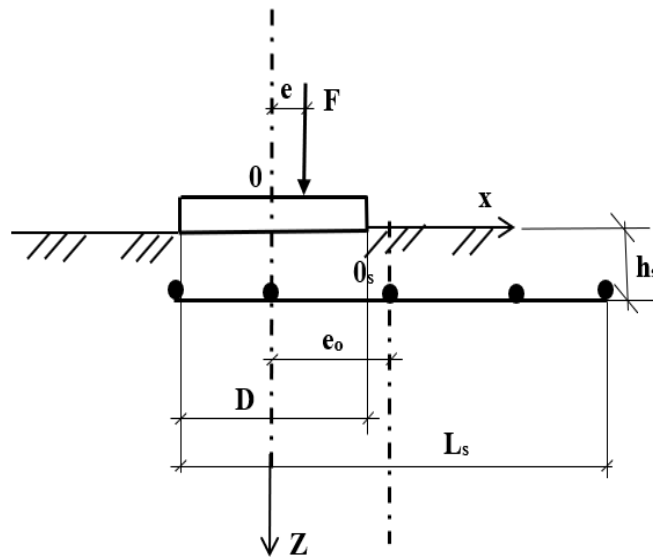


Рисунок 3. 30 – Арматурная сетка (а), схема армирования (б); e - эксцентриситет силы, e_0 - эксцентриситет сетки

В таблице 3.14 представлено сравнение результатов опытов и моделирования при глубине расположения арматуры $h_s = 0,1D$ и $h_s = 0,2D$.

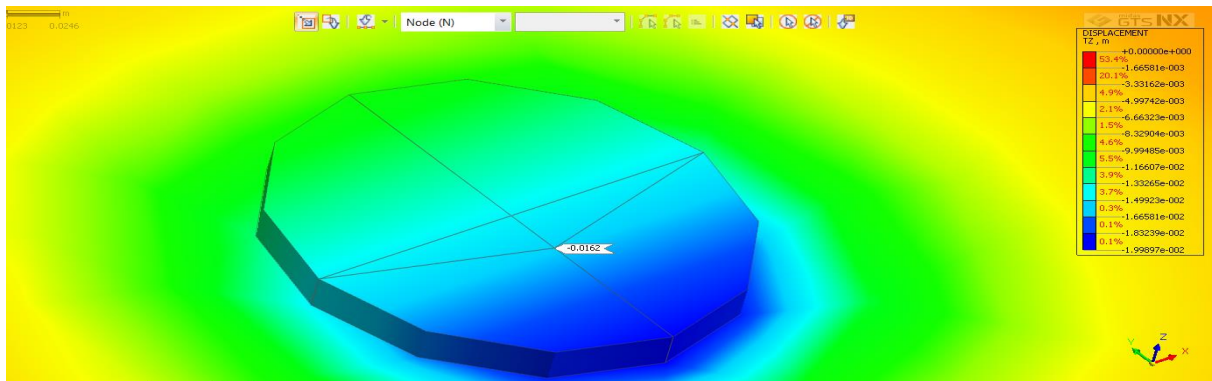
Таблица 3.14 – Предельные величины нагрузок на основание и соответствующие вертикальные перемещения S_u , мм штампа

Относительный эксцентриситет		Разрушающая нагрузка на армир. основ., F_{us} Н	Вертикальные перемещения S_u , мм соответствующие разрушающей нагрузке .	
Эксцентриситет силы e/r_{st}	Эксцентриситет сетки e_0/r_{st}		эксперименты	расчёты по Midas GTS NX
$h_s = 0,1D$				
0,15	0	1250	13,3	12,1
	0,15	1550	18,9	14,2
	0,30	1550	14,6	14,4
0,3	0	800	11,8	7,5
	0,15	1050	10,42	13,4
	0,30	1100	16,6	9,9
$h_s = 0,2D$				
0,15	0	1050	13	14
	0,15	1500	23,3	20,2
	0,30	1500	15,7	19,8
0,3	0	650	7,9	8,4
	0,15	1050	12,36	13,25
	0,30	1100	12,8	13,7

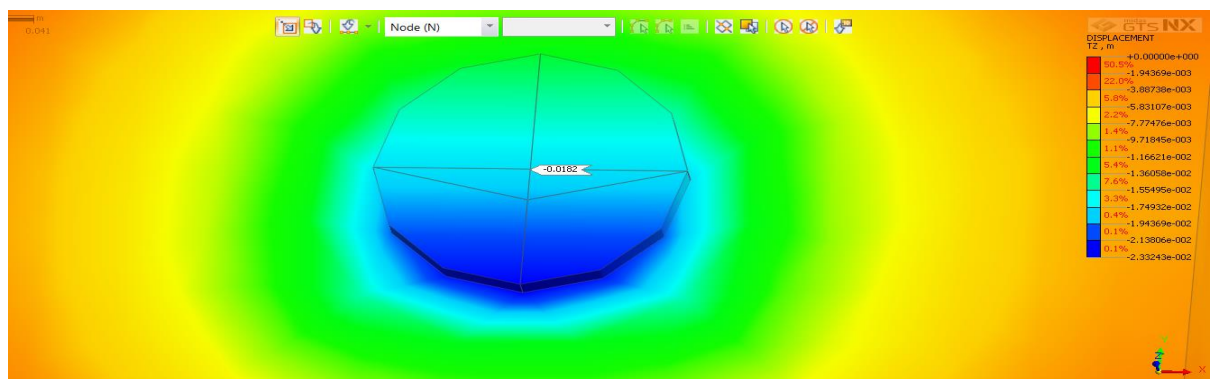
Для сравнения с экспериментальными данными было использовано моделирование с помощью конечно–элементных программных комплексов Plaxis–3D v20 и Midas GTS NX.

На рисунке 3.31 представлены результаты численного моделирования с использованием программы Midas GTS NX.

a)



б)



в)

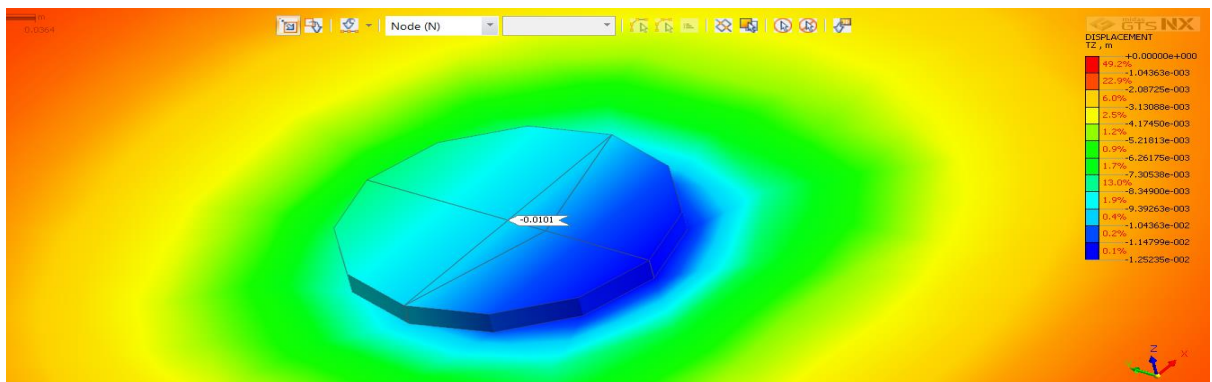
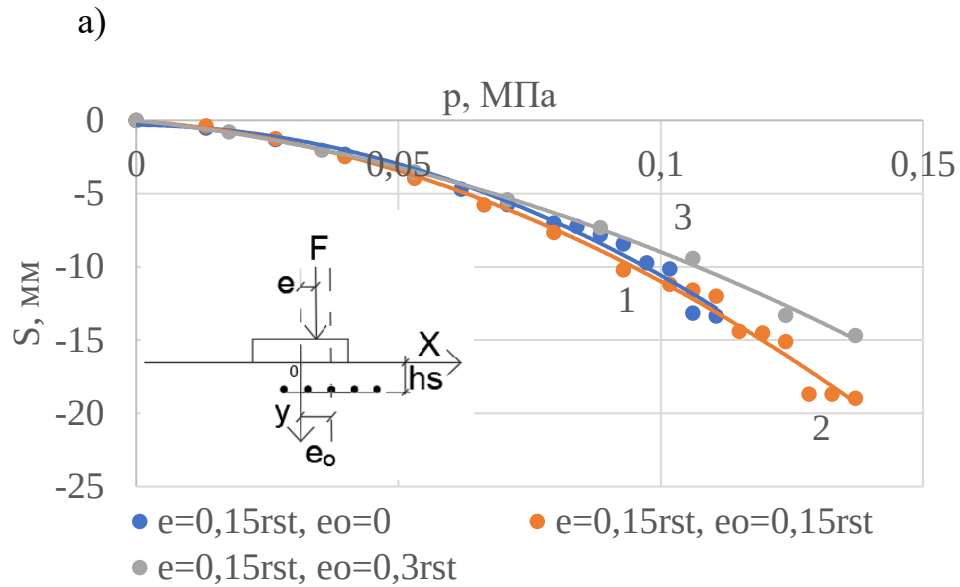


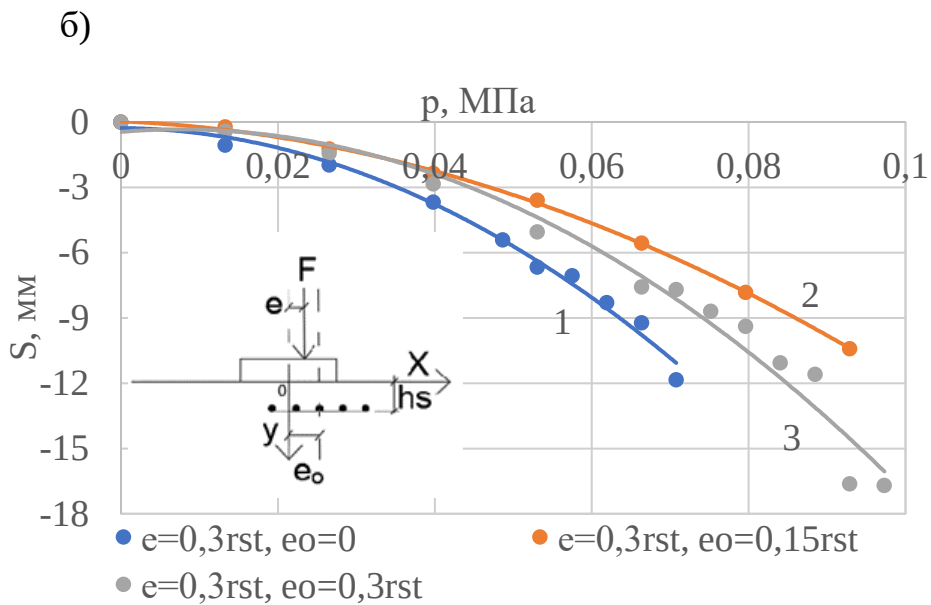
Рисунок 3.31 – Вертикальные перемещения штампа при разрушающей статической нагрузке по результатам моделирования в программном комплексе Midas GTS NX при: $e/r_{st} = 0,3$; $h_s = 0,2D$ и e_0/r_{st} : 0 (а); 0,15 (б); 0,3 (в), F_{us} (Н): 750 (а), 950 (б), 1050 (в)

На рисунках 3.32 и 3.33 представлена зависимость вертикальных перемещений от давления под подошвой штампа во всем диапазоне приложения вертикальной внецентренной нагрузки, до разрушения.



Уравнения аппроксимаций:

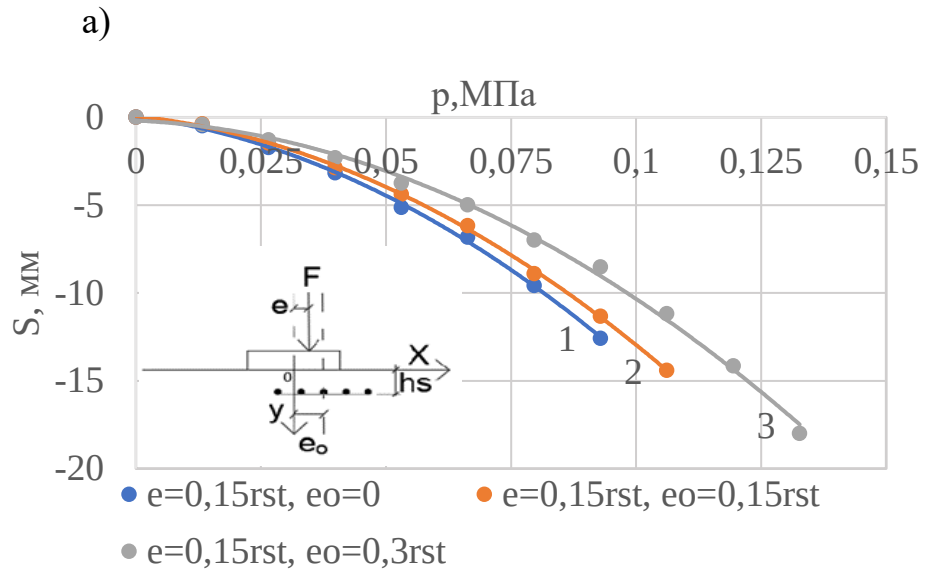
1. $y = -985,11x^2 - 4,2628x - 0,3048$
2. $y = -825,98x^2 - 27,006x - 0,0254$
3. $y = -515,86x^2 - 38,25x - 0,0027$



Уравнения аппроксимаций:

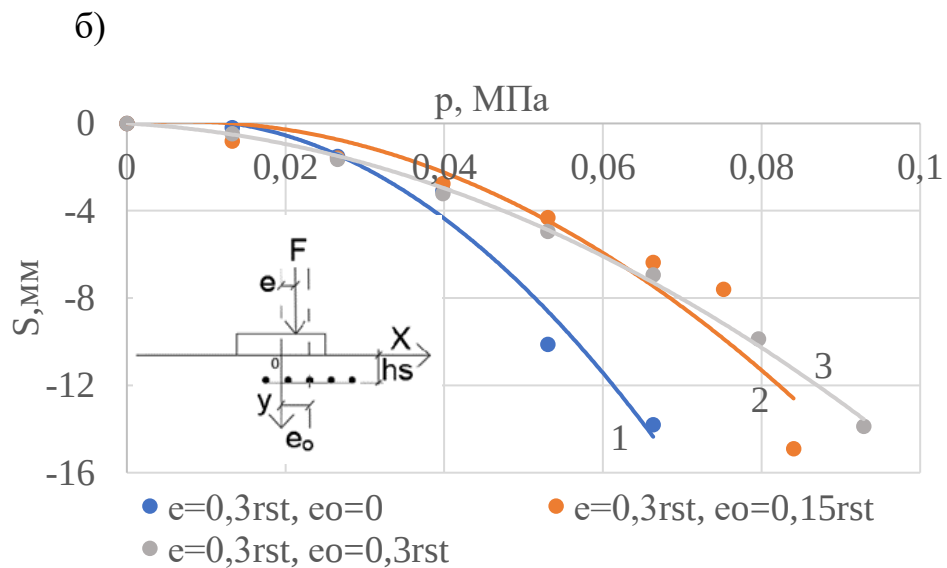
1. $y = -2110,4x^2 - 3,1408x - 0,2778$
2. $y = -1042,1x^2 - 15,477x + 0,0278$
3. $y = -1950,6x^2 + 29,464x - 0,4533$

Рисунок 3.32 – Зависимость вертикальных перемещений от давления под подошвой штампа при: а) $h_s = 0,1D$; $e/r_{st} = 0,15$, б) $h_s = 0,1D$; $e/r_{st} = 0,3$



Уравнения аппроксимаций:

1. $y = -1049,3x^2 - 37,85x + 0,055$
2. $y = -990,65x^2 - 31,249x + 0,0712$
3. $y = -882,85x^2 - 13,229x - 0,1868$



Уравнения аппроксимаций:

1. $y = -4078,6x^2 + 54,263x$
2. $y = -2124,9x^2 + 28,674x$
3. $y = -1353,4x^2 - 20,128x$

Рисунок 3.33 – Зависимость вертикальных перемещений от давления под подошвой штампа при: а) $h_s = 0,2D$; $e/r_{st} = 0,15$, б) $h_s = 0,2D$; $e/r_{st} = 0,3$

На следующем этапе исследований рассматривали циклическое приложение нагрузки. Нагрузку доводили до $F_i = 0,6F_u$ и передавали 20 циклов. После этого ступенями продолжали приложение нагрузки до разрушения.

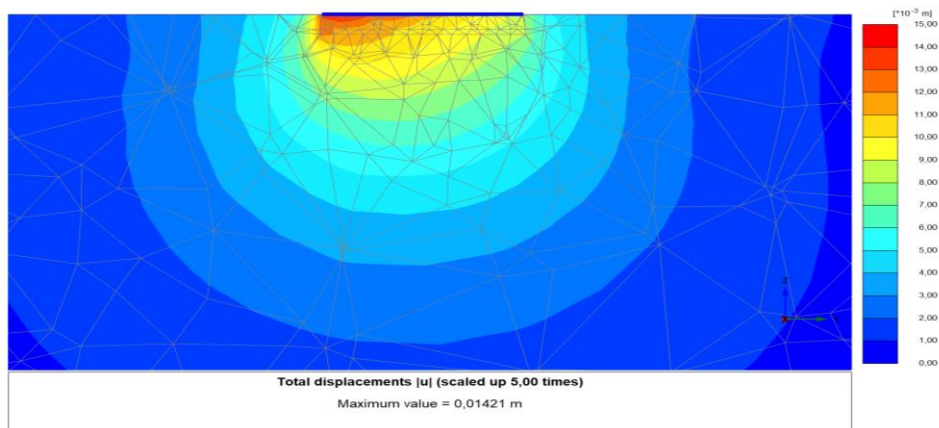
В таблице 3.15 приведено сравнение результатов опытов и моделирования по значениям вертикальных перемещений, соответствующих разрушающей нагрузке.

Таблица 3.15 – Предельные величины нагрузок на основание и соответствующие вертикальные перемещения S_u , мм штампа

Относительный эксцентриситет		Предельная нагрузка на армир. основ., Н	Вертикальные перемещения S_u , мм соответствующие разрушающей нагрузке .	
эксцентриситет силы e/r_{st}	Эксцентриситет сетки e_0/r_{st}		эксперименты	расчёты по Plaxis 3D
$h_s = 0,1D$				
0,15	0	1300	14,7	17
	0,15	1400	18,75	17,8
	0,30	1500	18,9	17
0,3	0	900	8,9	10,75
	0,15	1050	12,59	10,7
	0,30	1100	15,3	13,25
$h_s = 0,2D$				
0,15	0	1050	12,59	10,4
	0,15	1200	14,4	11,9
	0,30	1500	17,9	14,7
0,3	0	750	13,8	14,9
	0,15	950	14,91	18,2
	0,30	1050	13,8	10,1

На рисунке 3.34 показаны изолинии распределения вертикальных перемещений штампа при циклической нагрузке $p = 0,088$ МПа по результатам моделирования в программном комплексе Plaxis-3D v20.

а)



б)

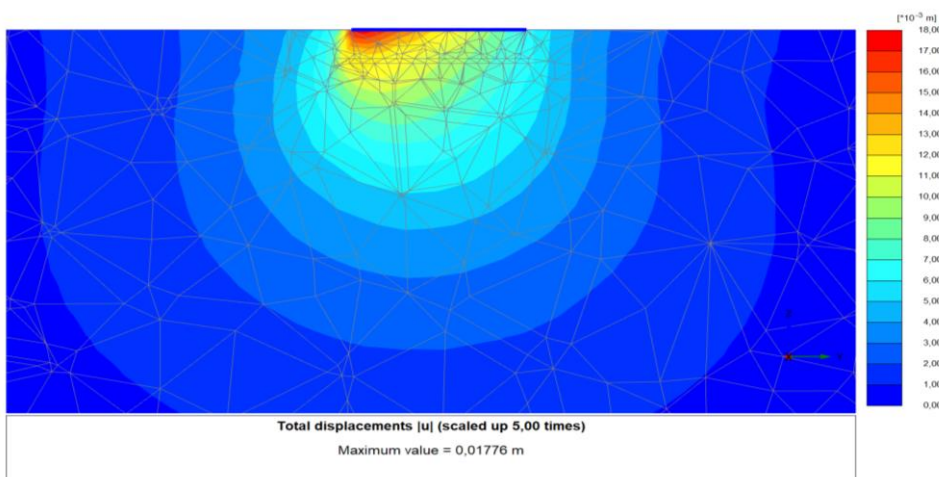


Рисунок 3.34 – Изолинии распределения вертикальных перемещений штампа при давлении $p = 0,088$ МПа по результатам моделирования в программном комплексе Plaxis-3D v20. Расстояние до арматуры $h_s = 0,2D$. Эксцентриситет приложения нагрузки: а) $e/r_{st} = 0,15$, $e_0/r_{st} = 0$, б) $e/r_{st} = 0,3$, $e_0/r_{st} = 0$

При внецентренном приложении статической нагрузки на неармированное основание практически идентичные значения вертикальных перемещений

получены по данным экспериментов и при использовании программного комплекса Plaxis –3D v20.

При внецентренном приложении статической нагрузки наибольшие значения несущей способности получены при расположении армирующего элемента в зоне действия максимальных касательных напряжений на расстоянии $h_s = 0,2D$ от подошвы штампа. Предельное давление на основание наблюдалось при смещении армирующего элемента в сторону действия нагрузки, и максимальное значение наблюдалось при совпадении оси арматурной сетки с осью действия нагрузки. Несущая способность по сравнению с неармированным основанием при этом возросла в 2 – 3 раза.

Циклирование на одной из ступеней нагружения привело к уплотнению грунта и, как следствие, к увеличению сопротивления сдвигу. За счет этого абсолютные значения несущей способности основания выросли. Расчетные значения вертикальных перемещений, полученные при использовании программного комплекса Plaxis –3D v20 и в этом случае были близки к экспериментальным значениям.

3.7 Влияние количества циклов нагружения на развитие вертикальных перемещений в основании штампа

В этой серии испытаний ступень нагрузки, с которой начиналось циклирование (F_i), составляла 0,2 от разрушающей (F_u). Количество циклов изменялось от 4 до 36, с шагом 4 цикла (4/8/12/16/20/24/28/32/36).

Основание из песка формировалось аналогично предыдущим испытаниям до плотности 1,53 г/см³.

В таблице 3.16 представлены результаты опытов на неармированном, а в таблице 3.17 на армированном основании. Сравнение проводилось по давлению под подошвой штампа, при котором происходила потеря несущей способности основания p_u , соответствующему вертикальному перемещению S_u , и приращению вертикального перемещения во время циклирования Δs .

Предельное давление при передаче на основание циклической нагрузки на неармированное основание составило $p_u = 0,09$ МПа. По результатам испытаний статической ступенчато возрастающей нагрузки это значение составило $p_u = 0,07$ МПа.

Таблица 3.16 – Результаты экспериментов на неармированном основании при $F_i = 0,2F_u$

Количество циклов, n	4	8	12	16	20	24	28	32	36
p_u , МПа	0,09	0,09	0,085	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
S_u , мм	17,06	17,1	21,76	20,6	23,4	23,6	19,7	19,9	19,8
Δs , мм	0,67	1,29	0,62	0,97	1,58	1,45	2,2	1,3	1,2

При проведении испытаний на армированном основании, под подошвой штампа на глубине $h_s = 0,2D$ располагалась сетка размерами 145x125 мм. Диаметр стержней сетки 4 мм, шаг стержней 35 мм.

Таблица 3.17 – Результаты экспериментов на армированном основании при $F_i = 0,2F_u$

Количество циклов, n	4	8	12	16	20	24	28	32	36
p_u , МПа	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,192	0,176	0,197	0,16
S_u , мм	18,8	20,5	20,8	20,6	22,6	23,07	23,04	25,6	18,3
Δs , мм	0,39	0,515	0,63	0,566	0,83	0,76	0,65	0,6	0,55

На рисунке 3.35 представлено сравнение результатов опытов на армированном и неармированном основании при различном количестве циклов передачи нагрузки. Сравнение проводилось по значениям вертикальных перемещений на определенной ступени нагружения.

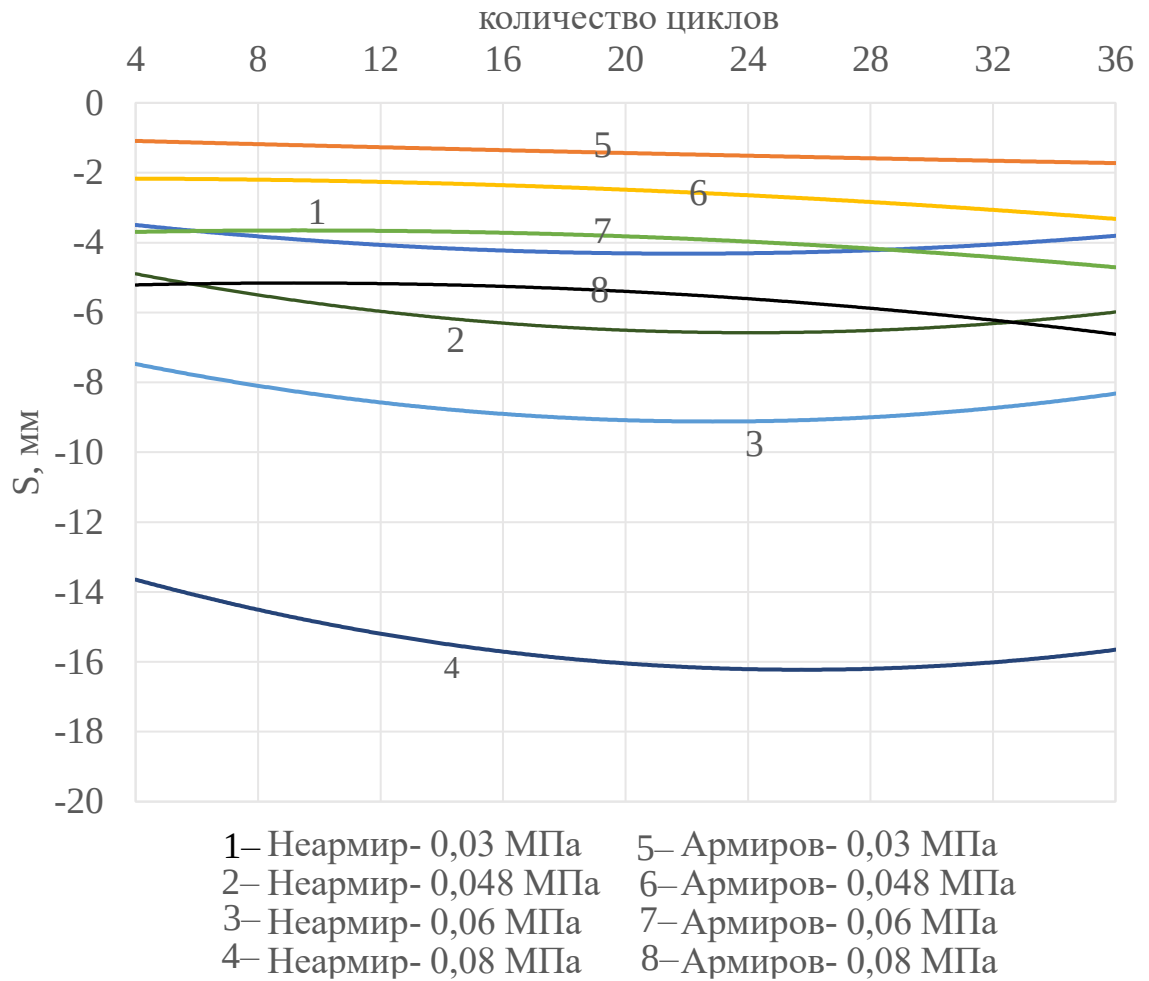


Рисунок 3.35 – Зависимость вертикальных перемещений от количества циклов для армированного и неармированного основания при фиксированном значении давления под подошвой штампа при $F_i = 0,2F_u$

Уравнения аппроксимации:

1. $y = 0,0026x^2 - 0,1124x - 3,0869$
2. $y = 0,0042x^2 - 0,2011x - 4,155$
3. $y = 0,0046x^2 - 0,2118x - 6,6995$
4. $y = 0,0054x^2 - 0,2806x - 12,611$
5. $y = 0,0001x^2 - 0,0243x - 0,9948$
6. $y = -0,001x^2 + 0,0046x - 2,1698$
7. $y = -0,0015x^2 + 0,0277x - 3,7801$
8. $y = -0,002x^2 + 0,0373x - 5,3279$

Во второй части экспериментов этой серии изменяли ступень нагрузки, с которой начиналось циклирование $F_i = 0,64F_u$ при тех же значениях количества циклов. Рассматривались случаи армированного и неармированного основания.

В таблице 3.18 представлены результаты этой серии опытов для неармированного основания, а в таблице 3.19 – для армированного. На рисунке 3.36 представлены результаты обеих серий экспериментов при давлении 0,06 МПа.

Таблица 3.18 – Результаты экспериментов на неармированном основании при

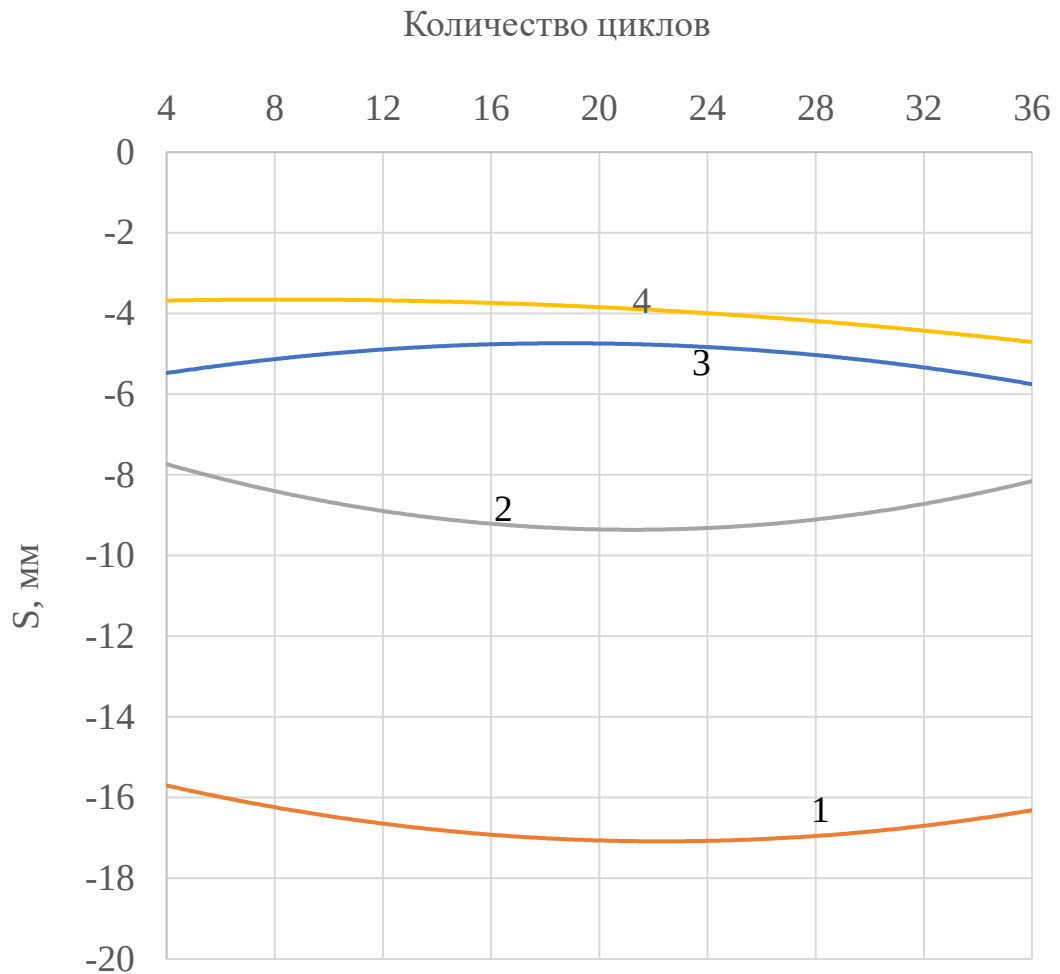
$$F_i = 0,64F_u$$

Количество циклов, n	4	8	12	16	20	24	28	32	36
p_u , МПа	0,069	0,069	0,08	0,069	0,085	0,069	0,069	0,069	0,069
S_u , мм	16,1	16,4	18,69	18,69	20,84	18,27	17,89	16,12	16,12
Δs , мм	2,2	5,4	2,8	3,75	2,66	3,6	4,09	2,65	2,62

Таблица 3.19 – Результаты экспериментов на армированном основании при $F_i =$

$$0,64F_u$$

Количество циклов, n	4	8	12	16	20	24	28	32	36
p_u , МПа	0,176	0,17	0,197	0,181	0,224	0,149	0,149	0,149	0,149
S_u , мм	16,47	15,34	15,5	16,8	16,9	20,8	19,45	17,19	16,5
Δs , мм	0,775	0,87	1,09	1,6	1,09	1,9	1,7	1,84	1,8



1 – Неармир.- $F_i = 0,64F_u$ 3 – Армиров.- $F_i = 0,64F_u$

2 – Неармир.- $F_i = 0,2F_u$ 4 – Армиров.- $F_i = 0,2F_u$

Рисунок 3.36 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от количества циклов приложения нагрузки для армированного и неармированного основания при давлении под подошвой штампа 0,06 МПа

Уравнения аппроксимации:

1. $y = 0,0041x^2 - 0,184x - 15,03$

2. $y = 0,0055x^2 - 0,2331x - 6,89$

3. $y = -0,0034x^2 + 0,1276x - 5,9338$

4. $y = -0,0014x^2 + 0,0227x - 3,7492$

Для сравнения с экспериментальными данными было использовано моделирование с помощью конечно – элементного программного обеспечения Plaxis-3D v20 (таблица 3.20). Особенностью этого комплекса является возможность обеспечить режим статического и циклического нагружения. Использовалась модель Мора –Кулона (идеальная упруго – пластическая модель), в которой модуль деформации вычислялся на стадии потери прочности. Сравнение проводилось по значениям вертикальных перемещений, соответствующих предельной нагрузке.

Таблица 3.20 – Сравнение экспериментальных и расчетных значений вертикальных перемещений при начальной ступени передачи циклической нагрузки $F_i = 0,2F_u$, для армированного и неармированного основания

Кол-во циклов, n	Значения для неармированного основания			Значения для армированного основания		
	p_u , МПа	S_u , мм (эксперимент)	S_u , мм Plaxis	p_u , МПа	S_u , мм (эксперимент)	S_u , мм Plaxis
4	0,09	17,06	15,7	0,16	18,8	17,1
8	0,09	17,1	15,7	0,16	20,5	18,7
12	0,085	21,76	19,8	0,16	20,8	18,9
16	0,09	20,6	18,9	0,16	20,6	18,7
20	0,09	23,4	21,5	0,16	22,6	20,5
24	0,09	23,6	21,7	0,192	23,07	22,4
28	0,09	19,7	18,1	0,176	23,04	21,8
32	0,09	19,9	18,3	0,197	25,6	25,2
36	0,09	18,2	18,2	0,16	18,3	16,8

За счет армирования предельное давление на основание возросло практически в 2 раза.

Значения вертикальных перемещений и приращения вертикальных перемещений за время приложения циклической нагрузки возрастали до

определенного количества циклов, при котором достигалось оптимальное значение плотности. В нашем случае это значение составило – 20 – 24 цикла. Затем значения вертикальных перемещений либо стабилизировалась, либо несколько снижалась.

Величина общего вертикального перемещения за счет армирования уменьшалась на (40 % ... 80 %), а вертикального перемещения за время цикла – до 83 % по сравнению с неармированным грунтом.

Близкие к экспериментальным значения вертикальных перемещений получены с использованием модели Plaxis – 3D.

3.8 Влияние коэффициента асимметрии цикла на развитие вертикальных перемещений в основании штампа

В этой серии испытаний изменялась степень нагрузки, с которой начиналось циклирование (F_i), и F_c – значение циклической нагрузки изменялись, $\bar{F}_c = F_c/F_u$ как показано в таблице 3.21. Количество циклов приложения нагрузки оставалось постоянным, $n=10$ при плотности основания $1,53 \text{ г/см}^3$. Армирующий элемент – сетка с размерами $1,5D \times D$ (где D – диаметр штампа), $d_{st} = 4 \text{ мм}$ (где d_{st} – диаметр стержней), $s = 35 \text{ мм}$ (где s – шаг стержней) располагалась на глубине $h_s = 0,2D$.

Значение нагрузки доводилось до требуемой степени $F_i = 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ от предварительно найденной разрушающей F_u . Затем проводилось 10 циклов нагрузка – разгрузка. Величина циклирующей нагрузки F_c также изменялась в пределах $0,2 - 0,8$ от разрушающей. По окончании цикла нагрузка доводилась ступенями до разрушения. Определяли коэффициент асимметрии цикла, $r = F_{\min c}/F_{\max c}$, где $F_{\min} = F_i$ – величина нагрузки, с которой начинался цикл, $F_{\max} = F_i + F_c$ – максимальное значение нагрузки, $\bar{F} = F_i/F_u$ – уровень нагрузки, p – давление под подошвой штампа.

В таблице 3.21 приведены результаты опытов для армированного и неармированного основания при различных значениях коэффициента асимметрии цикла.

Таблица 3.21 – Зависимость несущей способности основания от значения начальной ступени с которой передавались циклирующая нагрузка и ее величины

$\bar{F}_l$	$\bar{F}_c$	r	p_u (неар.), МПа	S_u (неар.), мм	p_u (арм.), МПа	S_u (арм.), мм	$\frac{p_u \text{ (арм.)}}{p_u \text{ (неар.)}}$	$\frac{S_u \text{ (арм.)}}{S_u \text{ (неар.)}}$
0,2	0,2	0,5	0,07	24,66	0,132	27,3	1,88	1,1
0,2	0,4	0,33	0,086	27,3	0,141	28,4	1,63	1,04
0,2	0,6	0,25	Разрушение		0,141	26,6	-	-
0,2	0,8	0,2			0,154	26,1	-	-
0,4	0,2	0,66	0,079	26,1	0,132	24,7	1,67	0,94
0,4	0,4	0,5	0,075	16,1	0,145	26,2	1,93	1,6
0,4	0,6	0,4	Разрушение		0,154	26,4	-	-
0,6	0,2	0,75	0,07	17,4	0,128	27,4	1,82	1,57
0,6	0,4	0,6	Разрушение		0,154	28,9	-	-
0,8	0,2	0,8			0,128	28,9	-	-

В таблице 3.22 приведены значения вертикальных перемещений, соответствующих давлению под подошвой $p = 0,128$ МПа при различных значениях циклической нагрузки для армированного основания.

Таблица 3.22 – Значения вертикальных перемещений при давлении под подошвой штампа, $p = 0,128$ МПа

$\bar{F}_l$	0,2				0,4			0,6		0,8
$\bar{F}_c$	0,2	0,4	0,6	0,8	0,2	0,4	0,6	0,2	0,4	0,2
S , мм	27,3	25,72	24,6	19,9	24,7	21,5	19,2	26,9	20,6	28,9

На рисунке 3.37 представлена диаграмма развития вертикальных перемещений за период цикла для неармированного основания, а на рисунке 3.38 - для армированного основания при различных значениях циклической нагрузки.

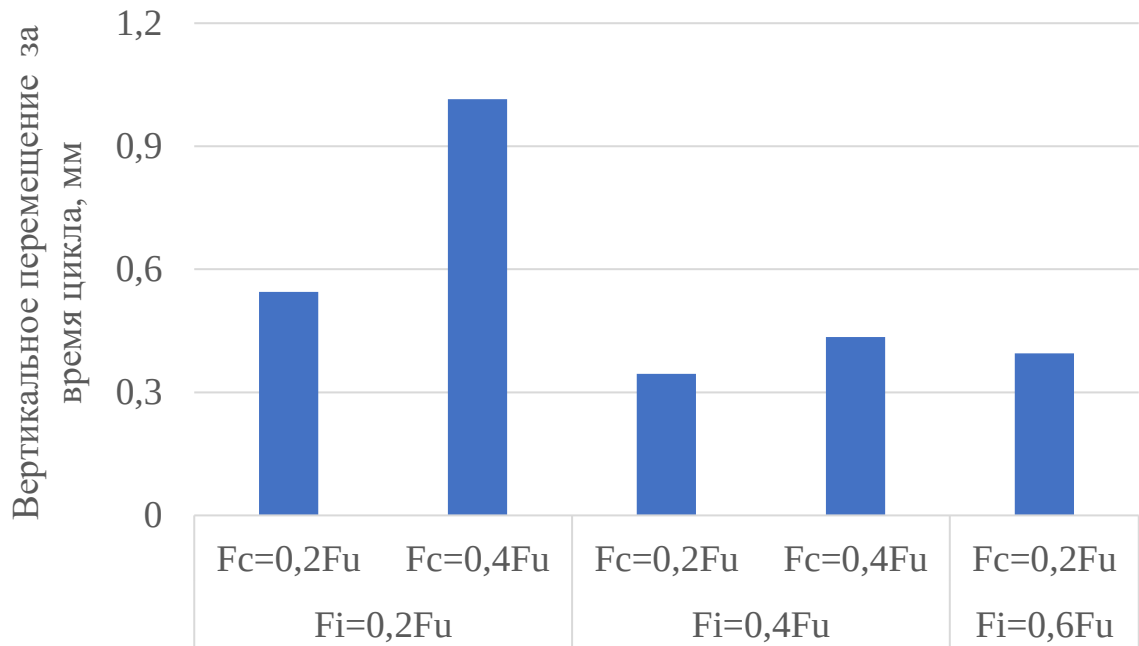


Рисунок 3.37 – Значения вертикальных перемещений за время цикла для неармированного основания, при разных значениях $\bar{F}_c = F_c/F_u$

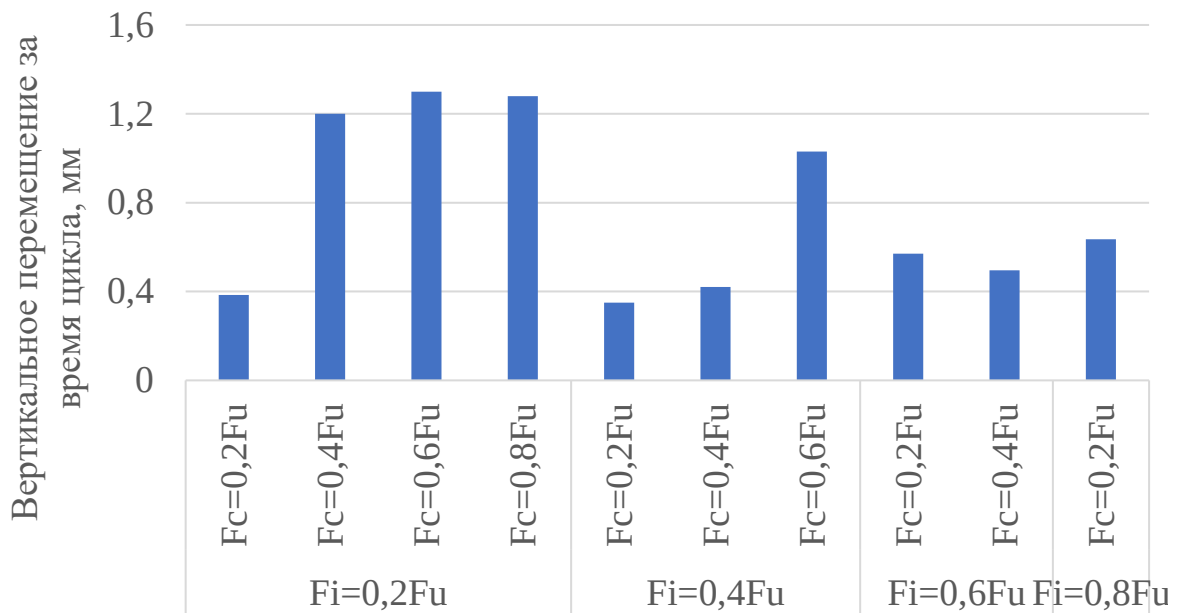


Рисунок 3.38 – Значения вертикальных перемещений за время цикла для армированного основания, при разных значениях $\bar{F}_c = F_c/F_u$

Увеличение абсолютного значения циклической нагрузки привело к возрастанию несущей способности неармированного и армированного основания

за счет уплотнения основания в период цикла. Чем меньше начальная ступень передачи циклирующей нагрузки, тем больше суммарные значения деформаций за время цикла.

Чем меньше коэффициент асимметрии цикла, тем больше несущая способность, при этом возрастают значения вертикальных перемещений за период цикла.

Для неармированного основания такой тенденции не наблюдалось.

3.9 Влияние начальной ступени передачи циклической нагрузки и плотности основания на несущую способность

В этой серии испытаний на неармированное и армированное основание передавались циклические нагрузки при плотности $1,62 \text{ г/см}^3$ и $1,53 \text{ г/см}^3$. Каждый цикл состоял из процесса пятикратного нагружения и разгружения грунта кратковременной статической нагрузкой. Цикл нагрузка – разгрузка проводился в течение 10 секунд, затем, после стабилизации деформаций, проводилось последующее ступенчатое нагружение до разрушения.

Величина нагрузки циклирования оставалась постоянной и составляла $F_c = 0,5F_u$, где F_u – предварительно найденная предельная нагрузка, Давление, соответствующее значению статической нагрузки $p = 0,06 \text{ МПа}$. Изменяли ступень нагрузки, с которой начиналось приложение циклической нагрузки. Для плотности $1,62 \text{ г/см}^3$ и начальной ступени приложения циклической нагрузки $F_c = 0,2F_u$, $0,4F_u$, и $0,6F_u$, результаты экспериментов представлены на рисунке 3.39.

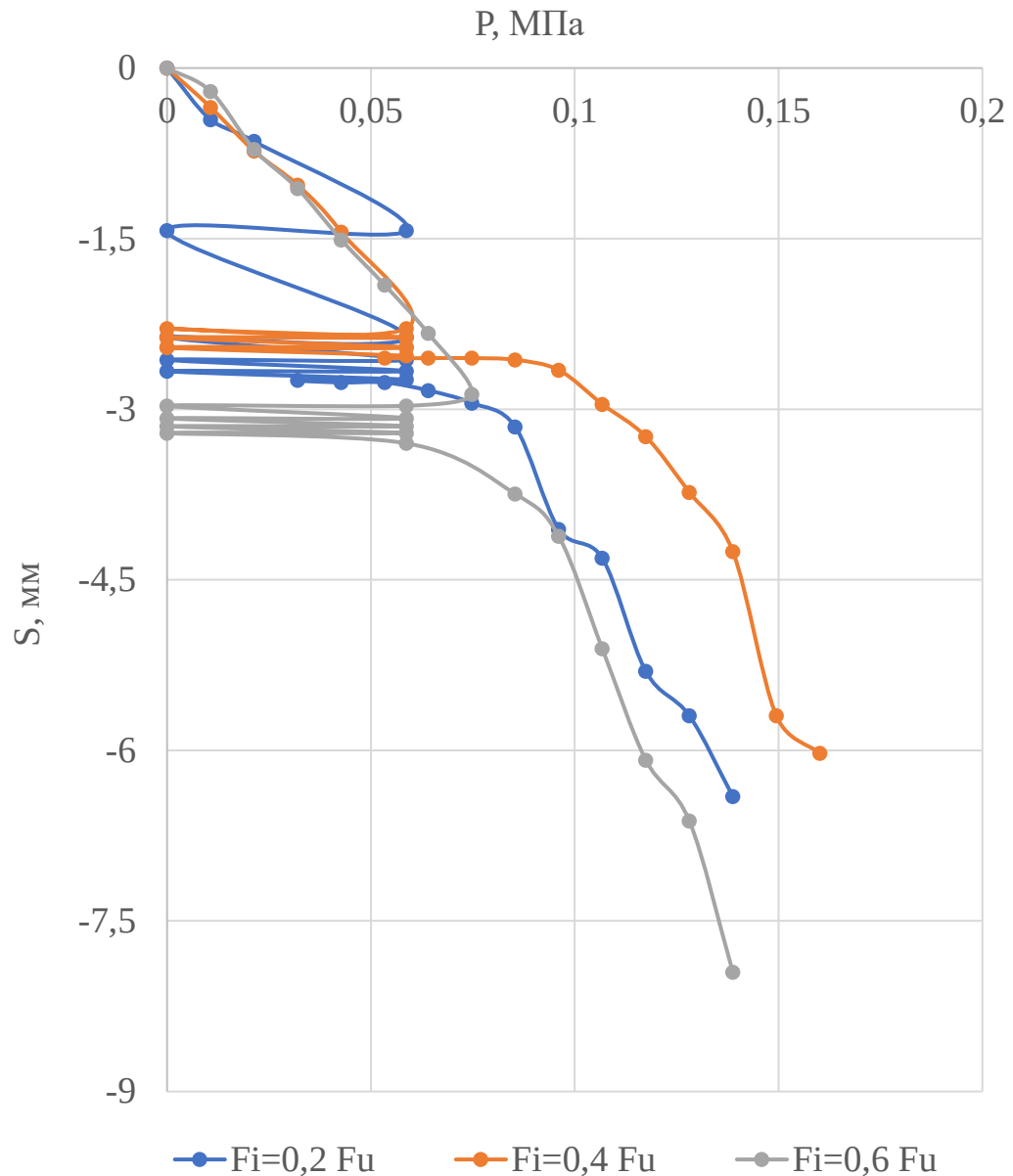


Рисунок 3.39 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления на неармированное основание при плотности, $\rho = 1,62 \text{ г/см}^3$

При подготовке армированного основания под подошву штампа на глубине: $0,2D$; $0,3D$, и $0,4D$ (где D – диаметр штампа) укладывали армирующий элемент в виде металлической сетки размерами $L_s \approx D$; $B_s \approx D$ из арматурной проволоки диаметром 4 мм, с шагом 35 мм (рисунок 3.40). Ступени начала циклирования и величина циклирующей нагрузки оставались те же, что и для неармированного основания.

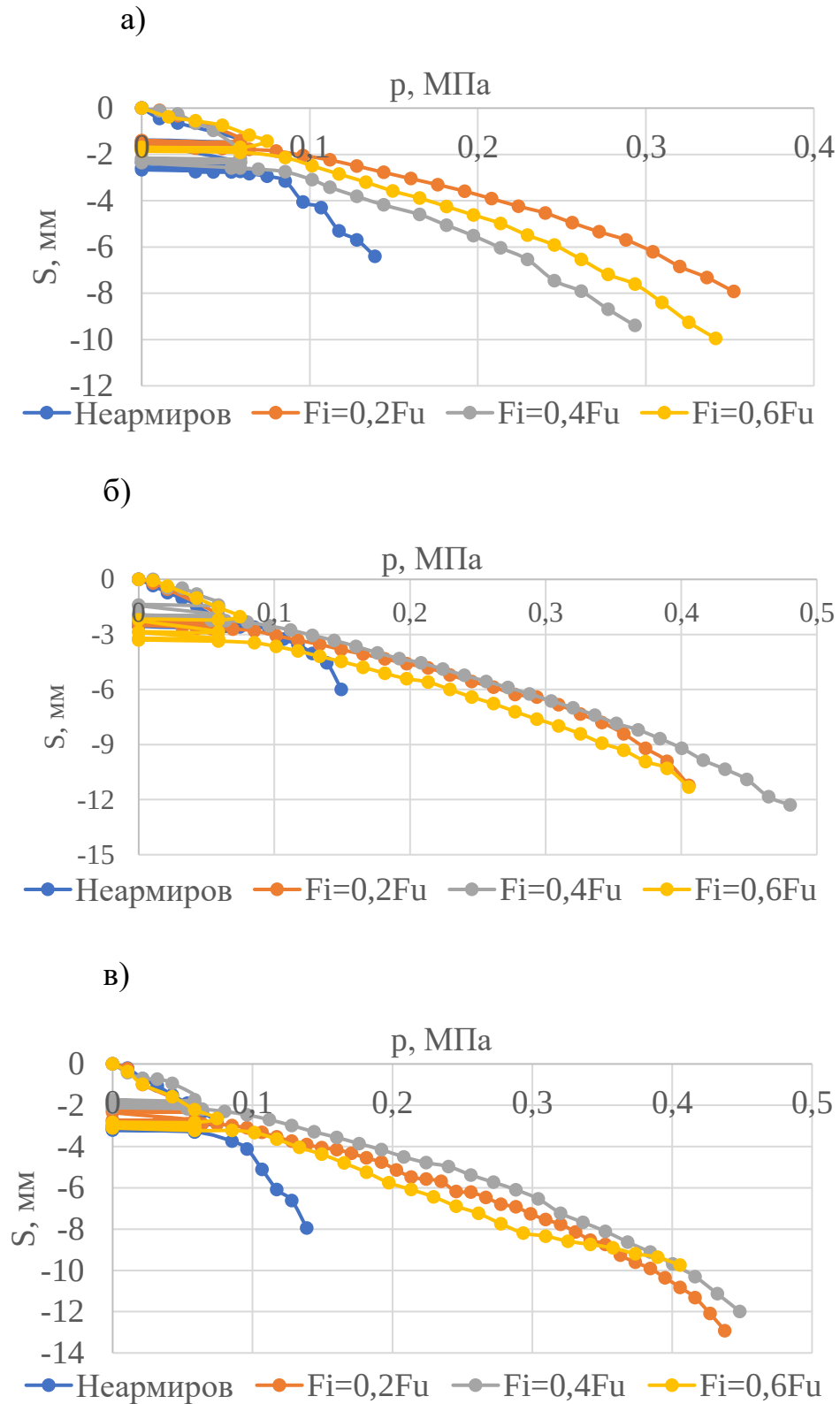


Рисунок 3.40 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления на армированное основание при плотности, $\rho = 1,62 \text{ г/см}^3$ и начальной ступени нагрузки с которой начинался цикл: $0,2F_u$; $0,4F_u$; $0,6F_u$ при глубине расположения армирующего элемента: а)- $0,2D$; б)- $0,3D$; в)- $0,4D$

Для плотности $1,53 \text{ г/см}^3$ и начальной ступени приложения циклической нагрузки $F_i = 0,3F_u$, $0,6F_u$, и $0,7F_u$, результаты экспериментов представлены на рисунке 3.41.

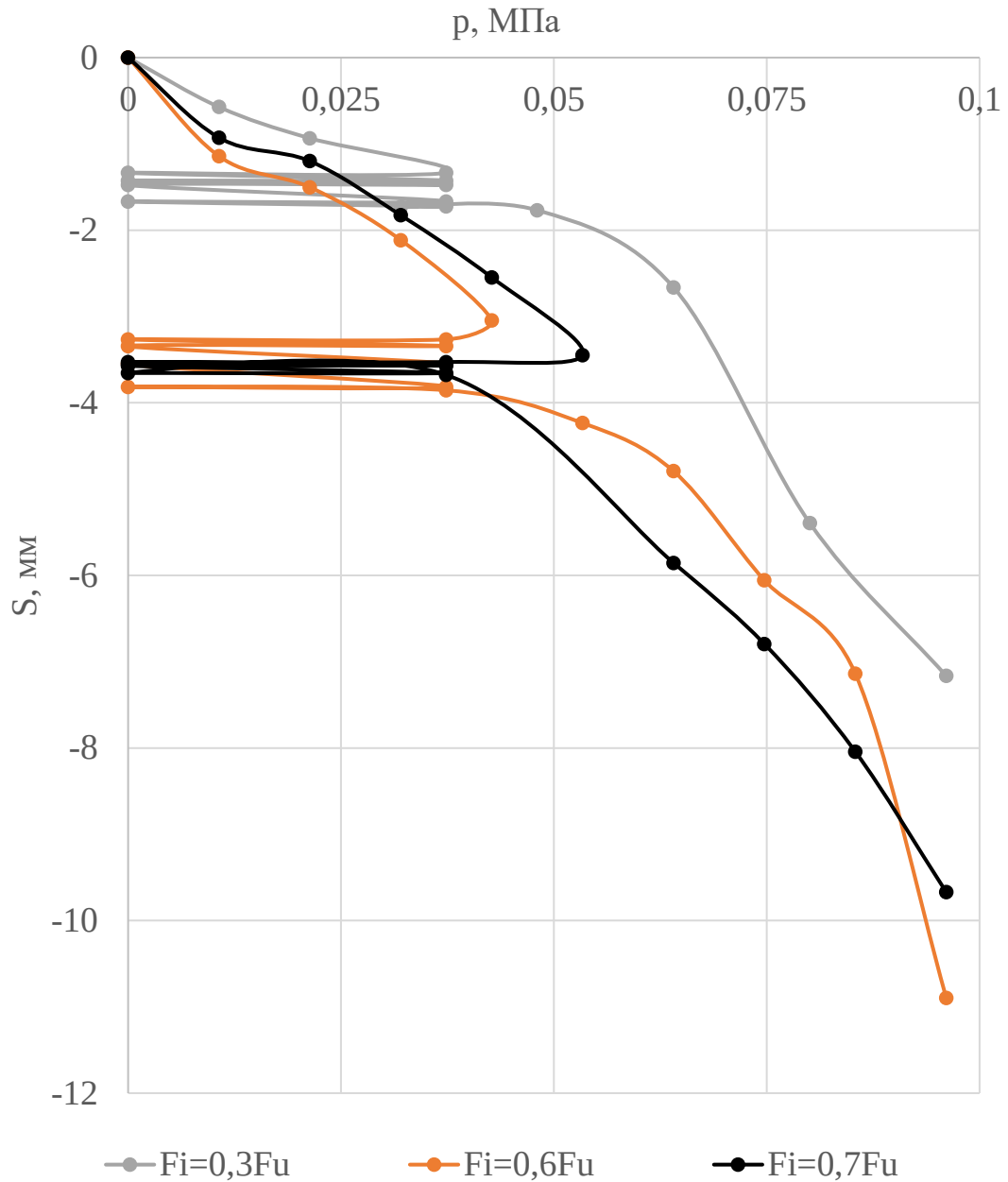


Рисунок 3.41 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления и начальной ступени передачи циклирующей нагрузки на неармированное основание при плотности, $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$

На рисунке 3.42 представлены результаты опытов, проведенных на армированном песчаном основании при той же плотности, $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$.

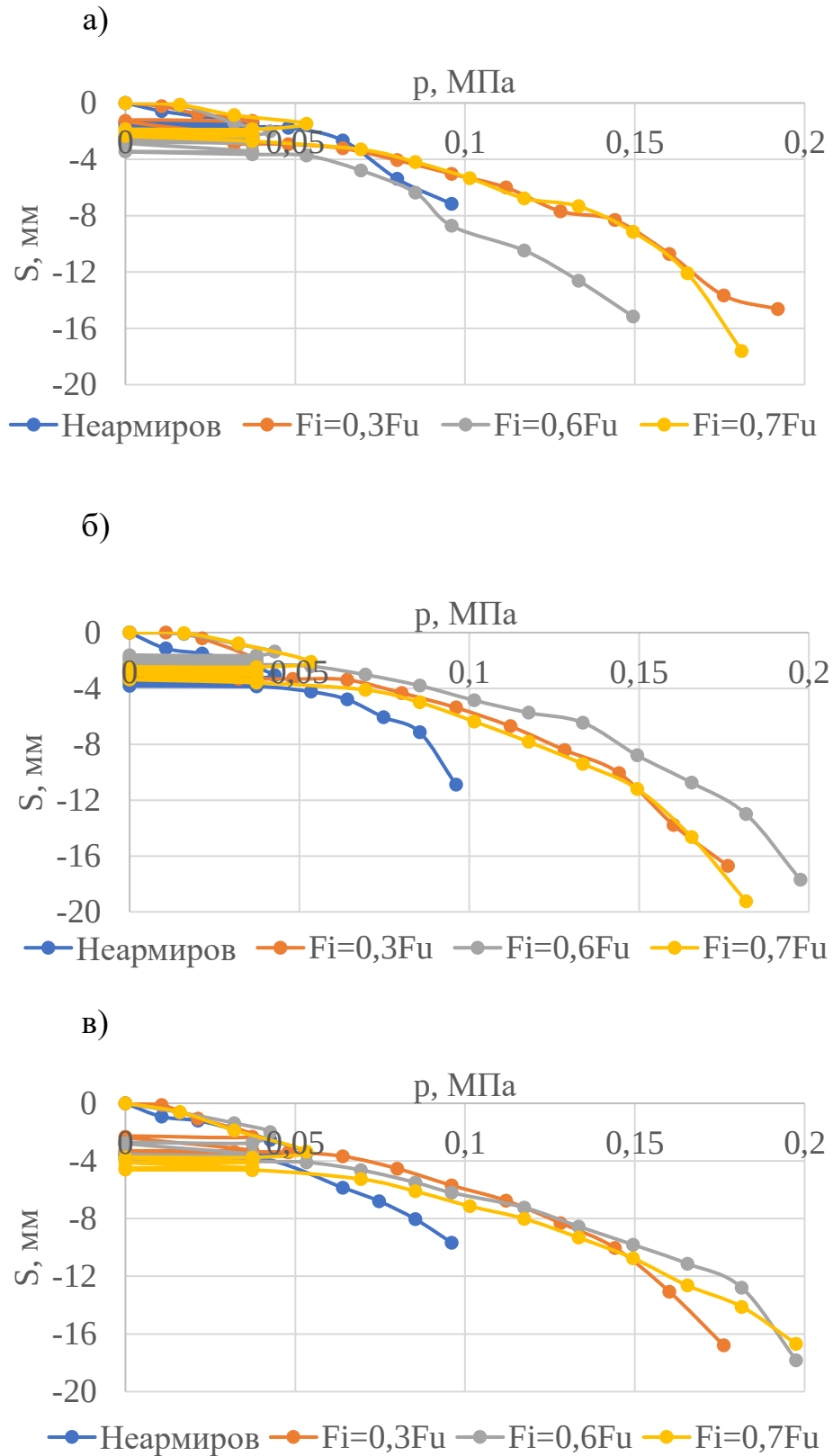


Рисунок 3.42 – Зависимость вертикальных перемещений штампа от давления на армированное основание при плотности, $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$ и начальной ступени нагрузки с которой начинался цикл: $0,3F_u$; $0,6F_u$; $0,7F_u$ при глубине расположения армирующего элемента: а)- $0,2D$; б)- $0,3D$; в)- $0,4D$

Для сравнения в таблице 3.23 и 3.24 приведены значения вертикальных перемещений штампа для неармированного и армированного основания при фиксированном значении давления под подошвой штампа $p = 0,08$ МПа для плотности, $\rho = 1,53$ г/см³ (таблица 3.23) и $\rho = 1,62$ г/см³ (таблица 3.24).

Таблица 3.23 – Значения вертикальных перемещений (мм) для армированного и неармированного основания при давлении, $p = 0,08$ МПа и плотности, $\rho = 1,53$ г/см³

Степень	Неармиро – ванное основание	Армированное на глубине $h_s = 0,2D$	Армированное на глубине $h_s = 0,3D$	Армированное на глубине $h_s = 0,4D$
$F_i = 0,3F_u$	5,3	4,06	4,3	4,5
$F_i = 0,6F_u$	7,1	6,3	3,8	5,4
$F_i = 0,7F_u$	8	4,1	5	6,1

Таблица 3.24 – Значения вертикальных перемещений (мм) для армированного и неармированного основания при давлении, $p = 0,08$ МПа и плотности, $\rho = 1,62$ г/см³

Степень	Неармиро – ванное основание	Армированное на глубине $h_s = 0,2D$	Армированное на глубине $h_s = 0,3D$	Армированное на глубине $h_s = 0,4D$
$F_i = 0,2F_u$	3,05	1,8	2,8	3,7
$F_i = 0,4F_u$	2,6	2,7	2,3	2,8
$F_i = 0,6F_u$	8	2,05	3,4	3,2

Для оценки эффективности армирования и определения оптимальной глубины расположения армирующего элемента в таблицах 3.25 и 3.26 приведены значения давления, соответствующие разрушающей нагрузке, при плотности, $\rho = 1,53$ г/см³ (таблица 3.25), и $\rho = 1,62$ г/см³ (таблица 3.26).

Таблица 3.25 – Значения давления (МПа), соответствующего разрушающей нагрузке для армированного и неармированного основания при плотности, $\rho = 1,53 \text{ г/см}^3$

	Неармиров.	$h_s = 0,2D$	$h_s = 0,3D$	$h_s = 0,4D$
$F_i = 0,3F_u$	0,096	0,192	0,176	0,176
$F_i = 0,6F_u$	0,096	0,149	0,197	0,197
$F_i = 0,7F_u$	0,096	0,181	0,181	0,213

Таблица 3.26 – Значения давления (МПа), соответствующего разрушающей нагрузке для армированного и неармированного основания при плотности, $\rho = 1,62 \text{ г/см}^3$

	Неармиров.	$h_s = 0,2D$	$h_s = 0,3D$	$h_s = 0,4D$
$F_i = 0,2F_u$	0,138	0,352	0,405	0,437
$F_i = 0,4F_u$	0,160	0,293	0,480	0,448
$F_i = 0,6F_u$	0,138	0,341	0,405	0,405

Полученные результаты показали, что чем ниже плотность, тем выше значения вертикальных перемещений штампа от циклической нагрузки. Введение армирующего элемента в зону действия максимальных касательных напряжений, на глубине, $h_s = 0,2D$ позволяет снизить деформации циклирования.

При армировании грунта происходит значительное увеличение несущей способности основания, диапазон увеличения максимальной разрушающей нагрузки составляет от 2,5 до 4 раз, вместе с тем происходит снижение значений суммарных деформаций, по сравнению с неармированным основанием.

3.10 Оценка влияния размеров лотка на стеснение поперечных деформаций

В этой серии экспериментов оценивали влияние размеров установки на несущую способность и развитие деформаций в основании штампа.

Рассматривали 2 вида лотков с жесткими боковыми гранями – лоток 1 с размерами ($h \times b \times l$) 55x55x70 см и лоток 2 с размерами 100x85x180 см.

Испытания проводили на армированном и неармированном основании с одной моделью. В качестве модели использовался жесткий металлический штамп диаметром, $D = 120$ мм; толщиной $t_{st} = 10$ мм с гладкой контактной поверхностью. Грунт основания отсыпался и уплотнялся слоями по 3 – 5 см, на глубине $h_s = 0,2D$; $0,3D$; $0,4D$ располагалась сетка с размерами $L_s \approx D$; $B_s \approx D$. Диаметр стержней сетки 4 мм, шаг стержней 35 мм. С помощью рычажной системы передавалась статическая и циклическая нагрузка. Степень нагрузки, с которой начиналось циклирование, составляла $F_i = 0,6F_u$. Количество циклов – 20.

В таблицах 3.27 и 3.28 приведено сравнение по несущей способности и деформациям для неармированного и армированного основания при статической и циклической нагрузке.

Таблица 3.27 – Значения давления и вертикальных перемещений, соответствующих предельной статической нагрузке

Расстояние до сетки, h_s	Лоток 55x55x70 см		Лоток 100x85x180 см	
	p_u , МПа	S_u , мм	p_u , МПа	S_u , мм
Неармиров.	0,07	11,04	0,07	10,5
$h_s = 0,2D$	0,128	17,7	0,145	15,7
$h_s = 0,3D$	0,106	17,2	0,137	13,04
$h_s = 0,4D$	0,088	16,24	0,119	9,01

Таблица 3.28 – Значения давления и вертикальных перемещений, соответствующих предельной циклической нагрузке

Расстояние до сетки, h_s	Лоток 55x55x70 см		Лоток 180x100x85 см	
	p_u , МПа	S_u , мм	p_u , МПа	S_u , мм
Неармиров.	0,07	20,8	0,08	11,4
$h_s = 0,2D$	0,149	19,81	0,150	12,7
$h_s = 0,3D$	0,097	17,8	0,141	11,3
$h_s = 0,4D$	0,106	19,11	0,132	13,9

По результатам сравнения выявлено, что размеры лотка, в котором проводилась основная масса испытаний, не оказывают заметного влияния на развитие вертикальных перемещений в основании модели.

В таблице 3.29 представлено сравнение экспериментальных и расчетных значений вертикальных перемещений неармированного и армированного основания при давлении 0,07 МПа.

На рисунке 3.43. показано развитие вертикальных перемещений штампа на армированном основании при расстоянии до армирующего элемента $h_s = 0,2D$ по результатам экспериментов и численного моделирования.

Таблица 3.29 – Зависимость вертикальных перемещений (мм) от глубины расположения армирующего элемента и размеров лотка, при давлении, $p = 0,07$ МПа

№	h_s	Экспериментальные значения		Plaxis-3D	
		Лоток – 1	Лоток – 2	Лоток – 1	Лоток – 2
1	Неармиров.	20,8	10,5	7,2	11,3
2	$h_s = 0,2D$	5,56	4,11	5,13	6,2
3	$h_s = 0,3D$	12,5	4,39	5,38	7,13
4	$h_s = 0,4D$	7,13	11,2	6,05	7,5

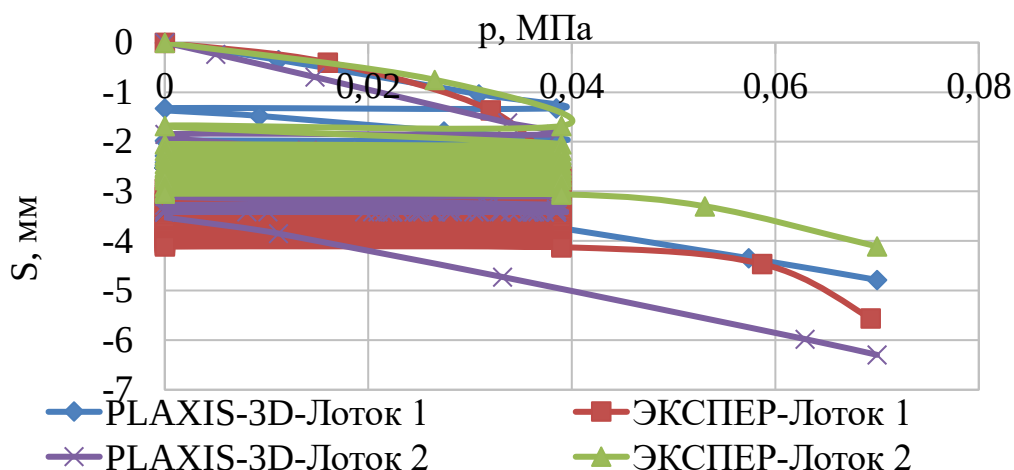


Рисунок 3.43 – Развитие вертикальных перемещений штампа на армированном основании при расстоянии до армирующего элемента, $h_s = 0,2D$ по результатам экспериментов и численного моделирования

3.11 Выводы по главе 3

1. Изменение плотности для неармированного основания с 1,49 до 1,62 г/см³ привело к увеличению разрушающей нагрузки в 1,57 раза, а изменение плотности – с 1,62 до 1,66 г/см³ – в 2,42 раза. Установлено, что чем ниже плотность, тем выше значения вертикальных перемещений от циклической нагрузки.

2. Значения модуля деформации при изменении плотности с 1,49 до 1,66 г/см³ и по штамповым испытаниям и по результатам моделирования с использованием программного комплекса «Plaxis 3D» увеличились практически в 10 раз.

3. При армировании металлической сеткой несущая способность основания увеличивалась в (1,7 ... 4,3) раза за счет введения арматуры. Вертикальные перемещения за период цикла уменьшались в (1,4 ... 2,1) раза. Максимальное значение несущей способности наблюдалось для сетки с размерами $2D \times 2D$, удельной несущей способности (на единицу объема арматуры) – для сетки с размерами $D \times D$. Увеличение размера армирующего элемента более $2D \times 2D$ неэффективно по расходу арматуры.

4. При армировании винипластовой пластиной ВН, несущая способность основания и при циклической и при статической схеме передачи нагрузок превышала те же значения при армировании металлической сеткой. Значения вертикальных перемещений за период цикла больше для основания армированного винипластовой пластиной, за счет пониженного значения изгибного модуля упругости пластика по сравнению с металлической сеткой.

5. Шероховатость армирующего элемента (для винипластовой пластины) дает значительный эффект при небольших размерах (до $1,5D \times 1,5D$).

6. Суммарная величина вертикальных перемещений при циклической нагрузке больше, чем при статической независимо от размера и вида армирующего элемента. Это происходит за счет накопления остаточных деформаций при повторных приложениях воздействий.

7. По результатам проведенных экспериментов заметна эффективность двухслойного армирования. По сравнению с неармированным основанием значения предельной нагрузки выше практически в 4 раза и при статической и при циклической нагрузке. По сравнению с однослойным, значения разрушающей нагрузки для двухслойного армирования в $(1,8 \dots 2,8)$ раза выше для статической схемы передачи нагрузок, а для циклической в $(1,9 \dots 3,4)$ раза в зависимости от расстояния до арматуры.

8. Оптимальное расположение армирующего элемента при однослойном армировании $h_s = 0,1 \dots 0,2D$, и при статическом, и при циклическом приложении нагрузок. При двухслойном армировании максимальный эффект наблюдался при расположении верхнего яруса армирования на том же расстоянии $h_{s1} = 0,1 \dots 0,3D$, то есть в зоне развития максимальных сдвиговых напряжений. В этом случае верхняя сетка играла роль фиктивного штампа, поэтому оптимальное расположение второго слоя арматуры $h_{s2} = 0,4 \dots 0,6D$.

9. Установлено, что значения суммарных деформаций и приращение деформаций за время приложения циклической нагрузки возрастали до определенного количества циклов, при котором достигалось оптимальное значение плотности. В нашем случае это значение составило 20 – 24 цикла. Затем

вертикальные перемещения либо стабилизировались, либо несколько снижались. Величина вертикальных перемещений за счет армирования уменьшилась на (40% ... 80%), по сравнению с неармированным грунтом.

10. При внецентренном приложении статической нагрузки наибольшие значения несущей способности получены при расположении армирующего элемента в зоне действия максимальных касательных напряжений на расстоянии $h_s = 0,2D$ от подошвы штампа. Предельное давление на основание наблюдалось при смещении армирующего элемента в сторону действия нагрузки, и максимальное значение наблюдалось при совпадении оси арматурной сетки с осью действия нагрузки. Несущая способность по сравнению с неармированным основанием возросла в (2 ... 3) раза.

11. Циклирование на одной из ступеней нагружения приводило к уплотнению грунта и, как следствие, к увеличению сопротивления сдвигу. За счет этого абсолютные значения несущей способности основания выросли. Введение армирующего элемента в зону действия максимальных касательных напряжений, на глубине $h_s = 0,2D$ позволило снизить вертикальные перемещения во время передачи циклирующей нагрузки.

12. Увеличение абсолютного значения циклической нагрузки привело к возрастанию несущей способности неармированного и армированного основания за счет уплотнения основания в период цикла. Чем меньше начальная ступень передачи циклирующей нагрузки, тем больше суммарные значения деформаций за время цикла.

13. Чем меньше коэффициент асимметрии цикла, тем больше несущая способность, при этом возрастают значения вертикальных перемещений за период цикла.

14. Использование программного обеспечения Plaxis 3D дает близкие к экспериментальным значения перемещений для армированного, и неармированного основания при статических и циклических нагрузках.

4 МЕТОДИКА РАСЧЕТА АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

4.1 Модели грунта, используемые в расчетах

Главным условием успешного моделирования является правильный выбор механической и математической модели, корректно описывающей напряженно-деформированное состояние грунтового основания. Все чаще при расчетах используется модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil - HS), которая представляет собой модификацию упруго-идеально-пластической модели Кулона Мора и модели Дункана-Чанга.

4.1.1 Упруго пластическая модель Кулона-Мора

К моделям поведения грунтовой среды, получившим относительно широкое применение, относится упруго-идеально-пластическая модель Кулона Мора [140].

Модуль деформации E имеет постоянное значение во всем диапазоне напряжений до достижения предельного состояния, при котором поведение материала характеризуется нулевой жесткостью $E = 0$, т.е. рост деформаций имеет неограниченный характер – состояние идеальной пластичности (рисунок 4.1).

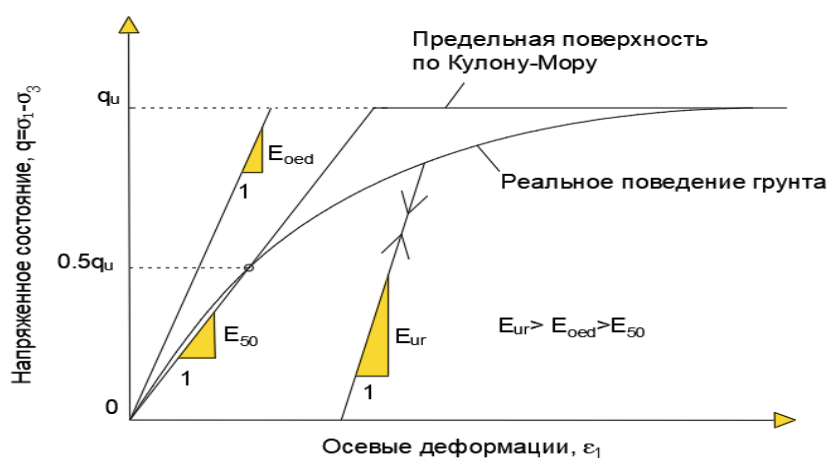


Рисунок 4.1 – Графическое представление модели поведения Кулона-Мора

Модель Кулона-Мора описывает упругопластическое поведение материалов, прочность на сжатие которых значительно превышает прочность на растяжение. Для дисперсных грунтов предельное состояние графически может быть представлено в виде касательной к кругу напряжений σ проходящей под углом φ (рисунок 4.2):

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + C \quad (4.1)$$

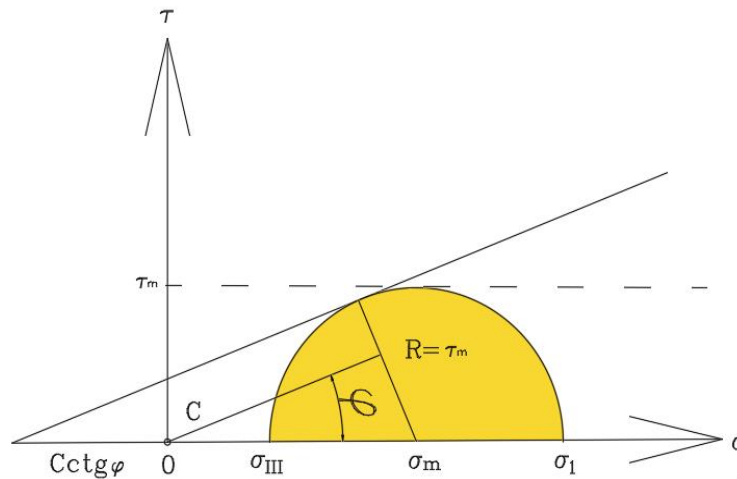


Рисунок 4.2 – Графическая интерпретация функции прочности Кулона-Мора

Функция Кулона-Мора $\tau_m = f(\sigma_m)$, учитывающая рост средней сдвиговой прочности $\tau_m = (\sigma_I - \sigma_{II})$ при увеличении нормальных средних напряжений $\sigma_m = (\sigma_I + \sigma_{II})/2$, находит подтверждение в экспериментальных исследованиях дисперсных грунтов [140]. Графическая интерпретация зависимости Кулона-Мора в главных напряжениях (рисунок 4.2) может быть представлена:

$$(\sigma_I - \sigma_{III}) = (\sigma_I + \sigma_{III}) \sin \varphi + 2C \cdot \cos \varphi. \quad (4.2)$$

Грунт заменяется идеализированным материалом, который упруго ведет себя до определенного напряженного состояния, при котором происходит сдвиг или разрушение. Это условие широко применяется на практике главным образом из-за его простоты и приемлемой точности при решении конкретных инженерных задач [17, 141].

В пространстве главных напряжений условие Кулона-Мора представляет неправильную гексагональную пирамиду [142], как показано на рисунке 4.3.

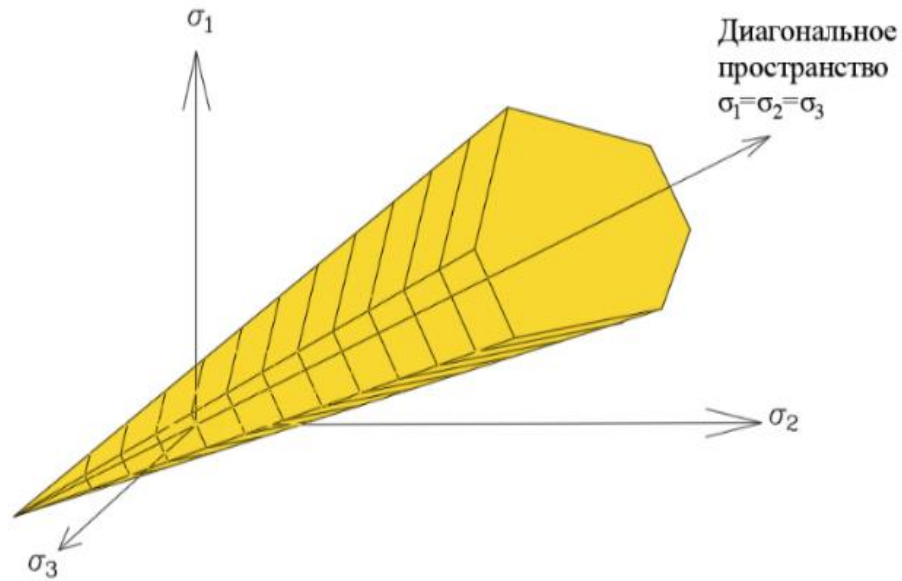


Рисунок 4.3 – Условие прочности Кулона-Мора в пространстве главных напряжений

Упруго-идеально-пластическая модель базируется на следующих определяющих уравнениях.

При трехосном напряженном состоянии в дифференциальной форме зависимость между напряжениями и деформациями может быть записана следующим образом (4.3):

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e; \quad (4.3)$$

или

$$d\varepsilon_{ij} = C_{ijkl}^e d\sigma_{kl}^e, \quad (4.4)$$

где коэффициенты пропорциональности между напряжениями и деформациями представлены тензором напряжений D_{ijkl}^e и тензором податливостей C_{ijkl}^e и связаны между собой следующим образом:

$$D_{ijkl}^e = (C_{ijkl}^e)^{-1} \quad (4.5)$$

Деформации и скорости деформирования разлагаются на упругую и пластическую части:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (4.6)$$

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p. \quad (4.7)$$

Функция текучести f задается уравнением:

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi' - 2c'\cos\varphi'. \quad (4.8)$$

Потенциал пластичности g задается уравнением:

$$g = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\Psi \quad (4.9)$$

Поверхность текучести одновременно рассматривается как потенциальная поверхность ($g = f$), т. е. действует ассоциированный закон течения. В процессе пластического деформирования поверхность текучести не изменяется [143, 144].

Согласно классической теории пластичности, скорости пластических деформаций пропорциональны производной функции текучести по напряжениям. Это означает, что скорости пластической деформации могут быть представлены в виде векторов, перпендикулярных поверхности текучести [145]. Эта классическая форма теории называется ассоциированный закон пластических деформаций. Однако для функций потока типа Мора-Кулона теория связанной пластичности переоценивает дилатансию. Поэтому в дополнение к функции потока вводится функция пластического потенциала g . Основная идея упругой идеально пластичной модели представлена на рисунке 4.4. Случай $g \neq f$ представлен как не связанная пластичность. В общем случае скорости пластической деформации записываются в виде:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'}; \quad (4.10)$$

$$\lambda = 0 \text{ для } f < 0 \text{ или: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \varepsilon \leq 0, \quad (4.11)$$

$$\lambda = 0 \text{ для } f = 0 \text{ или: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \varepsilon > 0. \quad (4.12)$$

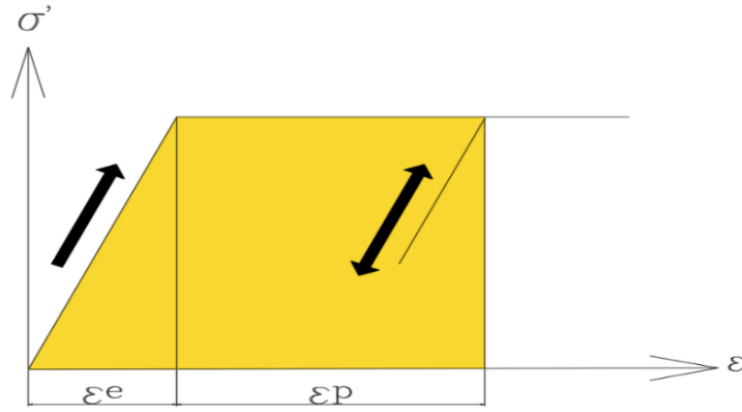


Рисунок 4.4 – Основная идея упруго- пластичной модели

Полное условие текучести Мора-Кулона состоит из шести функций:

$$\begin{aligned}
 f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad \text{а)} \\
 f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad \text{б)} \\
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad \text{в)} \quad (4.13) \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad \text{г)} \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad \text{д)} \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad \text{е)}
 \end{aligned}$$

В дополнение к функциям текучести в модели Мора-Кулона используются шесть функций пластического потенциала [145]:

$$\begin{aligned}
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin(\Psi) \leq 0 \quad \text{а)} \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin(\Psi) \leq 0 \quad \text{б)} \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin(\Psi) \leq 0 \quad \text{в)} \quad (4.14) \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\Psi) \leq 0 \quad \text{г)} \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin(\Psi) \leq 0 \quad \text{д)}
 \end{aligned}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin(\Psi) \leq 0 \quad \text{е)}$$

Функции пластического потенциала содержат третий параметр пластичности- угол дилатансии ψ . Этот параметр необходим для моделирования положительных пластических объемных приращений деформации (дилатансии), фактически наблюдаемых для грунтов плотных и средней плотности [146].

К недостаткам этой модели можно отнести то, что описывая пластические сдвиговые деформации, модель Кулона-Мора полностью игнорирует нелинейность при объемном сжатии и на этом фоне лишь дополняет линейную модель, при этом ограничивая уровень напряжений сдвига [144, 147].

4.1.2 Модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil - HS)

Этих недостатков лишена модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil - HS). Она является наиболее универсальной и подходит для моделирования многих разновидностей грунтов оснований. Главной особенностью модели HS является принятая гиперболическая зависимость между вертикальной относительной деформацией ε_1 и девиатором напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)$ при первичном трехосном нагружении. При этом при разгрузке и повторном нагружении эта зависимость принимается линейной [148]. Зависимость между девиатором напряжений и относительной деформацией для модели HS представлена на рисунке 4.5.

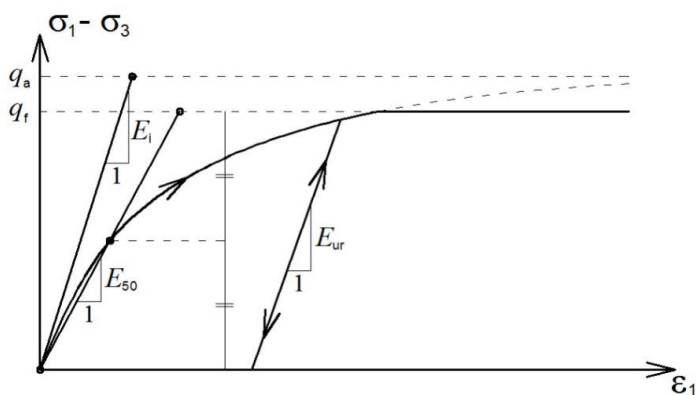


Рисунок 4.5 – Зависимость между девиатором напряжений и относительной деформацией для модели HS

Математическая формулировка модели упрочняющегося грунта использует:

- поверхность разрушения в соответствии с критерием Мора – Кулона;
- гиперболическую формулировку Дункана – Чанга для описания упругой области напряженно-деформированного состояния (с изменяемыми модулями упругости для траектории первичного нагружения и для траектории разгрузки и повторного нагружения) [149];
- две функции текучести – для девиаторного и изотропного нагружений (для описания пластических сдвиговых и объемных деформаций) [105].

Модель упрочняющегося грунта дает возможность моделировать нелинейность деформаций, остаточные перемещения при разгрузке и отражает переуплотнение грунтов основания с помощью коэффициента переуплотнения OCR.

В отличие от идеально-упругопластической модели с критерием прочности Мора – Кулона, положение поверхности текучести (границы области допустимых напряжений для сохранения упругого поведения) в модели упрочняющегося грунта не является фиксированным в пространстве главных напряжений. Ограниченное ею пространство упругого поведения может расширяться вследствие пластического деформирования. Модель упрочняющегося грунта Hardening Soil – усовершенствованная модель, в которой реализованы два основных типа упрочнения, а именно упрочнение при сдвиге и упрочнение при сжатии (рисунок 4.6). Она учитывает зависимость модуля жесткости (деформации) от напряжений, поэтому все параметры жесткости в ней увеличиваются с ростом давления [150].

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \text{ при } q < q_f, \quad (4.15)$$

где q_a – временное сопротивление равное $q_a = q_f / R_f$;

R_f – коэффициент запаса, принимаемый в диапазоне 0,75...1,0;

q_f – предельное напряжение:

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} (p + c \operatorname{ctg} \varphi_p). \quad (4.16)$$

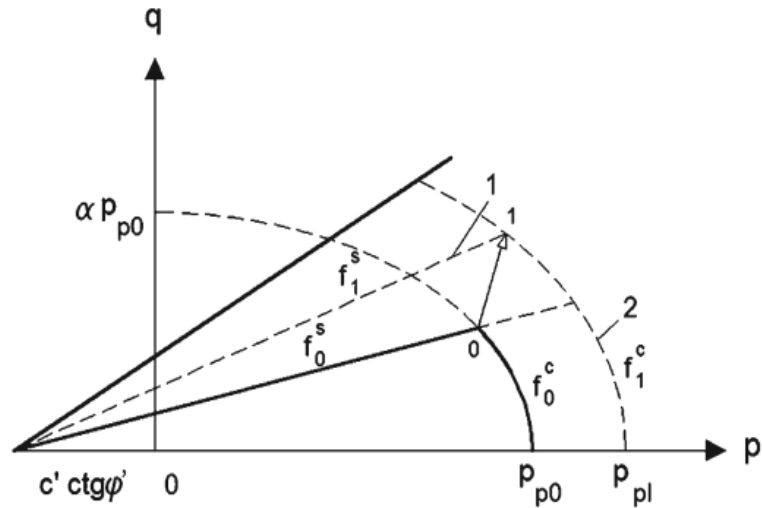


Рисунок 4.6 – Графическое отображение области упрочнения модели HSM: 1 – упрочнение сдвига, 2 – объемное упрочнение

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p + c \operatorname{ctg} \varphi)^2 - (p_c + c \operatorname{ctg} \varphi)^2. \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_v^c = \frac{H}{m+1} \left(\frac{p_c}{\sigma^{ref}} \right)^{m+1}, \quad (4.18)$$

$$H = \frac{K_c}{K_s - K_c} K_s. \quad (4.19)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right). \quad (4.20)$$

Объемная пластическая деформация при изотропном сжатии на пределе текучести (на шатровой поверхности текучести) ε_v^c задается уравнением:

$$\varepsilon_v^c = \frac{H}{m+1} \left(\frac{p_c}{\sigma^{ref}} \right)^{m+1}, \quad (4.21)$$

где m – показатель степени для зависимости жесткости от уровня напряжений; H – модуль упрочнения, являющийся параметром шатровой поверхности текучести; p_c – всестороннее давление грунта, относящееся к шатровой поверхности текучести, и σ^{ref} – эталонное (опорное, базовое, контрольное) наименьшее главное напряжение σ_3 в условиях естественного залегания, кПа.

Ограничения этой модели заключаются в том, что она не очень подходит для расчетов оснований, сложенных сильносжимаемыми грунтами, непригодна для

моделирования динамических процессов и не может учесть анизотропию прочности и жесткости, а также ползучести и длительной прочности [151].

HSM использует три модуля деформации:

- секущий при 50%-ной прочности (E_{50}), учитывающий жесткость при девиаторном нагружении в процессе трехосного сжатия;
- одометрический (E_{oed}), учитывающий жесткость при всестороннем и компрессионном сжатии;
- модуль разгрузки и повторного нагружения (E_{ur}).

Суммарные деформации в HSM рассчитываются с использованием зависимой от нагрузки жесткости, различной для первичного нагружения и для разгрузки и повторного нагружения. Эти пластические деформации вычисляются путем введения мультиповерхностного критерия пластичности (текучести). Принимается, что упрочнение является изотропным в зависимости как от пластического сдвига, так и от объемной деформации. Закон пластического течения принимается неассоциированным для фрикционного упрочнения при сдвиговом деформировании и ассоциированным для упрочнения на шатровой поверхности текучести в модифицированной модели Друкера – Прагера (кэп-модели – cap-model) – не зависящей от скорости нагружения упругопластической модели, которая предполагает материал однородным и изотропным [152].

4.2 Использование метода конечных элементов для расчета армированных оснований в программах "MIDAS GTS NX" и "Plaxis 3D"

Исследования, приведенные в третьей главе, показали, что основные преимущества армированных оснований проявляются при переходе их из упругой в упругопластическую стадию работы. Наиболее распространенным методом, позволяющим решать задачи по расчету армированных оснований, является метод конечных элементов (МКЭ). На этом методе базируется пакет прикладных программ Plaxis, который позволяет определить вертикальное перемещение и несущую способность штампа, а также прогнозировать напряженно-

деформированное состояние активной зоны основания [46]. Особенностью комплекса Plaxis 3D является возможность моделирования как статической, так и циклической нагрузки.

Численное моделирование проведенных экспериментов проводилось с использованием программы «MIDAS GTS nx» и «PLAXIS 3D 2020».

Развитие деформаций было ограничено в направлениях x и y , т. е. перемещения могли развиваться только в вертикальном направлении z ($x = 0$ и $y = 0$). Для моделирования армированного основания была выбрана 10-узловая модель с использованием функции 3D (рисунок 4.7). Для моделирования штампа была использована опция пластины. Исследуемый материал разделялся на группы элементов, содержащих несколько узлов. Все узлы имеют ряд степеней свободы. Сгенерированная сетка конечных элементов должна быть достаточно мелкой, чтобы получить точный численный результат.

Модуль деформации песка, используемый в численном анализе, рассчитывался по формуле Шлейхера на основе экспериментальных данных полученных при предельной нагрузке.

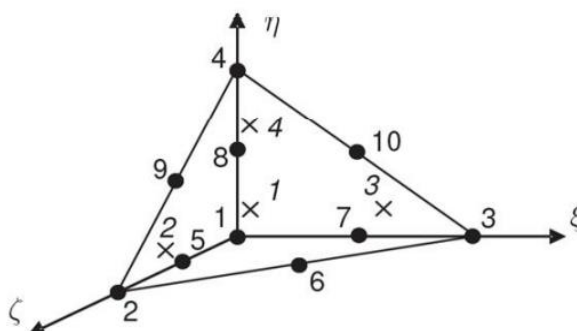


Рисунок 4.7 – 3D - элемент грунта (10-узловые тетраэдры) [153]

4.3 Трехмерная конечно-элементная модель полилинейного изотропного упрочнения PLAS (Miso)

Нелинейное поведение грунта моделировалось с использованием многолинейной модели изотропного поведения (MISO) (рисунок 4.8) материала. Эта модель включает критерий текучести фон Мизеса [154].

Данную модель можно использовать для имитации циклического нагружения с большими деформациями, когда эффект Баушингера проявляется слабо.

Эквивалентное уравнение напряжений имеет вид:

$$\sigma_e = [3/2\{s\}^T[M]\{s\}]^{(\frac{1}{2})} - \sigma_k = 0, \quad (4.22)$$

где $\{s\}$ – девиаторное напряжение; σ_e – текущее напряжение текучести; σ_k – функция, зависящая от пластичности материала. Для случая изотропного упрочнения σ_k можно определить по зависимости напряжения - деформации.

Поведение полилинейного упрочнения описывается частично линейной кривой напряжения-деформации. При оценке напряженно-деформированного состояния для песка с помощью модели PLAS (Miso) в программе ANSYS первой точкой кривой напряженно-деформированного состояния назначались напряжения текучести. Последующие точки определяли упругопластический отклик материала.

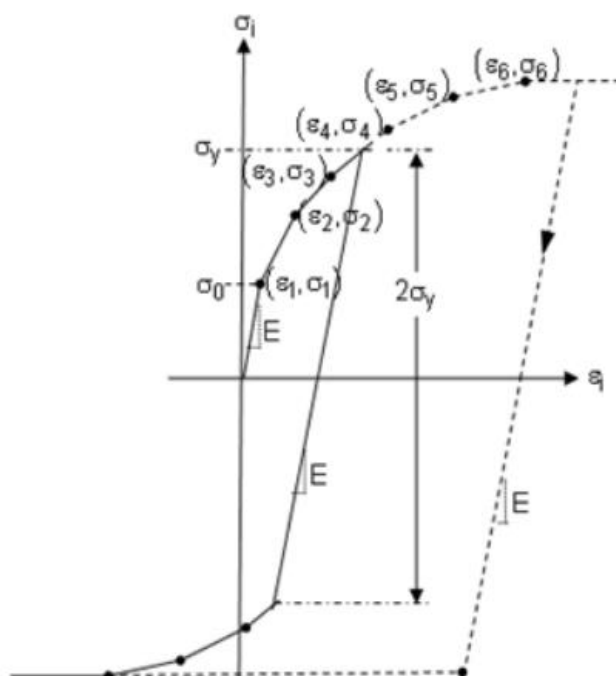


Рисунок 4.8 – Трехмерная конечно-элементная модель полилинейного изотропного упрочнения PLAS (Miso)

При использовании PLAS (Miso) в ANSYS APDL конечно-элементная (дискретная) модель состояла из элементов Solid186 (рисунок 4.9), и Solid187 (рисунок 4.10). Solid186 это 20-узловой шестигранный объемный элемент, имеющий три степени свободы на узел - он использовался для моделирования грунтовой матрицы. Элемент Solid187 определялся 10 узлами, имеющими три степени свободы в каждом узле, был использован для моделирования штампа. Для моделирования трения и скольжения между 3-D поверхностями использовался элемент Conta 174 (рисунок 4.11).

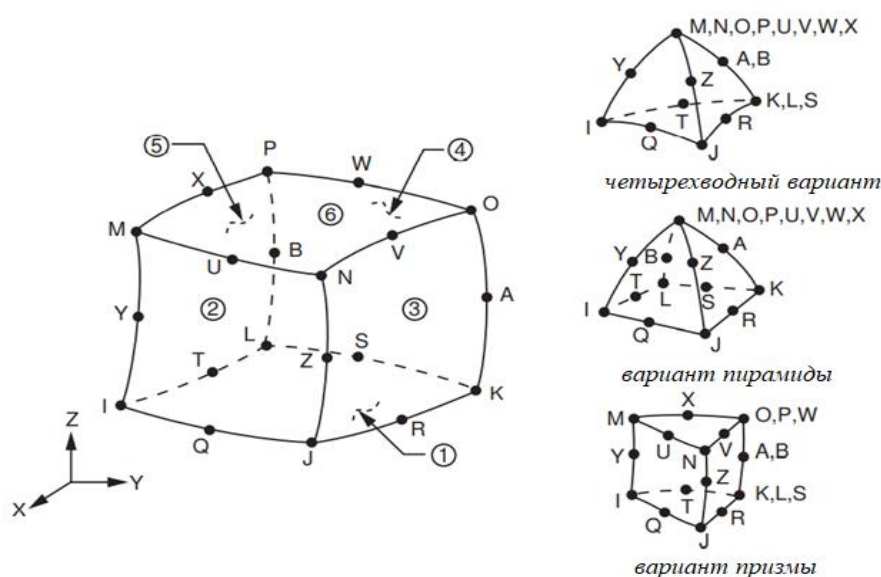


Рисунок 4.9 – Структурная геометрия Solid186

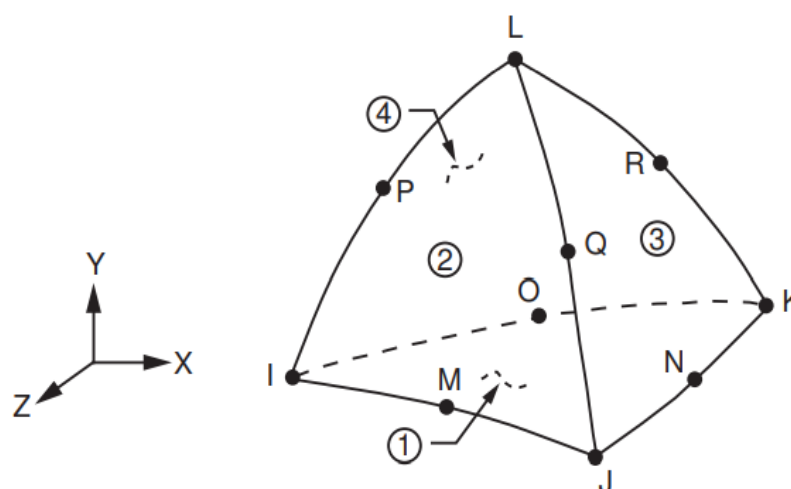


Рисунок 4.10 – Структурная геометрия Solid187

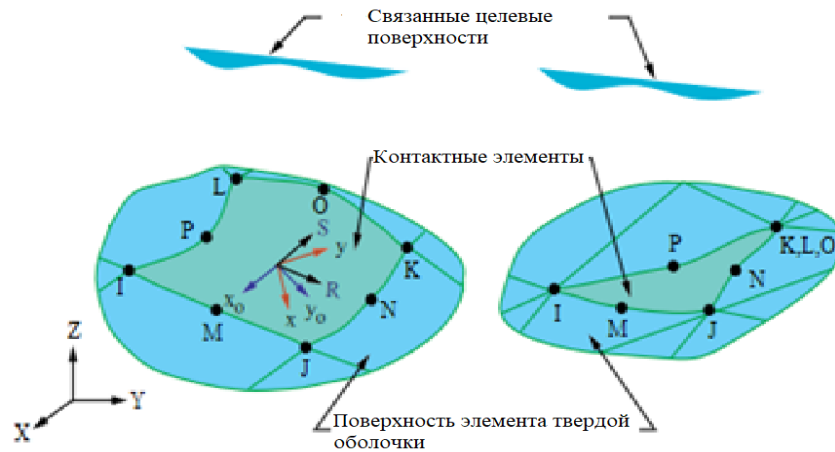


Рисунок 4.11 – Conta 174

Данные, используемые для моделирования в программе PLAXIS 3D приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Данные, используемые для моделирования в программе PLAXIS 3D

	Песок	Штамп и армирующий элемент
Материальная модель	Мора- Кулона	Линейный
Плотность, ρ , г/см ³	1,53	7,850
Коэффициент Пуассона, ν	0,3	0,3
Коэффициент Пористости, e	0,82	-
Модуль деформации (штамповый)/Модуль упругости, E , кПа	1340	206×10^6
Модуль сдвига, G , кПа	515,4	$79,23 \times 10^6$
Одометрический модуль, E_{oed} , кПа	1804	$277,3 \times 10^6$
Угол внутреннего трения, φ	$26,5^\circ$	-
Удельное сцепление, c , кПа	3,3	-

4.4 Метод расчета несущей способности, предложенный в данном исследовании

Преимущества использования арматуры для увеличения несущей способности и снижения деформаций были широко признаны. Экспериментальные исследования проведенные в этой диссертационной работе подтвердили эти преимущества.

В этой главе была сделана попытка разработать метод расчета несущей способности армированного основания при циклическом и статическом нагружении.

По формуле Шлейхера для расчета вертикального перемещения штампа:

$$S_u = \omega * D * (1 - \nu^2) * p_u / E, \quad (4.23)$$

где ω – коэффициент, принимаемый для круглых фундаментов 0,8; D – диаметр фундамента; ν – коэф. Пуассона, принимаемый 0,3 для песка; p_u – предельное давление по подошве штампа на участке линейной зависимости между давлением и вертикальным перемещением; S_u – вертикальное перемещение штампа при давлении p_u .

Следовательно, вертикальное перемещение за счет приложения циклической нагрузки:

$$\Delta s = \omega * D * (1 - \nu^2) * p_c / E, \quad (4.24)$$

где p_c – циклическая нагрузка.

При делении уравнения (4.24) на (4.23) получим:

$$\Delta s / S_u = p_c / p_u, \quad (4.25)$$

Из уравнения (4.25) несущая способность за время передачи циклической нагрузки - Δq_c будет:

$$p_c = \left(\frac{\Delta s}{S_u} \right) * p_u; \quad \Delta q_c = \left(\frac{\Delta s}{S_u} \right) * q_u. \quad (4.26)$$

где q_u несущая способность неармированного основания при статических нагрузках. Основываясь на уравнениях (4.25 и 4.26) и результатах экспериментов,

определялась несущая способность неармированного и армированного основания. Несущая способность неармированного основания – $\Delta q_{u(\text{неар})}$:

$$q_{u(\text{неар})} = q_u + \Delta q_{c_{\text{неар}}} ; \text{ или} \quad (4.27)$$

$$q_{u(\text{неар})} = q_u + \left(\frac{\Delta s}{s_u} \right)_{\text{неар}} * q_u ; \quad (4.28)$$

$$q_{u(\text{неар})} = q_u * \left[1 + \left(\frac{\Delta s}{s_u} \right)_{\text{неар}} \right]. \quad (4.29)$$

При расчете несущей способности армированного основания $q_{u(R)}$ рассматривали три составляющих – прирост несущей способности армированного грунта при приложении циклической нагрузки – $\Delta q_{c_{\text{арм}}}$, несущую способность при приложении статической нагрузки – $q_u + \Delta q_T$, где Δq_T – приращение несущей способности за счет армирования.

$$q_{u(R)} = q_u + \Delta q_T + (\Delta q_c)_{\text{арм}}. \quad (4.30)$$

Тогда, аналогично уравнения (4.26):

$$(\Delta q_c)_{\text{арм}} = (q_u + \Delta q_T) * \left(\frac{\Delta s}{s_u} \right)_{\text{арм}}. \quad (4.31)$$

Подставляя уравнение (4.31) в уравнение (4.30) получим:

$$q_{u(R)} = q_u + \Delta q_T + (q_u + \Delta q_T) * \left(\frac{\Delta s}{s_u} \right)_{\text{арм}}, \quad (4.32)$$

где Δq_T – прирост несущей способности за счет армирования, рассчитываемая по [107] .

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{12T_i [h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})] r_T}{\frac{\pi}{4} D^2}, \quad (4.33)$$

где

$$r_T = f(x) = \begin{cases} \left[1 - 2 \frac{h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})}{\sqrt{D^2 * \frac{\pi}{4}}} \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] & h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1}) < \frac{\sqrt{D^2 * \frac{\pi}{4}}}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ \frac{1}{2} - \frac{h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})}{2H_f} & h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1}) \geq \frac{\sqrt{D^2 * \frac{\pi}{4}}}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{cases} \quad (4.34),$$

H_f – глубина поверхности разрушения, может быть оценена, как:

$$H_f = \frac{\sqrt{D^2 \cdot \frac{\pi}{4}}}{2 \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} * e^{(\pi/4 + \varphi/2) \tan \varphi} * \cos \varphi, \quad (4.35)$$

где T_i – растягивающее усилие в i -м слое арматуры, Н/мм; N – количество слоев арматуры; h_{s1} – расстояние до верхнего слоя арматуры; $h_{s2} - h_{s1}$ – вертикальное расстояние между верхним и следующим слоем арматуры, D – диаметр штампа. Следует отметить, что все армирующие слои должны располагаться выше зоны разрушения.

Несущая способность штампа на армированном песчаном основании с горизонтальным армированием, теперь может быть найдена, как:

$$q_{u(R)} = \left[q_u + \left[\sum_{i=1}^N \frac{12 T_i [h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})] r_T}{\frac{\pi}{4} D^2} \right] \right] \left[1 + \left(\frac{\Delta s}{s_u} \right)_{\text{арм}} \right]. \quad (4.36)$$

На рисунке 4.12 приведена схема, иллюстрирующая метод расчета общей несущей способности армированного грунта.

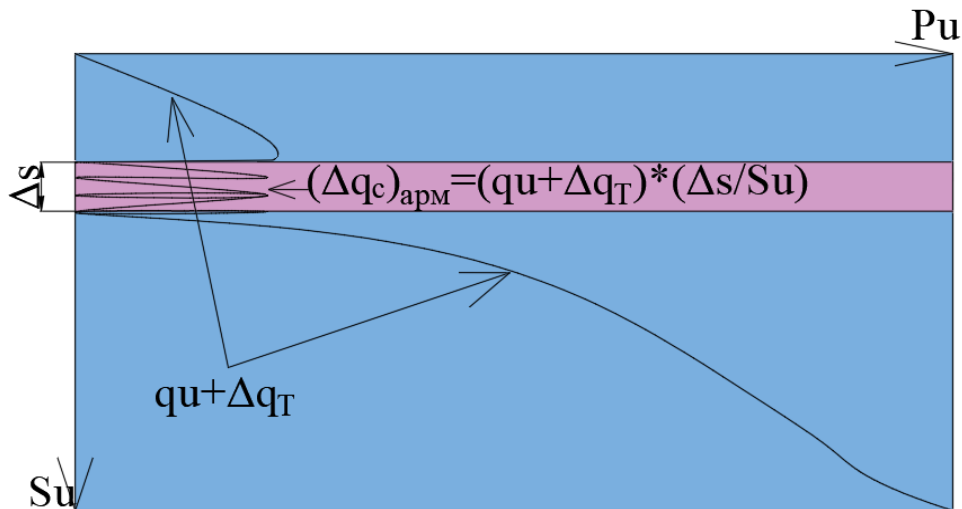


Рисунок 4.12 – Расчетная схема к определению несущей способности армированного основания

4.5 Статистический анализ результатов испытаний

Для определения влияния армирования на снижение сжимаемости грунта и увеличения его несущей способности проводился множественный нелинейный регрессионный анализ. Разрабатывалась регрессионная модель для определения

повышающего коэффициента для модуля деформации $-K_E$, равного отношению модуля деформации армированного основания при циклической нагрузке к модулю деформации неармированного основания при циклической нагрузке; повышающего коэффициента несущей способности основания $-K_S$, равного отношению несущей способности армированного основания при циклической нагрузке к несущей способности неармированного основания при циклической нагрузке.

Переменные в множественном нелинейном регрессионном анализе: F_i/F_u — начальная ступень приложения циклической нагрузки; F_c/F_u — циклическая нагрузка; h_s/D — относительное расстояние до армирующего элемента; $\Delta s_s/\Delta s_0$ — вертикальное перемещение за время цикла для армированного грунта/вертикальное перемещение за время цикла для неармированного грунта; $\gamma_0 * D/p_u$ — где γ_0 — значение удельного веса грунта, кН /м³; D — диаметр штампа, м; p_u — предельное статическое давление для неармированного песчаного основания, кН /м²; L/B — отношение длины к ширине армирующего элемента; s_{st}/D — относительный шаг стержней; d_{st}/D — относительный диаметр стержней арматуры; n — количество циклов; γ_0/γ_{st} — отношение удельного веса грунта к удельному весу материала арматуры; $\frac{V_{st}}{A_{\phi} * t_{\phi}}$ — отношение объема армирующего элемента к объему штампа, r — коэффициент асимметрии цикла.

На основе результатов, полученных численным моделированием методом конечных элементов с помощью программы PLAXIS 3D v 20, была выбрана модель нелинейной регрессии для определения K_E , представленная в уравнении (4.37):

$$K_E = \exp \left[c_1 * F_i/F_u + c_2 * F_c/F_u + c_3 * h_s/D + c_4 * \Delta s_s/\Delta s_0 + c_5 * \gamma_0 * D/p_u + c_6 * L/B + c_7 * s_{st}/D + c_8 * d_{st}/D + c_9 \right]. \quad (4.37)$$

Значения варьируемых параметров представлены в таблицах (4.2-4.8).

Таблица 4.2 – Изменение значений начальной ступени передачи циклической нагрузки, F_i/F_u

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,2	0,2	0,853	0,026	1,2	0,29	0,03
0,4	0,2	0,2	0,791	0,026	1,2	0,29	0,03
0,6	0,2	0,2	0,874	0,026	1,2	0,29	0,03

Таблица 4.3 – Изменение значений циклической нагрузки, F_c/F_u

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,3	0,2	0,853	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,4	0,2	0,791	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,5	0,2	0,874	0,026	1,2	0,29	0,03

Таблица 4.4 – Изменение относительного расстояния до армирующего элемента, h_s/D

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,2	0,1	0,819	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,853	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,3	0,883	0,026	1,2	0,29	0,03

Таблица 4.5 – Изменение значения удельного веса грунта, $\gamma_0 D/p_u$

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,2	0,2	0,891	0,068	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,856	0,023	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,830	0,02	1,2	0,29	0,03

Таблица 4.6 – Изменение относительных размеров армирующего элемента, L/B

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,2	0,2	0,853	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,845	0,026	1,5	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,831	0,026	2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,814	0,026	3	0,29	0,03

Таблица 4.7 – Изменение относительного шага стержней, s_{st}/D

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,2	0,2	0,819	0,026	1,2	0,16	0,03
0,2	0,2	0,2	0,847	0,026	1,2	0,25	0,03
0,2	0,2	0,2	0,853	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,863	0,026	1,2	0,33	0,03

Таблица 4.8 – Изменение относительного диаметра арматуры, d_{st}/D

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$
0,2	0,2	0,2	0,960	0,026	1,2	0,29	0,016
0,2	0,2	0,2	0,890	0,026	1,2	0,29	0,025
0,2	0,2	0,2	0,853	0,026	1,2	0,29	0,03
0,2	0,2	0,2	0,83	0,026	1,2	0,29	0,041

Затем проводился множественный регрессионный анализ, в результате которого получено уравнение (4.38):

$$K_E = \exp \left[0,144 * \frac{F_i}{F_u} - 0,0199 * \frac{F_c}{F_u} - 0,3116 * \frac{h_s}{D} - 0,0128 * \frac{\Delta s_s}{\Delta s_0} + 0,148 * \frac{\gamma_0 \cdot D}{p_u} + 0,0194 * \frac{L}{B} - 0,349 * \frac{s_{st}}{D} + 5,84 * \frac{d_{st}}{D} + 0,0611 \right]. \quad (4.38)$$

Для проверки достоверности регрессионной модели результаты расчета сравнивались с результатами, полученными численным моделированием с помощью программы PLAXIS 3D V20. Абсолютная погрешность при прогнозировании значения K_E рассчитывалась для каждого случая и представлена в таблице 4.9.

Таблица 4.9 – Проверка регрессионной модели для K_E

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\Delta s_s}{\Delta s_0}$	$\frac{\gamma_0 D}{p_u}$	$\frac{L}{B}$	$\frac{s_{st}}{D}$	$\frac{d_{st}}{D}$	K_E PLAXIS 3D.	K_E по формуле	Погрешность %
0,2	0,2	0,2	0,853	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,121361	0,121
0,4	0,2	0,2	0,791	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,13	1,155158	2,226
0,6	0,2	0,2	0,874	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,2	1,187767	1,019
0,2	0,3	0,2	0,749	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,120627	0,055
0,2	0,4	0,2	0,658	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,119707	0,026
0,2	0,5	0,2	0,623	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,118	1,117986	0,001
0,2	0,2	0,2	0,853	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,121361	0,121
0,2	0,2	0,2	0,845	0,0296	1,5	0,29	0,03	1,121	1,128036	0,627
0,2	0,2	0,2	0,831	0,0296	2	0,29	0,03	1,137	1,139259	0,198
0,2	0,2	0,2	0,814	0,0296	3	0,29	0,03	1,164	1,161877	0,182
0,2	0,2	0,1	0,819	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,17	1,15736	1,080
0,2	0,2	0,2	0,853	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,121361	0,121
0,2	0,2	0,3	0,883	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,1	1,086536	1,223
0,2	0,2	0,2	0,819	0,0296	1,2	0,16	0,03	1,177	1,173969	0,257
0,2	0,2	0,2	0,847	0,0296	1,2	0,25	0,03	1,141	1,137227	0,330
0,2	0,2	0,2	0,853	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,121361	0,1215
0,2	0,2	0,2	0,863	0,0296	1,2	0,33	0,03	1,12	1,105659	1,280
0,2	0,2	0,2	0,96	0,0296	1,2	0,29	0,016	1,007	1,031821	2,464
0,2	0,2	0,2	0,89	0,0296	1,2	0,29	0,025	1,079	1,088541	0,884

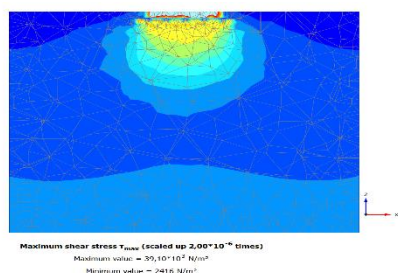
Продолжение таблицы 4.9

0,2	0,2	0,2	0,853	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,121361	0,121
0,2	0,2	0,2	0,83	0,0296	1,2	0,29	0,041	1,165	1,196196	2,677
0,2	0,2	0,2	0,891	0,081	1,2	0,29	0,03	1,13	1,129394	0,053
0,2	0,2	0,2	0,856	0,0289	1,2	0,29	0,03	1,166	1,121201	3,842
0,2	0,2	0,2	0,853	0,0296	1,2	0,29	0,03	1,12	1,121361	0,1215

Проведенный численный анализ с помощью программного комплекса PLAXIS 3D V20 по зависимости (S-P) с помощью 3D-модели дал идентичные значения.

Максимальные касательные напряжения были сосредоточены в арматуре (рисунок 4.13.а). Зоны потери прочности для армированного и неармированного основания представлены на рисунке 4.14.

а)



б)

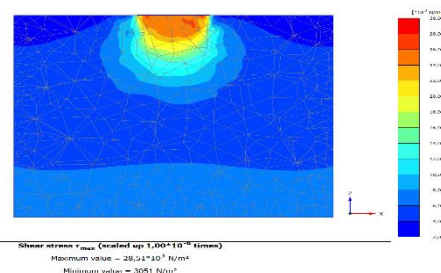


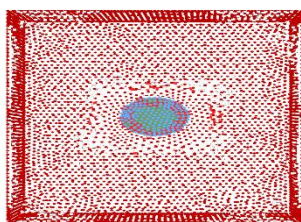
Рисунок 4.13 – Изолинии распределения максимальных касательных напряжений

в основании штампа при циклической нагрузке. $p = 0,081$ МПа при: а) расстоянии

до арматуры $h_s = 0,2D$ и б) без армирования. $F_i = F_c = 0,6F_u$; $n = 20$; $L/B =$

$$1,2; \gamma_0 = 1,53 \text{ г/см}^3, K_E = 1,17$$

а)



б)

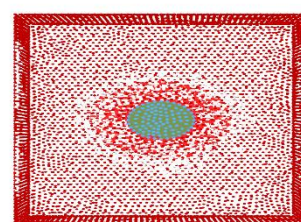


Рисунок 4.14 – Зоны потери прочности основания при циклической нагрузке.

при: а) расстоянии до арматуры $h_s = 0,2D$ и б) для неармированного основания.

$$F_i = F_c = 0,6F_u; n = 20; L/B = 1,2; \gamma_0 = 1,53 \text{ г/см}^3, K_E = 1,179$$

Для оценки влияния армирования на несущую способность основания K_s , при циклической схеме передачи нагрузок использовалась модель, представленная в уравнении (4.39).

$$K_s = \exp \left[c_1 * F_i / F_u + c_2 * F_c / F_u + c_3 * h_s / D + c_4 * \left(\Delta s / S_u \right)_{\text{арм}} + c_5 * \gamma_o / \gamma_{st} + c_6 * V_{st} / A_{\phi} * t_{\phi} + c_7 * L / B + c_8 * n + c_9 \right] \quad (4.39)$$

После множественного регрессионного анализа, формула приобрела следующий вид (4.40):

$$K_s = \exp \left[0,416 * F_i / F_u - 1,454 * F_c / F_u - 0,89 * h_s / D - 1,306 * \left(\Delta s / S_u \right)_{\text{арм}} + 6,692 * \gamma_o / \gamma_{st} + 3,981 * V_{st} / A_{\phi} * t_{\phi} - 0,356 * L / B - 0,0051 * n + 0,297 \right] \quad (4.40)$$

Значения варьируемых параметров представлены в таблицах (4.10-4.14).

Таблица 4.10 – Изменение значений начальной ступени передачи циклической нагрузки, F_i / F_u

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u} \right)_{\text{арм}}$	$\frac{\gamma_o}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_{\phi} * t_{\phi}}$	$\frac{L}{B}$	n
0,3	0,5	0,4	0,063	0,194	0,152	1,2	25
0,6	0,5	0,4	0,071	0,194	0,152	1,2	25
0,7	0,5	0,4	0,045	0,194	0,152	1,2	25

Таблица 4.11 – Изменение относительного расстояния до армирующего элемента, h_s / D

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u} \right)_{\text{арм}}$	$\frac{\gamma_o}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_{\phi} * t_{\phi}}$	$\frac{L}{B}$	n
0,6	0,6	0,1	0,39	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,2	0,34	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,3	0,16	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,4	0,2	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,5	0,24	0,194	0,152	1,2	20

Таблица 4.12 – Изменение относительных размеров армирующего элемента, L/B

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u}\right)_{\text{арм}}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,6	0,6	0,2	0,083	0,194	0,168	1,5	20
0,6	0,6	0,2	0,092	0,194	0,246	2	20
0,6	0,6	0,2	0,07	0,194	0,3318	3	20
0,6	0,6	0,2	0,067	0,194	0,438	3,6	20

Таблица 4.13 – Изменение количества циклов, n

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u}\right)_{\text{арм}}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,6	0,6	0,2	0,047	0,194	0,152	1,2	4
0,6	0,6	0,2	0,056	0,194	0,152	1,2	8
0,6	0,6	0,2	0,061	0,194	0,152	1,2	12
0,6	0,6	0,2	0,083	0,194	0,152	1,2	16
0,6	0,6	0,2	0,054	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,2	0,08	0,194	0,152	1,2	24
0,6	0,6	0,2	0,074	0,194	0,152	1,2	28
0,6	0,6	0,2	0,095	0,194	0,152	1,2	32
0,6	0,6	0,2	0,097	0,194	0,152	1,2	36

Таблица 4.14 – Изменение значения удельного веса грунта, γ_0/γ_{st}

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u}\right)_{\text{арм}}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,6	0,6	0,2	0,07	0,189	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,2	0,054	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,2	0,035	0,202	0,152	1,2	20

Для проверки регрессионной модели расчетные значения K_s сравнивались с экспериментальными значениями. Результаты представлены в таблице 4.15.

Таблица 4.15 – Сравнение экспериментальных и теоретических значений K_s

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u}\right)_{\text{арм}}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n	K_s Экспер.	K_s по формуле	Погреш- ность, %
0,3	0,5	0,4	0,063	0,194	0,152	1,2	25	1,833	1,831	0,06
0,6	0,5	0,4	0,071	0,194	0,152	1,2	25	2,05	2,053	0,193
0,7	0,5	0,4	0,045	0,194	0,152	1,2	25	2,218	2,215	0,124
0,6	0,6	0,2	0,083	0,194	0,168	1,5	20	1,647	2,052	24,623
0,6	0,6	0,2	0,092	0,194	0,246	2	20	2,07	2,315	11,879
0,6	0,6	0,2	0,07	0,194	0,3318	3	20	2,56	2,348	8,242
0,6	0,6	0,2	0,067	0,194	0,438	3,6	20	2,88	2,906	0,930
0,6	0,6	0,1	0,056	0,194	0,152	1,2	20	2,2	2,426	10,304
0,6	0,6	0,2	0,054	0,194	0,152	1,2	20	2,12	2,225	4,990
0,6	0,6	0,3	0,16	0,194	0,152	1,2	20	1,38	1,772	28,468
0,6	0,6	0,4	0,21	0,194	0,152	1,2	20	1,51	1,519	0,615
0,6	0,6	0,5	0,24	0,194	0,152	1,2	20	1,38	1,336	3,155
0,6	0,6	0,2	0,047	0,194	0,152	1,2	4	2,55	2,437	4,424
0,6	0,6	0,2	0,056	0,194	0,152	1,2	8	2,46	2,360	4,063
0,6	0,6	0,2	0,07	0,194	0,152	1,2	12	2,46	2,270	7,703
0,6	0,6	0,2	0,095	0,194	0,152	1,2	16	2,6	2,153	17,185
0,6	0,6	0,2	0,054	0,194	0,152	1,2	20	2,12	2,225	4,990
0,6	0,6	0,2	0,0913	0,194	0,152	1,2	24	2,15	2,077	3,389
0,6	0,6	0,2	0,087	0,194	0,152	1,2	28	2,15	2,046	4,806
0,6	0,6	0,2	0,107	0,194	0,152	1,2	32	2,15	1,953	9,133
0,6	0,6	0,2	0,113	0,194	0,152	1,2	36	2,15	1,899	11,663
0,6	0,6	0,2	0,07	0,189	0,152	1,2	20	2,04	2,108	3,333
0,6	0,6	0,2	0,054	0,194	0,152	1,2	20	2,12	2,225	4,990
0,6	0,6	0,2	0,035	0,202	0,152	1,2	20	2,37	2,407	1,570

Для определения несущей способности штампа на армированном песчаном основании с горизонтальным армированием (4.31), определяли $\left(\frac{\Delta s}{s_u}\right)_{\text{арм}}$ — отношение вертикального перемещения за время передачи циклирующей нагрузки к предельному вертикальному перемещению. Использовалась модель нелинейной регрессии, представленная в уравнении (4.36). Значения варьируемых параметров представлены в таблицах (4.16-4.21).

Таблица 4.16 – Изменение значений начальной степени передачи циклической нагрузки, F_i/F_u

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	25
0,4	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	25
0,6	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	25

Таблица 4.17 – Изменение значений циклической нагрузки, F_c/F_u

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,2	0,3	0,2	0,206	0,152	1,2	25
0,2	0,4	0,2	0,206	0,152	1,2	25
0,2	0,5	0,2	0,206	0,152	1,2	25

Таблица 4.18 – Изменение значения удельного веса грунта, γ_0/γ_s

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,2	0,2	0,2	0,189	0,152	1,5	20
0,2	0,2	0,2	0,194	0,152	2	20
0,2	0,2	0,2	0,202	0,152	3	20

Таблица 4.19 – Изменение относительных размеров армирующего элемента,

$$L/B$$

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,2	0,2	0,2	0,206	0,509	1	20
0,2	0,2	0,2	0,206	0,764	1,5	20
0,2	0,2	0,2	0,206	1,019	2	20

Таблица 4.20 – Изменение количества циклов, n

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	4
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	8
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	12
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	16
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	20
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	24
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	28
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	32
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	36

Таблица 4.21 – Изменение относительного расстояния до армирующего элемента,

$$h_s/D$$

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n
0,2	0,2	0,1	0,206	0,152	1,2	20
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20
0,2	0,2	0,3	0,206	0,152	1,2	20

Обработка численных данных производилась с помощью программного пакета Datafit 19.1.

Проводился множественный регрессионный анализ, в результате которого получено уравнение (4.41):

$$\frac{\Delta s}{S_u} = \exp \left[-1,778 * \frac{F_i}{F_u} + 4,891 * \frac{F_c}{F_u} - 2,07 * \frac{h_s}{D} + 17,371 * \frac{\gamma_o}{\gamma_{st}} + 1,414 * \frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi} - 0,627 * \frac{L}{B} + 0,0193 * n - 7,936 \right], \quad (4.41)$$

Для проверки регрессионной модели, результаты расчета сравнивались с результатами численного моделирования, полученными с помощью программы PLAXIS 3D V20. Абсолютная погрешность рассчитывалась для каждого случая и представлена в таблице 4.22.

Таблица 4.22 – Проверка регрессионной модели для $(\Delta s/S_u)_{\text{арм}}$

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_o}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n	$\left(\frac{\Delta s}{S_u}\right)_{\text{арм}}$	$\left(\frac{\Delta s}{S_u}\right)_{\text{арм}}$ по формуле	Погрешность
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,0137	0,0135	1,135
0,4	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,0104	0,0094	8,749
0,6	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,006	0,0066	10,822
0,2	0,3	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,025	0,022	11,637
0,2	0,4	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,037	0,036	2,624
0,2	0,5	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,058	0,0587	1,313
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,0137	0,0135	1,135
0,2	0,2	0,2	0,206	0,168	1,5	20	0,012	0,0114	4,356
0,2	0,2	0,2	0,206	0,246	2	20	0,01	0,0093	6,351
0,2	0,2	0,2	0,206	0,3318	3	20	0,005	0,0056	12,908
0,2	0,2	0,1	0,206	0,152	1,2	20	0,016	0,0166	4,160
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,0137	0,0135	1,135
0,2	0,2	0,3	0,206	0,152	1,2	20	0,01	0,011	10,078
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	4	0,0089	0,009	11,722

Продолжение таблицы 4.22

0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	8	0,0099	0,0107	8,506
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	12	0,01	0,0116	16,050
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	16	0,0126	0,0125	0,497
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	20	0,0137	0,0135	1,135
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	24	0,0153	0,0146	4,362
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	28	0,0161	0,0158	1,813
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	32	0,0166	0,017	2,878
0,2	0,2	0,2	0,206	0,152	1,2	36	0,0171	0,0184	7,893
0,2	0,2	0,2	0,189	0,152	1,2	20	0,01	0,01	0,811
0,2	0,2	0,2	0,194	0,152	1,2	20	0,011	0,0109	0,036
0,2	0,2	0,2	0,202	0,152	1,2	20	0,0129	0,0126	2,051

На рисунке 4.15 представлен алгоритм расчета несущей способности армированного песчаного основания при действии циклических нагрузок.

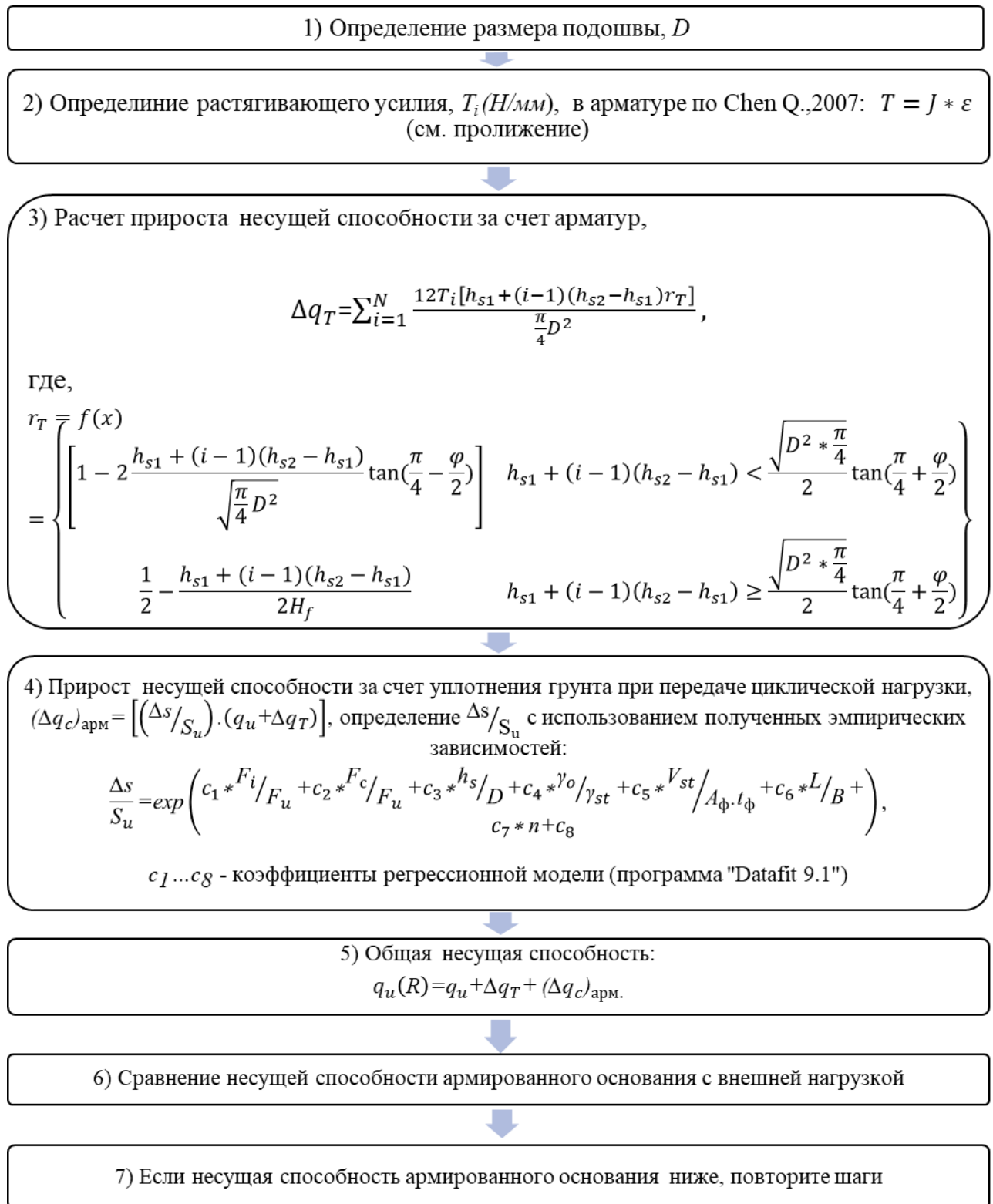


Рисунок 4.15 – Блок-схема расчета несущей способности армированного основания под действием циклических нагрузок

В таблице 4.23 приведены результаты сравнения несущей способности, полученные с использованием блок-схемы, экспериментально и расчетом, по формуле:

$$qu(R) = K_s * qu, \quad (4.42)$$

где $qu(R)$ – общая несущая способность основания при циклической схеме передачи нагрузок; K_s – повышающий коэффициент учитывающий влияние армирования на несущую способность основания при циклической схеме передачи нагрузок, полученный по формуле (4.40); qu – предельное статическое давление для неармированного песчаного основания при циклической схеме передачи нагрузок, кН /м², полученное моделированием с использованием программного комплекса Plaxis 3D.

$qu(R)$ Экспер. – значения, полученные в лабораторных условиях при циклической схеме передачи нагрузок.

Таблица 4.23 – Сравнение экспериментальных и теоретических значений несущей способности армированного основания при передаче циклических нагрузок на

штамп

$\frac{F_i}{F_u}$	$\frac{F_c}{F_u}$	$\frac{h_s}{D}$	$\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}}$	$\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi}$	$\frac{L}{B}$	n	$qu(R)$ Экспер.	$qu(R)$ по блок- схеме	$qu(R)$ по формуле (4.40)
0,3	0,5	0,4	0,194	0,152	1,2	25	0,176	0,138	0,12817
0,6	0,5	0,4	0,194	0,152	1,2	25	0,197	0,1367	0,14371
0,7	0,5	0,4	0,194	0,152	1,2	25	0,213	0,136	0,15505
0,6	0,6	0,2	0,194	0,168	1,5	20	0,14	0,1657	0,14364
0,6	0,6	0,2	0,194	0,246	2	20	0,176	0,158	0,16205
0,6	0,6	0,2	0,194	0,3318	3	20	0,218	0,1587	0,16436
0,6	0,6	0,1	0,194	0,152	1,2	20	0,154	0,141	0,16982
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	20	0,149	0,168	0,15575
0,6	0,6	0,3	0,194	0,152	1,2	20	0,097	0,176	0,12404

Продолжение таблицы 4.22

0,6	0,6	0,4	0,194	0,152	1,2	20	0,098	0,137	0,10633
0,6	0,6	0,5	0,194	0,152	1,2	20	0,097	0,129	0,09352
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	4	0,176	0,166	0,17059
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	8	0,17	0,167	0,1652
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	12	0,197	0,1675	0,1589
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	16	0,181	0,168	0,15071
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	20	0,224	0,1684	0,15575
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	24	0,149	0,169	0,14539
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	28	0,149	0,1694	0,14322
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	32	0,149	0,170	0,13671
0,6	0,6	0,2	0,194	0,152	1,2	36	0,149	0,1706	0,13293

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Итоги выполненного исследования

1. Экспериментальные исследования позволили установить что, циклирование на одной из ступеней нагружения приводит к уплотнению грунта и, как следствие, к увеличению несущей способности основания.

2. Суммарные значения вертикальных деформаций при циклических воздействиях больше, чем при статических нагрузках за счет накопления остаточных деформаций при повторных приложениях нагрузок.

3. Значения вертикальных деформаций и их приращение за время приложения циклической нагрузки возрастали до определенного количества циклов, при котором достигалось оптимальное значение плотности (в нашем случае это 20 – 24 цикла).

4. Армирование грунта позволяет на 40% ... 80% снизить как суммарные вертикальные деформации, так и деформации за время цикла по сравнению с неармированным грунтом.

5. Значения вертикальных деформаций за период цикла больше для основания армированного винипластом, по сравнению с металлической сеткой за счет пониженного значения изгибного модуля упругости пластика. В то же время при армировании винипластовой пластиной несущая способность основания возрастает и при циклической и при статической схеме передачи нагрузок и превышает те же значения при армировании металлической сеткой.

6. При внецентренном приложении нагрузок максимальное значение несущей способности наблюдалось при совпадении оси арматурной сетки с осью действия нагрузки. Несущая способность по сравнению с неармированным основанием возросла в 2 – 3 раза.

7. Оптимальный размер армирующего элемента исходя из значений удельной несущей способности для винипластовой пластины $1,5D \times 1,5D$, независимо от режима приложения нагрузок, для сетки оптимальным является

размер $D \times D$. Шероховатость армирующего элемента дает значительный эффект при небольших размерах (до $1,5D \times 1,5D$).

8. При двухслойном армировании максимальный эффект наблюдался при расположении верхнего яруса армирования в зоне развития максимальных сдвиговых напряжений. В этом случае верхняя сетка играла роль фиктивной подошвы. По сравнению с неармированным основанием значения предельной нагрузки выше практически в 4 раза и при статической и при циклической нагрузке. По сравнению с однослойным армированием, значения разрушающей нагрузки для двухслойного в (1,8 ... 2,8) раза выше для статической схемы передачи нагрузок, а для циклической в (1,9 ... 3,4).

9. Разработана регрессионная модель для определения повышающего коэффициента за счет армирования для модуля деформации и для определения несущей способности основания при циклической нагрузке.

10. Разработан метод расчета несущей способности армированных оснований, который корректно отражает поведение армированных песчаных грунтов при статических и циклических нагрузках.

Рекомендации по использованию результатов и перспективы дальнейшей разработки темы

Теоретические и экспериментальные результаты диссертационной работы могут быть рекомендованы для внедрения в практику строительства при устройстве фундаментов мелкого заложения под машины периодического действия подверженных циклическим и повторно-переменным нагрузкам.

Перспективы дальнейших исследований надо рассматривать в направлении совершенствования аналитического подхода напряженно-деформированного состояния армированной упругопластической среды и разработке новых методов повышения прочности и снижения деформативности оснований фундаментов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мангушев, Р. А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований / Р. А. Мангушев, Р. А. Усманов, С. В. Ланько, В. В. Конюшков. – М. – СПб. Изд-во АСВ, 2012. – 280с.
2. Леденев, В. В. Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях (опыты). Том 2 : Монография для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля / В. В. Леденев. – Тамбов : Тамбовский государственный технический университет, ЭБС АСВ, 2015. – 289 с.
3. Моро, Н. Известие о новом способе закладывать фундаменты в слабых грунтах / Н. Моро // Инженерные записки. – 1839. – №12.
4. Краев, А. Н. Обоснование использования песчаной армированной подушки в слабых глинистых грунтах под ленточными фундаментами : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Краев Андрей Николаевич. - Тюмень, 2014. - 140 с.
5. Спиридонов, А. Сооружение зданий на искусственном основании из песка / А. Спиридонов // Инженерные записки. – 1851. – №11.
6. Кузнецов, А. В. Архитектурные конструкции / А.В. Кузнецов. – М.: Изд-во академии архитектуры, 1944. – 722с.
7. Карлович, В. М. Основания и фундаменты / В. М. Карлович // Основания и фундаменты. – 1869.
8. Дмоховский, В. К. Краткий курс оснований и фундаментов / В. К. Дмоховский. – М.: 1931.
9. Курдюмов, В. И. Краткий курс оснований и фундаментов / В. И. Курдюмов. – СПб.: 1902.
10. Абелев, Ю. М. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах / Ю. М. Абелев, В.И. Крутов. – М.: Госстройиздат, 1962. – 148 с.
11. Далматов, Б. И. К вопросу о расчёте песчаных подушек под фундаментами. / Б. И. Далматов // Основания, фундаменты и механика грунтов. –1946. – №4.

12. Tochkov, E. Determination de la hauteur des semelles de sable sur sols tenders. «Comptes rendus du 5 congres international de mecanique des sols et des travaux de fondations», Paris, 1961, vol. I.

13. Морарескул, Н. Н. Основания и фундаменты в торфяных грунтах / Н. Н. Морарескул. – Л.: Стройиздат, 1979. – 80с.

14. Чичкин, А. Ф. Песчаные подушки в торфяных грунтах : дисс. ... канд. техн. наук : 05.00.00 / Чичкин, Александр Федорович. – Ленинград, 1970. – 191 с.

15. Пат. 2363814, МПК51 Е 02 D 27/08. Способ повышения несущей способности фундаментов на слабых водонасыщенных грунтах / А.Н. Краев [и др.]. – 2009. – Бюл. № 22.

16. Франциус, О. Основания и фундаменты: / О. Франциус // Под ред. Дмоховского В. К. – Л.: Вестник Ленинградского Облисполкома, 1930. – 384с.

17. Хрянина, О. В. Экспериментально-теоретическая оценка совместной работы конструкции гибкого фундамента с армированным основанием : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Хрянина Ольга Викторовна. – Пенза, 2005. – 236 с.

18. Хрянина О. В. Совместная работа гибкого фундамента с армированным основанием : [монография] / О. В. Хрянина; Министерство образования и науки Российской Федерации, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Пензенский государственный университет архитектуры и строительства" (ПГУАС). – Пенза : Изд-во ПГУАС, 2016. – 203 с.

19. Мирсаяпов, И. Т. Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов / И. Т. Мирсаяпов, А. О. Попов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2008. – № 2(10). – С. 75-80.

20. Сафин Д. Р. Экспериментальные исследования НДС слабых водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными элементами / Д.Р. Сафин // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №4(30). – С.230-236.

21. Попов, А. О. Несущая способность и деформации армированных грунтовых оснований: массивов: автореферат дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / А. О. Попов. – Санкт-Петербург, 2012. – 24 с.

22. Попов, А. О. Несущая способность и осадки грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами / А. О. Попов // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 11. – С. 27-31.

23. Краев, А. Н. Экспериментально-теоретическое обоснование использования песчаной армированной сваи в водонасыщенных глинистых грунтах : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Краев Алексей Николаевич. - Тюмень, 2009. - 23 с.

24. Антонов, В. М. Экспериментальные исследования дискретно армированных оснований / В. М. Антонов, И. А. Аль-Накди, М. А. Попов // Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство, транспорт : Материалы 5-й Международной научно-практической конференции Института архитектуры, строительства и транспорта, Тамбов, 24–25 мая 2018 года. – Тамбов: Издательство Першина Р.В., 2018. – С. 148-155.

25. Мустакимов, В. Р. Исследование НДС армированного вертикальными элементами песчаного грунта, проявляющего просадочные свойства в объемном лотке / В. Р. Мустакимов, Р. И. Шафигуллин // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2008. – № 1(9). – С. 89-95.

26. Мустакимов, В. Р. Экспериментальные исследования стесненной просадки квазипросадочного и сжимаемости рыхлого песчаного грунтов, армированных вертикальными элементами / В. Р. Мустакимов, Е. В. Иванова, Р. И. Шафигуллин // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2007. – №1. – С. 29-34.

27. Пономарев, А. Б. Геотехнические аспекты применения геосинтетических материалов в строительстве. Области применения. Результаты / А. Б. Пономарев // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении :

Материалы международной научно-технической конференции, Новочеркасск, 29–31 мая 2018 года. – Новочеркасск: ООО "Лик", 2018. – С. 18-32.

28. Шенкман, Р. И. Расчет осадок слабых глинистых оснований, улучшенных вертикальными грунтовыми элементами в оболочке из геосинтетических материалов : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Шенкман Роман Игоревич. – Пермь, 2016. – 147 с.

29. Travush, V. I. Theoretical Substantiation of the Mechanism Patterns of the Manmade Base “Structural Geotechnical Solid” / V. I. Travush, V. S. Fedorov, O. A. Makovetskiy // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2020. – Vol. 16. – No 4. – P. 103-110. – DOI 10.22337/2587-9618-2020-16-4-103-110.

30. Леденев, В. В. Влияние горизонтального армирования на несущую способность глинистого основания / В. В. Леденев, Диавара Сонда // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. – 2008. – № 3(11). – С. 23-28.

31. Леденев, В. В. Осадка и несущая способность песчаного основания рамных фундаментов / В. В. Леденев, В. М. Струлев, Азама Нилас // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2008. – № 4-20. – С. 14-17.

32. Довгалюк, А. С. Влияние армирования на несущую способность песчаного основания / А. С. Довгалюк, В. В. Леденев, В. М. Струлев // Дневник науки. – Пермь: 2018. - №4(16). – 2 с.

33. Мащенко, А. В. Анализ изменения деформационных свойств глинистого грунта, армированного геосинтетическими материалами при разном показателе текучести / А. В. Мащенко, А. Б. Пономарев, Ю. Ю. Моисеева // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. – 2014. – № 3. – С. 106-118.

34. Гришина, А. С. Результаты исследований прочностных характеристик глинистых грунтов, армированных различными геосинтетическими материалами / А. С. Гришина, А. В. Мащенко, А. Б. Пономарев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета.

Прикладная экология. Урбанистика. – 2015. – № 4(20). – С. 9-21. – DOI 10.15593/2409-5125/2015.04.01.

35. Анализ влияния различных типов армирования на деформационные характеристики глинистого грунта / А. Н. Богомолов, А. Б. Пономарев, А. В. Мащенко, А. С. Кузнецова // Интернет-вестник ВолгГАСУ. – 2014. – № 4(35). – С. 11.

36. Михайлин, Р. Г. Совершенствование методики расчета армирования основания нежестких дорожных одежд георешетками : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Михайлин Роман Геннадьевич. - Хабаровск, 2016. - 114 с.

37. Татьянников, Д. А. Исследование напряженного состояния армированных фундаментных подушек при помощи модельных штамповых испытаний / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев // Вестник гражданских инженеров. – 2017. – № 1(60). – С. 120-126.

38. Татьянников, Д. А. Численное моделирование работы конструкций армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев // Вестник МГСУ. – 2016. – № 11. – С. 21-31. – DOI 10.22227/1997-0935.2016.11.21-31.

39. Татьянников, Д. А. Анализ работы армированного песчаного основания на основе штамповых модельных испытаний / Д. А. Татьянников, В. И. Клевеко, А. Б. Пономарев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Урбанистика. – 2012. – № 4(8). – С. 92-102.

40. Татьянников, Д. А. Исследование характеристик взаимодействия геосинтетических материалов с грунтом для оценки несущей способности армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев, В. И. Клевеко // Международная научно-практическая конференция, посвященная 55 - летию кафедры строительного производства и геотехники ПНИПУ и 60-летию кафедры гидротехнических и земляных сооружений ВолгГАСУ : материалы конференции. Волгоград. – 2015. – С. 310-317.

41. Татьянников, Д. А. Натурные штамповые испытания армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8. – № 3. – С. 97-105. – DOI 10.15593/2224-9826/2017.3.11.

42. Пономарев, А. Б. Анализ работы песчаных подушек, армированных горизонтальными геосинтетическими элементами / А. Б. Пономарев, Д. А. Татьянников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2019. – № 6. – С. 2-7.

43. Офрихтер, В. Г. Методы строительства армогрунтовых конструкций / В. Г. Офрихтер, А. Б. Пономарёв, В. И. Клевеко, К. В. Решетникова. – М.: Издательство АСВ, 2013. – 152с.

44. Клевеко, В. И. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния армированных грунтовых оснований в глинистых грунтах / В. И. Клевеко // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – № 4(30). – С. 188-197.

45. Клевеко, В. И. Исследование работы армированных глинистых оснований / В. И. Клевеко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 4. – С. 101-110.

46. Клевеко, В. И. Оценка напряженно-деформированного состояния армированных оснований в пылевато-глинистых грунтах : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Клевеко Владимир Иванович. - Пермь, 2002. - 152 с.

47. Безусова, Е. А. Исследование аналитического моделирования грунта основания, укрепленного геосеткой / Е. А. Безусова, А. А. Мамаева, В. И. Клевеко // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2019. – Т. 2. – С. 34-40.

48. Клевеко, В. И. Сравнение модельных штамповых испытаний и расчетов по методу конечных элементов / В. И. Клевеко, Д. А. Татьянников, Е. О. Драчева // Вестник Пермского национального исследовательского

политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 4. – С. 170-179.

49. Рубцова, М. В. Анализ возможности использования приборов трехосного сжатия для изучения прочностных и деформационных характеристик армированных грунтов / М. В. Рубцова, В. И. Клевеко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7. – № 4. – С. 143-150. – DOI 10.15593/2224-9826/2016.4.14.

50. Рубцова, М. В. Планирование и подготовка испытаний горизонтально армированных образцов грунта на приборе трехосного сжатия / М. В. Рубцова, В. И. Клевеко // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2017. – Т. 2. – С. 107-114.

51. Durga Prasad, B., C. Hariprasad, and B. Umashankar. "Load-settlement response of square footing on geogrid reinforced layered granular beds." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 2, no. 4 (2016): 1-10.

52. Исакова, Е. А. Исследование характера работы грунтового основания, усиленного плоскостным геомассивом по методу смолизации / Е. А. Исакова, Т. М. Бочкарева // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – Пермь: 2015. – С.54-66.

53. Исакова, Е. А. Исследование характера работы искусственно улучшенного основания, усиленного разновеликими горизонтальными элементами / Е. А. Исакова, Т. М. Бочкарева // Вестник МГСУ. – 2016. – № 5. – С. 39-51.

54. Хрянина, О. В. Влияние армирования основания на внутренние усилия в модели гибкого фундамента / О. В. Хрянина, А. А. Белый // Молодой ученый. – 2015. – № 10(90). – С. 345-348.

55. Хрянина, О. В. Экспериментально-теоретические исследования гибкого фундамента с армированным основанием / О. В. Хрянина // Образование и наука в современном мире. Инновации. – 2016. – № 6-1. – С. 210-216.

56. Мельников, А. В. Прочность и деформируемость слабых грунтов оснований, усиленных армированием / А. В. Мельников, О. В. Хрянина, С. А. Болдырев // – Пенза: ПГУАС, 2014. – 176 с.

57. Хрянина, О. В. Прочность армированных песчаных грунтов в условиях одноплоскостного среза / О. В. Хрянина, Т. В. Пономарева // Молодой ученый. – 2015. – № 10(90). – С. 352-355.

58. Антонов, С. В. Исследование напряженно-деформированного состояния армированного песчаного основания: автореф. дисс. ... магистра техники и технологии: 270100.1/ С. В. Антонов, В. М. Антонов. - Тамбов: ТГТУ, 2006.

59. Козлов, А. А. Экспериментальное исследование влияния армирования однослойного массива грунта на совместную работу стальной П-образной рамы с песчаным основанием / А. А. Козлов, Ю. А. Козлова, В. М. Антонов // Научный альманах. – 2016. – № 4-3(18). – С. 101-104. – DOI 10.17117/na.2016.04.03.101.

60. Антонов, В. М. Экспериментальные исследования армированных оснований : монография / В.М. Антонов. – Тамбов : Изд-во ГОУ ВПО ТГТУ, 2011. – 80 с.

61. Антонов, В. М. Влияние армирования на несущую способность и деформативность песчаного основания: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Антонов Василий Михайлович. - Волгоград, 1998. - 21 с.

62. Сахарова, С. И. Армированные грунтовые подушки как основания гидротехнических сооружений мелиоративных систем в торфах : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.07 / Сахарова Светлана Ильинична. - Москва, 1990. - 15 с.

63. Полуновский, А. С. Применение нетканых синтетических материалов при строительстве автомобильных дорог на слабых грунтах / А. С. Полуновский. – М.: Оргтрансстрой, 1979 – С. 17-18.

64. Турсунов, Худойназар Абдусаматович. Напряженно-деформированное состояние армированных двухслойных лессовых оснований :

автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Турсунов Худойназар Абдусаматович. - Пермь, 1991. - 17 с.

65. Воронцов, В. В. Вертикальное армирование деятельного слоя в основании дорожной конструкции : автореферат дис. ... кандидата технических наук : 05.23.02, 05.23.11 / Воронцов, Вячеслав Викторович. - Тюмень, 2006. - 18 с.

66. Краев, А. Н. Экспериментальные исследования влияния гибких армирующих элементов на деформированное состояние основания из водонасыщенного суглинка / А. Н. Краев // Сборник Всероссийской научно-практической конференции «Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири». – Тюмень: 2007. – С.147-150.

67. Тажигулов, А. А. Песчаные подушки с геотекстилем на слабых водонасыщенных глинистых грунтах : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Тажигулов Алмао Амантаевич. - Москва, 1993. - 20 с.

68. Ширанов, А. М. Физическое моделирование армированной песчаной подушки в основании фундамента / А. М. Ширанов, А. Л. Невзоров // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 9. – № 4. – С. 80-92. – DOI 10.15593/2224-9826/2018.4.08.

69. Ширанов, А. М. Повышение устойчивости песчаной подушки за счет преднапряжения армирующих слоев геосинтетика / А. М. Ширанов, А. Л. Невзоров // Construction and Geotechnics. – 2020. – Т. 11. – № 1. – С. 30-40. – DOI 10.15593/2224-9826/2020.1.03.

70. Федоренко, Е. В. Сравнение вариантов определения псевдосцепления в армированном грунте / Е. В. Федоренко, Д. Т. Фам // Дороги и мосты. – 2017. – № 2(38). – С. 14.

71. Vantamuri, Shweta N. Performance of cyclic loading on circular footing on geogrid reinforced sandbed.

72. Экспериментальные исследования работы слабого глинистого основания, армированного геотекстильным материалом под действием

полосовой нагрузки / В. В. Воронцов, В. М. Чикишев, Ю. В. Огороднова, А. С. Липихин // Научно-технический вестник Поволжья. – 2014. – № 3. – С. 88-93.

73. Бай, В. Ф. Экспериментальные исследования работы площадных фундаментов на слабом глинистом основании, усиленном песчаной армированной подушкой / В. Ф. Бай, А. Н. Краев // Научно-технический вестник Поволжья. – 2011. – № 1. – С. 72-75.

74. Бай, В. Ф. Исследование работы песчаной армированной по контуру подушки с криволинейной подошвой в условиях слабых глинистых грунтов / В. Ф. Бай, А. Н. Краев // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 3(44). – С. 107-110.

75. Краев, А. Н. Экспериментальные исследования работы слабого глинистого основания, усиленного песчаной армированной подушкой с криволинейной подошвой / А. Н. Краев // Научно-технический вестник Поволжья. – 2013. – № 5. – С. 221-224.

76. Экспериментальное обоснование использования песчаной армированной по контуру подушки с криволинейной подошвой под ленточными фундаментами / В. Ф. Бай, А. Н. Краев, П. И. Васенин, Д. С. Скворцов // Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири : сборник материалов международной научно-практической конференции в трех томах, Тюмень, 15 апреля 2014 года / Редакционная коллегия: М.Н Чекардовский, Л.Н. Скипин, В.В. Воронцов, А.Е. Сбитнев. – Тюмень: ФГБОУ ВПО "Тюменский государственный архитектурно-строительный университет", 2014. – С. 6-10.

77. Кашарина, Т. П. Результаты исследований грунтоармированных оснований / Т. П. Кашарина, А. П. Приходько // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2015. – № 1. – С. 91-102. – DOI 10.15593/2224-9826/2015.1.07.

78. Мирсаяпов, И. Т. Напряжённо-деформированное состояние грунтового основания армированного вертикальными и горизонтальными

элементами / И. Т. Мирсаяпов, Р. А. Шарафутдинов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2017. – № 1(39). – С. 153-158.

79. Хамдан Фуад Ахмед. Повышение несущей способности глинистых грунтов методом армирования базальтовым волокном : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Хамдан Фуад Ахмед. - Киев, 1990. - 21 с.

80. Ramesh, H. N. "Effect of static and cyclic loading on behavior of fiber reinforced sand." *IOSR Journal of Engineering* 3 (2013): 56-63.

81. Гришина, А. С. Анализ прогностических моделей определения прочности фиброгрунта на сдвиг / А. С. Гришина, А. Б. Пономарев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8. – № 3. – С. 106-112. – DOI 10.15593/2224-9826/2017.3.12.

82. Пономарев, В. С. Анализ существующих методик по определению прочности конструкций из фиброгрунта / В. С. Пономарев, А. С. Гришина // Химия. Экология. Урбанистика. – 2018. – Т. 2018. – С. 483-488.

83. Безматерных, А. В. Изучение особенностей развития пластических деформаций в грунтах / А. В. Безматерных, В. Г. Офрихтер // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 9. – № 2. – С. 88-97. – DOI 10.15593/2224-9826/2018.2.08.

84. Пономарев, А. Б. Применение фиброармированного песка в качестве основания зданий и сооружений / А. Б. Пономарев, А. С. Кузнецова, В. Г. Офрихтер // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2013. – № 30(49). – С. 101-107.

85. Clement, Sandrine, R. Sahu, R. Ayothiraman, and G. V. Ramana. "Experimental studies on dynamic response of a block foundation on sand reinforced with geogrid." In *Proceedings of Geosynthetics*, pp. 15-18. 2015.

86. Алюшев, И. И. Исследование вертикальных деформаций и несущей способности оснований, армированных горизонтальными сетками при циклическом нагружении / И. И. Алюшев // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2016. – Т. 1. – С. 102-108.

87. Мирсаяпов, И. Т. Экспериментальные исследования моделей армированных горизонтальными сетками оснований при циклическом нагружении / И. Т. Мирсаяпов, И. И. Алюшев // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – № 3(37). – С. 173-178.

88. Moghaddas Tafreshi, S. N., Tavakoli Mehrjardi, G., & Ahmadi, M. (2011). Experimental and numerical investigation on circular footing subjected to incremental cyclic loads. *International Journal of Civil Engineering*, 9(4), 265-274.

89. Puri, V. K., S. Kumar, B. M. Das, S. Prakash, and B. Yeo. "Settlement of reinforced subgrades under dynamic loading." In *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Volumes 1, 2, 3 and 4)*, pp. 925-928. IOS Press, 2009.

90. Золотозубов, Д. Г. Расчеты армированных грунтовых оснований при возникновении карстовых провалов / Д. Г. Золотозубов, А. Б. Пономарев // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2010. – № 18(37). – С. 19-22.

91. Мирсаяпов, И. Т. Расчетная модель несущей способности и деформаций армированных оснований при циклическом нагружении / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 4. – С. 32-47.

92. Hataf, N. A. H. Boushehrian, and A. Ghahramani. Experimental and numerical behavior of shallow foundations on sand reinforced with geogrid and grid anchor under cyclic loading / N. Hataf, A. H. Boushehrian, and A. Ghahramani. // *Civil Engineering* 17, no. 1 (2010).

93. Sahu, Raghvendra, Ramanathan Ayothiraman, and Gunturi Venkata Rama. "Dynamic response of model footing on reinforced sand." In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Slope Stability and Landslides, Laboratory Testing, and In Situ Testing*, pp. 199-207. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2018.

94. Скворцов, Е. П. Влияние контурного армирования грунтового основания на снижение колебаний фундаментов с динамическими нагрузками : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Скворцов Егор Петрович. - Новосибирск, 2006. - 172 с.

95. Мангушев, Р. А. Пути повышения эффективности применения уплотненных грунтовых подушек на слабых грунтах / Р. А. Мангушев, Р. А. Усманов // Вестник гражданских инженеров. – 2019. – № 2(73). – С. 62-70. – DOI 10.23968/1999-5571-2019-16-2-62-70.

96. Горбунова, М. А. Анализ методов усиления грунтового основания вертикальным и горизонтальным армированием / М. А. Горбунова, В. И. Клевеко // Master's Journal. – 2020. – № 1. – С.

97. Ольхина, Т. А. Анализ расчетов несущей способности армированного грунта / Т. А. Ольхина, С. Р. Хакимова, В. И. Клевеко // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2020. – Т. 2. – С. 304-309.

98. Пономарев, А. Б. Влияние глубины заложения армирующего материала на несущую способность основания при провалах грунта / А. Б. Пономарев, Д. Г. Золотозубов // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – № 2(23). – С. 100-103.

99. Татьянников, Д. А. Исследования механических характеристик геосинтетических материалов для разработки методики расчета несущей способности армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев, В. И. Клевеко // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2015. – № 1. – С. 84-89.

100. Тимофеева, Л. М. Исследование работы армирующей текстильной прослойки в грунтовом массиве // Синтетические текстильные материалы в

конструкциях автомобильных дорог (Труды СоюзДорНИИ). - М., 1983. - С. 38-44.

101. Тимофеева, Л. М. Анализ напряженно-деформированного состояния армированных двухслойных лессовых оснований методом конечных элементов / Л. М. Тимофеева, Х. А. Трусков // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала: Межвуз. сб. научн. тр. / Перм. политехи, ин-т. - Пермь, 1989. - С. 187-195.

102. Тимофеева, Л. М. Армирование грунтов (теория и практика применения); Перм. политехи, ин-т. - Пермь, 1991. – 478 с.

103. Тимофеева, Л. М. Полунатурные испытания армированных грунтовых подушек из просадочных грунтов лессовых уплотненных грунтов / Л. М. Тимофеева, Х. А. Трусков // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала: Межвуз. сб. научн. тр. / Перм. политехи, ин-т. - Пермь, 1986. - С. 27-34.

104. Тимофеева, Л. М. Предельная несущая способность армированных оснований // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала: Межвуз. сб. научн. тр./ Перм. политехи, ин-т. - Пермь, 1991. - С. 9-24.

105. Маковецкий, О. А. Расчет и конструирование искусственного основания «структурный геотехнический массив» : дисс. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Маковецкий Олег Александрович. - Москва, 2021. - 363 с.

106. Татьянников, Д. А. Исследования механических характеристик геосинтетических материалов для разработки методики расчета несущей способности армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянников, А. Б. Пономарев, В. И. Клевеко // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2015. – № 1. – С. 84-89.

107. Chen, Qiming. "An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation." (2007).

108. Козунова, О. В. Расчет жестких круглых плит на двухслойном основании. Постановка задачи вариационным методом / О. В. Козунова, А. А. Васильев, Д. М. Гурский // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие

технологии : Материалы Международной научно-технической конференции, Могилев, 26–27 апреля 2018 года / Главный редактор И.С. Сазонов. – Могилев: Государственное учреждение высшего профессионального образования "Белорусско-Российский университет", 2018. – С. 287-288.

109. Козунова, О. В. Плоская задача расчета фундаментных плит на неоднородных основаниях с переменными параметрами упругости / О. В. Козунова // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы международной научно-технической конференции, Могилев, 27–28 апреля 2017 года / ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет». – Могилев: Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования "Белорусско-Российский университет", 2017. – С. 258-259.

110. Козунова, О. В. Нелинейный расчет инженерной системы "плита-основание" с использованием переменного модуля деформации / О. В. Козунова, Е. А. Сигай // Вестник гражданских инженеров. – 2011. – № 1(26). – С. 72-81.

111. Козунова О. В. Статический анализ системы "балочная плита — нелинейно-упругое неоднородное основание" вариационно-разностным методом: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Козунова Оксана Васильевна. - Минск, 2017. - 169, [1] л.

112. Козунова, О. В. Би-нелинейный расчет системы "балочная плита - неоднородное основание" / О. В. Козунова // Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред : Материалы XXIV международного симпозиума имени А.Г. Горшкова, Вятчи, 19–23 марта 2018 года. – Вятчи: ООО "ТРП", 2018. – С. 135-137.

113. Нестеров, И. В. Моделирование взаимодействия инженерных сооружений с грунтом с использованием адаптивных дискретных моделей / И. В. Нестеров, А. Д. Мерзлякова // Естественные и технические науки. – 2021. – № 4(155). – С. 270-275.

114. Нестеров, И. В. Особенности использования адаптивных дискретных моделей МКЭ при нелинейном взаимодействии массива грунта с инженерными

сооружениями / И. В. Нестеров, А. Д. Мерзлякова // Научно-технический вестник Поволжья. – 2020. – № 10. – С. 73-77.

115. Богомолов, А. Н. Упругопластический расчет несущей способности основания незаглубленного фундамента (условия смешанной задачи) / А. Н. Богомолов, А. В. Прокопенко // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2015. – № 39(58). – С. 4-16.

116. Богомолов, А. Н. Особенности численного решения задачи о несущей способности основания в условиях смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта / А. Н. Богомолов, А. В. Прокопенко // Интернет-вестник ВолГАСУ. – 2015. – № 1(37). – С. 18.

117. Богомолов, А. Н. Сопоставление результатов физических и численных экспериментов по определению несущей способности однородного основания штампа / А. Н. Богомолов, О. А. Богомоллова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 6. – С. 7-11.

118. Прокопенко, А. В. Численный анализ несущей способности основания в смешанной постановке : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Прокопенко Алексей Васильевич. - Волгоград, 2015. - 167 с.

119. Nesterov, Ivan V., and Aleksandra D. Merzliakova. "Adaptive Discrete FEM Models for Nonlinear Interaction of Soil with Engineering Structures." In *International Scientific Conference on Energy, Environmental and Construction Engineering*, pp. 281-295. Springer, Cham, 2020.

120. Чернов, Ю. Т. Общий случай плоских колебаний массивных тел на упругих опорах / Ю. Т. Чернов, М. В. Осипова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2015. – № 4(261). – С. 58-63.

121. Чернов, Ю. Т. Расчет систем виброизоляции оборудования, в том числе, с нелинейными характеристиками / Ю. Т. Чернов, М. Д. Х. Зебилила // Строительная механика и расчет сооружений. – 2017. – № 4(273). – С. 47-54.

122. Осипова, М. В. Колебания виброизолированных систем и систем с динамическими гасителями колебаний в переходных режимах : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.17 / Осипова Мария Владимировна. - Москва, 2014. - 121 с.
123. Чернов, Ю. Т. Расчет массивных фундаментов под виброактивное оборудование / Ю. Т. Чернов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – № 2. – С. 15-19.
124. Чернов, Ю. Об одном прикладном методе динамики сооружений / Ю. Чернов // Вестник МГСУ. – 2008. – № 1. – С. 138-147.
125. Khalili, N., M. A. Habte, and S. Valliappan. "A bounding surface plasticity model for cyclic loading of granular soils." *International journal for numerical methods in engineering* 63, no. 14 (2005): 1939-1960.
126. Jyoti Agarwal. Investigations on a geosynthetic reinforced bearing layer under static and dynamic loading / Agarwal Jyoti, Ravi S. Jakka. // Indian Geotechnical Conference IGC2016 15-17 December 2016, IIT Madras, Chennai, India.
127. Клевеко, В. И. Оценка величины осадки фундамента на глинистых основаниях, армированных горизонтальными прослойками / В. И. Клевеко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Охрана окружающей среды, транспорт, безопасность жизнедеятельности. – 2012. – № 1. – С. 89-98.
128. Tatiannikov, D. A. "Development of a method for calculating the ultimate resistance force of a sand pad with a variable reinforcement pitch." In *Journal of Physics: Conference Series*, vol. 1928, no. 1, p. 012054. IOP Publishing, 2021.
129. Клевеко, В. И. Сравнение модельных штамповых испытаний и расчетов по методу конечных элементов / В. И. Клевеко, Д. А. Татьянаников, Е. О. Драчева // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 4. – С. 170-179.
130. Татьянаников, Д. А. Разработка методики расчета несущей способности армированных фундаментных подушек / Д. А. Татьянаников, А. Б. Пономарев // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении :

Материалы международной научно-технической конференции, Новочеркасск, 29–31 мая 2018 года. – Новочеркасск: ООО "Лик", 2018. – С. 679-687.

131. Безусова, Е. А. Исследование метода жесткопластических конечных элементов при определении несущей способности армированных оснований / Е. А. Безусова, А. А. Мамаева, В. И. Клевеко // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2020. – Т. 2. – С. 346-351.

132. ГОСТ 12536–2014. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава.

133. ГОСТ 5180–2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

134. ГОСТ 22733-2016. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности.

135. ГОСТ 12248.1-2020. Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза.

136. ГОСТ 12248.4-2020. Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия.

137. ГОСТ 7348-81. Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия [Текст]. – Введ. 1983–01–01. – М.: Изд-во стандартов, 2003. – 3, 8 с.

138. ГОСТ 9639-71. Листы из пластики из непластифицированного поливинилхлорида (винипласт листовой).

139. Диавара Сонда. Влияние армирования на деформативность связного основания : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Диавара Сонда. - Волгоград, 2008. - 217 с.

140. Фоменко, И. К. О модели поведения грунтов Мора-Кулона / И. К. Фоменко, К. В. Кургузов, О. В. Зеркаль, О. Н. Сироткина // Современные полевые и лабораторные методы исследования грунтов - изыскания и проектирование : Материалы докладов Общероссийской научно-практической конференции, Москва, 20–21 сентября 2018 года. – Москва: Геомаркетинг, 2018. – С. 130-139.

141. Drucker, Daniel Charles, and William Prager. "Soil mechanics and plastic analysis or limit design." *Quarterly of applied mathematics* 10, no. 2 (1952): 157-165.
142. Labuz, Joseph F., and Arno Zang. "Mohr–Coulomb failure criterion." *Rock mechanics and rock engineering* 45, no. 6 (2012): 975-979.
143. Строкова, Л. А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов / Л. А. Строкова // Известия Томского политехнического университета. – 2008. – Т. 313. – № 1. – С. 69-74.
144. Кулешов, А. П. Научно-методические основы расчетов напряженно-деформированного состояния грунтов основания в условиях плотной застройки : дисс. ... канд. геол.-мин. наук : 25.00.08 / Кулешов Александр Петрович. - Москва, 2019. - 162 с.
145. Курилин, Н. О. Прогноз изменения НДС неоднородного грунтового массива оснований плитных фундаментов АЭС : дисс. ... канд. техн. наук : 2.1.2 / Курилин Никита Олегович. - Москва, 2021. - 149 с.
146. Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M. and Beuth, L., 2007. Plaxis 3D foundation material models manual version 2. *Plaxis bv, Delft*.
147. Болдырев, Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояния вопроса / Г. Г. Болдырев ; Г. Г. Болдырев ; М-во образования и науки Российской Федерации, Федеральное агентство по образованию, Гос. образовательное учреждение высш. проф. образования "Пензенский гос. ун-т архитектуры и стр-ва". – Пенза : ПГУАС, 2008. – 695 с.
148. Мирный, А. Ю. Области применения современных механических моделей грунтов / А. Ю. Мирный, А. З. Тер-Мартirosян // Геотехника. – 2017. – № 1. – С. 20-26.
149. Федорова, Т. С. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтового массива камеры шлюза доковой конструкции / Т. С. Федорова, С. Н. Левачев // Вестник МГСУ. – 2017. – Т. 12. – № 5(104). – С. 519-528. – DOI 10.22227/1997-0935.2017.5.519-528.
150. Кургузов, К. В. Основополагающие математические модели грунтов в практике геотехнического моделирования. Обзор / К. В. Кургузов, И. К.

Фоменко // Естественные и технические науки. – 2019. – № 5(131). – С. 240-247. – DOI 10.25633/ETN.2019.05.04.

151. Еще раз о модели упрочняющегося грунта HS от ее создателей и пользователей [Электронный ресурс]. — Режим доступа: URL: <https://geoinfo.ru/products-pdf/eshche-raz-o-modeli-uprochnyayushchegosya-grunta-ot-ee-sozdatelej-i-polzovatelej.pdf> (дата обращения: 15.09.22).

152. Орехов, В. В. Использование модели упрочняющегося грунта для описания поведения песка различной плотности при нагружении / В. В. Орехов, М. В. Орехов // Вестник МГСУ. – 2014. – № 2. – С. 91-97.

153. Al-Dawoodi, A. B., F. H. Rahil, and M. Q. Waheed. "Numerical Simulation of Shallow Foundation Behavior Rested on Sandy Soil." In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 856, no. 1, p. 012042. IOP Publishing, 2021.

154. Manual, A.U., Version: release 18.1, ANSYS.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Пример расчета несущей способности армированного основания по блок-схеме, предложенной на рисунке 4.15

Исходные данные:

$D = 0,12$ м; $\gamma_0 = 15,3$ кН/м³; $N = 1$ (1 слой армирования); $Df = 0$ (глубина заложения штампа); $h_s/D = 0,2$; $F_i/F_u = 0,6$; $F_c/F_u = 0,6$; $\frac{\gamma_0}{\gamma_{st}} = 0,149$; $\frac{V_{st}}{A_\phi * t_\phi} = 0,152$; $\frac{L}{B} = 1,2$; $n = 20$; $\varphi = 26,5^\circ$; $c = 3,3$ кПа; $E = 1340$ кПа; $qu = 48,5$ кПа по формуле $N_u = b'l' (N_\gamma \xi_\gamma b \gamma'_I + N_q \xi_q b \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I)$; $J = 705,6$ кН/м по ГОСТ [129] (Среднее суммарное разрывное усилие стержней в обоих направлениях).

Шаг 1: Расчет вертикальных перемещений:

$$C_1 = 1 - 0,5 \gamma Df / (q - \gamma Df)$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log (t/0,1)$$

$$C_3 = 1,03 - 0,03L/B \geq 0,73$$

где C_1 - поправочный коэффициент учитывающий глубину рассматриваемого слоя; C_2 - поправочный коэффициент, учитывающий ползучесть в песке; C_3 - поправочный коэффициент формы; t — время с момента приложения нагрузки (год) ($t \geq 0,1$ года); L — длина штампа; B — ширина штампа. Разбивка на элементарные слои $24 \text{ мм} \approx 0,2 B$

$$C_1 = 1, C_2 = 1, C_3 = 1$$

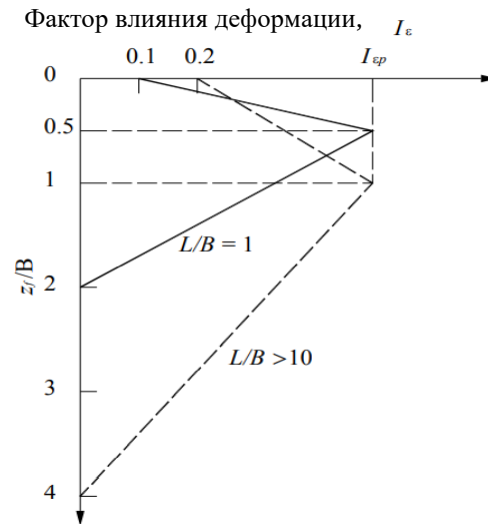


Рисунок 1. Диаграммы распределения факторов влияния по глубине (по Chen, Q., 2007)

Максимальное значение* $z_f/B = 2$, где $I_\varepsilon = 0$

Таблица 1. Вертикальные перемещения на глубине z ниже поверхности основания

Δs (мм)	E (кПа)	z (мм)	I_ε	$I_\varepsilon * \Delta s / E$
24	1340	24	0,52	0,0093
24	1340	48	0,81	0,0145
24	1340	72	0,95	0,0170
24	1340	96	0,79	0,0141
24	1340	120	0,68	0,0121
24	1340	144	0,54	0,0096
24	1340	168	0,4	0,0071
24	1340	192	0,268	0,0048
24	1340	216	0,148	0,0026
24	1340	240*	0	0
Σ				0,091

$$\begin{aligned}
 S_e &= C_1 C_2 C_3 (qu - \gamma_0 Df) \sum \frac{I_\varepsilon \Delta z}{E} \\
 &= (1) (1) (1) (48,5 - 0) (0,091) \\
 &= 4,41 \text{ мм},
 \end{aligned}$$

где S_e - вертикальные перемещения на глубине z ниже поверхности основания; z - глубина расположения расчетного слоя. ($z_1 = h_s =$ глубина армирования) после этого в соответствии с $z_1 = h_s$; $z_2 = 2 z_1$; $z_3 = 3 z_1, \dots$)

Шаг 2: Расчет растягивающего усилия в арматуре:

$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{S_e^2} + (z/2)^2 = 12,7 \text{ мм}$$

$$L_{bc} = B = \sqrt{\frac{\pi D^2}{4}} = 106,3 \text{ мм}$$

$$L_{ad} = B + z = 106,3 + 24 = 130,3 \text{ мм}$$

Средняя деформация:

$$\varepsilon_{avg} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}} = 0,0107$$

$$\varepsilon_{max} = 2 \varepsilon_{avg} = 2 * 0,0107 = 0,0214$$

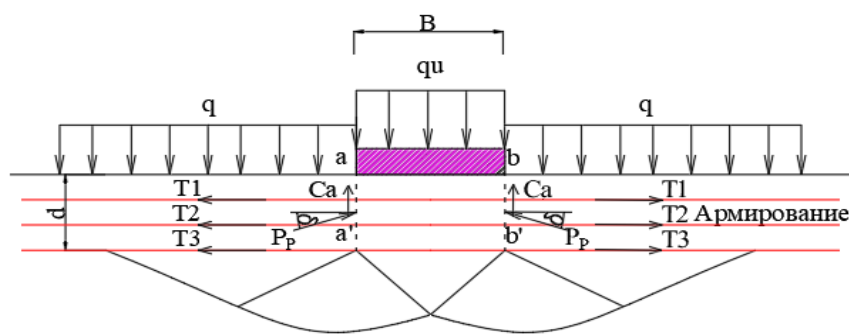


Рисунок 2. Разрушение по подстилающему слою

Тогда деформация:

$$\varepsilon = \frac{\frac{h_s}{\tan(\pi/4 + \varphi/2)} + \frac{h_s}{2}}{\frac{B + h_s}{2}} \varepsilon_{max} = 0,0088$$

Среднее растягивающее усилие, T_{avg} , в арматуре,

$T_{avg} = J\varepsilon_{avg}$, где J – модуль растяжения арматуры.

$$T = J\varepsilon = 705,6 * 0,88 = 6,2 \text{ кН/м}$$

Шаг 3: Расчет увеличенной несущей способности Δq_T за счет арматуры (по Chen, Q., 2007):

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{12T_i[h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})]r_T}{\frac{\pi}{4}D^2},$$

где

$$r_T = f(x) = \begin{cases} \left[l - 2 \frac{h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})}{\sqrt{D^2 * \frac{\pi}{4}}} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] & h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1}) < \frac{\sqrt{D^2 * \frac{\pi}{4}}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ \frac{l}{2} - \frac{h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1})}{2H_f} & h_{s1} + (i-1)(h_{s2} - h_{s1}) \geq \frac{\sqrt{D^2 * \frac{\pi}{4}}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \end{cases}$$

$$\Delta q_T = 113,7 \text{ кПа}$$

Шаг 4: Прирост несущей способности за счет приложения циклической нагрузки,

$$(\Delta q_c)_{арм} = \left[\left(\Delta s / S_u \right) \cdot (q_u + \Delta q_T) \right], \text{ определение } \left(\Delta s / S_u \right)_{арм} \text{ с использованием}$$

полученных эмпирических зависимостей:

$$\begin{aligned} \left(\Delta s / S_u \right)_{арм} &= \exp \left[\begin{aligned} &-1,778 * F_i / F_u + 4,891 * F_c / F_u - 2,07 * h_s / D + 17,371 * \gamma_o / \gamma_{st} \\ &+ 1,414 * V_{st} / A_\phi * t_\phi - 0,627 * L / B + 0,0193 * n - 7,936 \end{aligned} \right] \\ &= 0,038 \end{aligned}$$

$$(\Delta q_c)_{арм} = \left[\left(\Delta s / S_u \right)_{арм} \cdot (q_u + \Delta q_T) \right] = 6,16 \text{ кПа}$$

Шаг 5: Расчет предельной несущей способности армированного песка:

$$q_u(R) = q_u + \Delta q_T + (\Delta q_c)_{\text{арм}}$$

$$= 48,5 + 113,7 + 6,16 = 168,36 \text{ кПа}$$

Экспериментальное значение, полученное при тех же параметрах нагрузки и армирования составило

$$q_u(R)_{\text{экспер}} = 149 \text{ кПа.}$$