

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Казанский государственный архитектурно-строительный университет»

На правах рукописи

Шакиров Марат Илдусович

**ОСОБЕННОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОГО
СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
Член-корр. РААСН
доктор технических наук, профессор
МИРСАЯПОВ Илизар Талгатович

Казань – 2022

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ.	5
ГЛАВА 1 ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДОК ПЛИТНО- СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.	12
1.1. Общие положения о методах устройства плитно-свайных фундаментов	12
1.2. Обзор существующих результатов экспериментальных исследований плитно-свайных фундаментов	13
1.3. Обзор существующих методов расчета плитно-свайных фундаментов	26
1.4. Выводы к главе 1	42
ГЛАВА 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	44
2.1. Методика моделирования плитно-свайного фундамента	44
2.2. Методика проведения лотковых испытаний	49
2.3. Методика проведения полевых испытаний	62
ГЛАВА 3 РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАРУЖЕНИИ	65
3.1. Общие положения	65
3.2. Несущая способность плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении	67
3.2.1. Результаты испытания моделей плитно-свайного фундамента при однократном статическом нагружении	67

3.2.2.	Результаты экспериментальных исследований несущей способности моделей плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении	72
3.2.3.	Развитие осадки основания плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении	74
3.2.4.	Развитие деформаций и напряжений в грунте и сваях плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении	81
3.2.5.	Деформации и усилия при полевых испытаниях плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении	84
3.3.	Выводы к главе 3	89
ГЛАВА 4	НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ, НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ОСАДКИ ПЛИТНО-СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА НА ГЛИНИСТОМ ОСНОВАНИИ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ.	91
4.1.	Основные гипотезы	91
4.2.	Напряженно-деформированное состояние и несущая способность основания плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.	92
4.2.1.	Напряженно-деформированное состояние свайного основания при циклическом нагружении	92
4.3.	Несущая способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении	97
4.3.1.	Расчетная модель основания плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении	97
4.3.2.	Несущая способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.	102
4.4.	Осадка плитно-свайного фундамента при циклическом	106

	нагрузении	
	4.4.1 Осадка условного фундамента при циклическом нагрузении.	107
	4.4.2 Дополнительная осадка за счет продавливания свай грунта на уровне подошвы условного фундамента при циклическом нагрузении.	113
	4.4.3. Дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи при циклическом нагрузении	117
4.5.	Выводы к главе 4	121
ГЛАВА 5	АПРОБАЦИЯ РАЗРАБОТАННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДКИ ПЛИТНО- СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ	124
5.1	Апробация полученных результатов с лабораторными исследованиями	124
5.2.	Апробация полученных результатов с данными натурных наблюдений за реальными сооружениями	127
5.3.	Выводы к главе 5	131
	Заключение	133
	Список литературы	136
	ПРИЛОЖЕНИЕ А ДОКУМЕНТЫ, ПОДТВЕРЖДАЮЩИЕ ПРАКТИЧЕСКУЮ РЕАЛИЗАЦИЮ РАБОТЫ	146

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В современных условиях при строительстве зданий и сооружений тенденция увеличения нагрузок на грунтовые основания и использование в качестве оснований слабых грунтов способствовали тому, что одним из наиболее распространенных способов увеличения несущей способности и уменьшения осадок, является применение плитно-свайных фундаментов. При этом данный вид фундаментов и их основания наряду со статическими, подвергаются воздействию различного рода циклических нагрузок, которые в целом ряде случаев являются основными, определяющими безопасность эксплуатации зданий и сооружений.

При проектировании зданий и сооружений, во время эксплуатации которых возникает необходимость в совместном учете статических и циклических воздействий, в числе первоочередных задач выступает установления несущей способности фундамента, а также прогнозирование вертикальных деформаций оснований фундаментов, особенно с учетом имеющего место изменения прочностных и деформационных характеристик элементов комбинированного плитно-свайного фундамента и грунтов оснований при циклическом нагружении.

В этой связи, разработка методов несущей способности и расчета осадок плитно-свайных фундаментов на глинистом основании при наличии циклических воздействий является актуальным вопросом.

Степень разработанности темы. Посвященные исследованию плитно-свайных фундаментов работы, имеющиеся в большом количестве, в основном определяют теоретически закономерности поведения плитно-свайных фундаментов под действием статической нагрузки.

Совместное деформирование системы «плитный ростверк – сваи – грунтовое основание» при циклических воздействия с учетом перераспределения напряжений в элементах вышеуказанной системы на сегодняшний день в исследованиях практически не рассмотрены.

Изменение напряжённно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента и его грунтового основания, происходит в соответствии с количеством циклов нагружений. При этом существует зависимость от изменения деформационных и прочностных свойств материала свай, плиты ростверка, грунта межсвайного пространства и в области под нижним концом свай.

Методики определения осадок и несущей способности в текущих нормах проектирования предусмотрены для краткосрочного статического нагружения, с учетом того, что данные нагружения неизменны в процессе всего цикла жизни здания или сооружения. Имеющиеся методы расчета в полной мере не могут учесть особенности - изменения напряженно - деформированного состояния глинистых грунтов, служащих основанием плитно-свайного фундамента, испытывающего циклическое нагружение.

В диссертационной работе рассматривается поиск закономерностей, общих принципов расчета и теории, позволяющих дать более точные сведения о поведении плитно-свайных фундаментах в условиях воздействия циклического нагружения.

Цель диссертационной работы является исследование напряженно-деформируемого состояния плитно-свайного фундамента и создание методов расчета для определения несущей способности и осадок для плитно-свайных фундаментах на глинистых основаниях при циклическом нагружении.

Практические и научные задачи, поставленные с целью решения обозначенной в работе цели:

1. Произвести анализ методов расчета несущей способности и деформаций свайных, плитных и плитно-свайных фундаментах в случае циклического и статического нагружения, существующих в настоящее время, обзор и оценку результатов экспериментальных и теоретических исследований и расчетных моделей для плитно-свайных фундаментах при циклическом и статическом нагружении;

2. Выполнить экспериментальные исследования плитно-свайных фундаментов, включая лотковые и полевые исследования несущей способности и осадок на глинистом основании при статическом и циклическом нагружении;
3. Определить деформации и напряжения, возникающие в элементах плитно-свайного фундамента при действии циклического нагружения.
4. Определить взаимодействия между элементами системы «сваи – плитный ростверк – грунтовое основание» при действии циклической нагрузки на какой-либо плитно-свайный фундамент.
5. Разработка расчетной модели для плитно-свайного фундамента при действии нагрузки по циклическому закону;
6. Подготовить инженерные методы расчета для определения осадки глинистых оснований и несущей способности для плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении;
7. Выполнить апробацию предложенных методов расчета для определения осадок глинистых оснований и несущей способности плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

Научная новизна работы:

1. Получены новые экспериментальные данные об особенностях поведения плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении, развитии осадок и потери несущей способности при натурных испытаниях реального объекта и моделей фундамента в лабораторных условиях.
2. Разработана расчетная модель деформирования элементов конструкции плитно-свайного фундамента с учетом возникающего напряженно-деформированного состояния при циклическом нагружении.
3. Получены аналитические зависимости для описания процесса изменения несущей способности и осадки плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении;
4. Разработан метод расчета несущей способности плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении;

5. Разработан инженерный метод расчета осадок оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

Практическая значимость диссертационной работы состоит в предложенных инженерных методиках определения несущей способности и деформаций плитно-свайных фундаментов на глинистых основаниях, позволяющих оценить влияние циклического нагружения на здания и сооружения, возведенных на плитно-свайных фундаментах, с возможностью получения оптимальных проектных решений при проектировании плитно-свайных фундаментов.

Теоретическая значимость работы:

- зафиксированы новые экспериментальные данные об изменении напряжений и деформаций в элементах фундамента, в том числе в сваях, в грунте между сваями и под их нижним концом, а также о развитии осадки плитно-свайного фундамента при циклической передаче нагрузки на фундамент;

- предложены аналитические зависимости для вычисления напряжений в элементах плитно-свайного фундамента при действии циклического нагружения;

- получены аналитические уравнения, описывающие изменение осадки и несущей способности плитно-свайного фундамента при действии циклического нагружения;

- разработаны методы расчета несущей способности и осадок плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении с учетом пространственного напряженного состояния свайного основания.

Методология и методы исследования:

Основой исследований, выполненных при подготовке диссертационной работы являются источники в области геотехники и свайных фундаментов, авторами которых являются отечественные и зарубежные ученые, теоретические и экспериментальные методы которые базируются на экспериментальных исследованиях, обобщении и сравнении результатов.

Положения, вынесенные на защиту:

– результаты экспериментальных исследований несущей способности и осадок оснований плитно-свайных фундаментов при статическом и циклическом нагружении;

– аналитические зависимости для описания процесса изменения несущей способности и осадки глинистых оснований плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении;

– инженерный метод расчета осадок оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении;

– метод расчета несущей способности оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

Личный вклад автора заключается в создании метода и в проведении экспериментальных исследований, обработке результатов полученных в ходе проведения экспериментов, проведении анализа и обобщения полученных данных, определении основных закономерностей поведения плитно-свайного фундамента, изменения прочностных и деформационных свойств отдельных компонентов фундамента, разработке расчетного аппарата осадок глинистых оснований и несущей способности плитно-свайных фундаментов при действии циклического нагружения инженерным методом.

Степень достоверности и апробация результатов. Обоснованность и правильность результатов диссертационной работы, полученных выводов подтверждаются использованием в работе законов механики грунтов, проведением экспериментов с использованием современного оборудования и контрольно - измерительных приборов, прошедших поверку и апробацию, дающих необходимую при испытаниях точность измерений, сходимостью экспериментальных данных при сравнении с теоретическими расчетами на основании использования рекомендованных методов.

Основные экспериментально-теоретические результаты диссертационной работы докладывались во время выступления на таких мероприятиях, как ежегодно проводимая Общероссийская конференция молодых ученых, работников и специалистов СПбГАСУ (г. Санкт-Петербург 2012-2013г.),

Международные конференции КГАСУ (г. Казань, 2012-2019 гг.), Международная научно-техническая конференция БНТУ (г. Минск, 2013 г.), Общероссийская конференция «Актуальные проблемы строительного и дорожного комплексов» (г. Йошкар-Ола 2013 г.), Международная межвузовская научно-практическая конференция студентов, магистрантов, аспирантов и молодых учёных «Строительство – Формирование среды жизнедеятельности» МГСУ (г. Москва, 2014 г.), Международный научно-технический симпозиум КГАСУ (г. Казань, 2014 г.), Международная научно-техническая конференция по геотехнике и энергетике (Германия, Киль 2016 г.), Российская учебно-практическая молодежная конференция по геотехнике (г. Москва, 2015-2016 гг.), Международная научная конференция «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении» (г. Воронеж, 2019 г.), Международная научная конференция «International Scientific Conference on Sociotechnical Construction and Civil Engineering» (г. Казань, 2020 г.), 2-я Международная научная конференция «International Scientific Conference on Sociotechnical Construction and Civil Engineering» (г. Казань, 2021 г.), 3-я Международная научная конференция «International Scientific Conference on Sociotechnical Construction and Civil Engineering» (г. Казань, 2022 г.).

Область исследования соответствует требованиям в паспорте научной специальности ВАК 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения, а конкретно п.4 «Разработка новых методов расчета, конструирования и устройства фундаментов на естественном основании, глубокого заложения и свайных фундаментов с учетом взаимодействия их с над фундаментными конструкциями, фундаментами близ расположенных зданий и сооружений и конструкциями подземных сооружений», п.6 «Разработка новых методов расчета, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений в условиях действия динамических и сейсмических нагрузок» и п.9 «Разработка научных основ и основных принципов создания новых, теоретически и экспериментально обоснованных моделей грунтовых сред и основанных на их

использовании методов определения свойств грунтов, расчета оснований, фундаментов и подземных сооружений».

Публикации. Ключевые результаты исследования представлены в 21 научной публикации. Из них 6 опубликовали в отечественных рецензируемых научных журналах по перечню ВАК, 5 – в журналах из международных реферативных баз Scopus.

Структура и объем работы. Диссертационная работа содержит введение, 5 разделов, главные выводы, перечень литературы. Работа представлена на 148 листах печатного текста, содержит в себе 10 таблиц и 71 рисунок.

Автор выражает благодарность научному руководителю члену-корреспонденту РААСН, доктору технических наук, профессору Мирсаяпову Илизару Талгатовичу за помощь в организации и проведении исследований, постоянную поддержку и содействие, оказанное во время выполнения диссертационной работы.

ГЛАВА 1. ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДОК ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.

1.1 Общие положения о методах устройства плитно-свайных фундаментов

В настоящее время при строительстве высотных зданий и сооружений широкое применение получил плитно-свайный фундамент, преимуществом которого, в отличие от обычных свайных фундаментов, является наличие возможности передачи значительных долей нагрузки на грунтовое основание как через сваи, так и через плитный ростверк.

Необходимость использования при проектировании и строительстве плитно-свайных фундаментов возникает в случае высоких значений нагрузок, оказываемых на основания фундаментов, или использования под застройку земельных участков, отличающихся неблагоприятными физическими и механическими особенностями грунтов основания. В подобных ситуациях использование плитно-свайных фундаментов оказывается обоснованным в связи с ростом несущей способности и существенным снижением величины осадки оснований фундаментов, при этом уменьшаются неравномерные просадки частей здания или его крен.

Существующие в нормативной литературе методики выполнения расчётов не позволяют учесть совместную работу свай и плитного ростверка в составе комбинированных плитно-свайных фундаментов, в отличие от подходов для отдельных расчетов плитных и свайных фундаментов.

В то же время, с учётом большого количества научных и практических работ от отечественных и иностранных исследователей, рассматривающих свайные фундаменты, нормативная литература пока что не предусматривает достаточно надежные методы расчета плитно-свайного фундамента, учитывающие взаимодействие элементов в системе «плитный ростверк – сваи – грунтовое основание» при возникновении циклических и статических нагрузений.

1.2 Обзор существующих результатов экспериментальных исследований плитно-свайных фундаментов

Вопросом изучения совместной работы взаимодействия свай друг с другом, с массивом грунта и плитным ростверком в процессе лабораторных и полевых испытаний занимались в разное время как отечественные ученые, такие как М.Ю. Абелев [1], А.А. Бартоломей [57, 69, 85], Б.В. Бахолдин [4, 84], В.Г. Березанцев [61], М. В. Берлинов [5], Н.М. Герсеванов [38], В.Н. Голубков [7, 8, 59, 66], М.И. Гольдштейн [9, 10], А.Л. Готман [6], Н.З. Готман [72, 73], А.А. Григорян [68], Б.И. Далматов [17, 18], Н.М. Дорошкевич [60], Ю.К. Зарецкий [31], Б.В. Знаменский [58], В.А. Ильичев [19], Л.Д. Козачок [65], А.А. Луга [23], Р.А. Мангушев [20, 24, 25, 37], И.Т. Мирсаяпов [40, 41], Л.В. Нуждин [21], А.И. Осокин [24], В.П. Петрухин [22], А.И. Полищук [39], А.Б. Пономарев [32], Я.А. Пронозин [33], Д.Е. Разводовский [56], И.И. Сахаров [34], Е.А. Сорочан [42], З.Г. Тер-Мартirosян [35, 36], А.З. Тер-Мартirosян [48], В.М. Улицкий [51], С.Б. Ухов [43], А.Б. Фадеев [83], В.Г. Федоровский [45, 46, 47, 79], Н.А. Цытович [87], Д.Ю. Чунюк [44], А.Г. Шашкин [51], К.Г. Шашкин [51], О.А. Шулятьев [76, 77, 78], Б.С. Юшков [85], В.Д. Яблочков [82], так и зарубежные исследователи – R. Katzenbach [88], T. H. Hanna [54], K. Horikoshi [80], A. Mandolini [70], M.F. Randolph [52, 79], T. Whitaker [53, 63], и др.

В своих исследованиях Луга А.А. [23] испытывал в песчаных грунтах маломасштабные свайные фундаменты. Им были получены результаты, свидетельствующие о том, что несущая способность кустов свай в несколько раз больше по сравнению с несущей способностью одиночных свай.

Девальтовский Е. Э. [55] проводил масштабные испытания свайных фундаментов из 25 свай. В качестве модели свай использовались металлические трубки диаметром 76 мм и длиной 3 м. Испытуемые сваи погружали в грунт до отметки минус 2,5 м в слой мягкопластичного суглинка. Для определения усилий на сваях через равные расстояния размещались тензодатчики. До начала испытаний кустов свай, были проведены испытания одиночных свай, после которых были испытаны свайные кусты с заданным шагом свай, равным $3d$. В

грунте межсвайного пространства устанавливались грунтовые марки для определения перемещений. Нагрузку на фундамент прикладывали ступенчато, с помощью гидравлического домкрата до появления условной стабилизации, принятой 0,1 мм за 2 ч проведения наблюдений. Во время наибольшей нагрузки на ростверк в размере 716 кН было достигнуто значение осадки равное 3,3 см. Результаты, полученные в ходе экспериментальных исследований показаны на рисунке 1.1. На представленных графиках показаны деформации и усилия свай. В процессе экспериментального исследования был отмечен процесс перераспределения усилий в сваях. В ходе испытания было замечено, что на первых этапах нагружения усилия в угловой свае превышает усилие в центральной свае, в дальнейшем по мере увеличения нагрузки усилия в центральной свае возрастает, что таким образом ведет к снижению величины усилия, появляющегося в угловой свае.

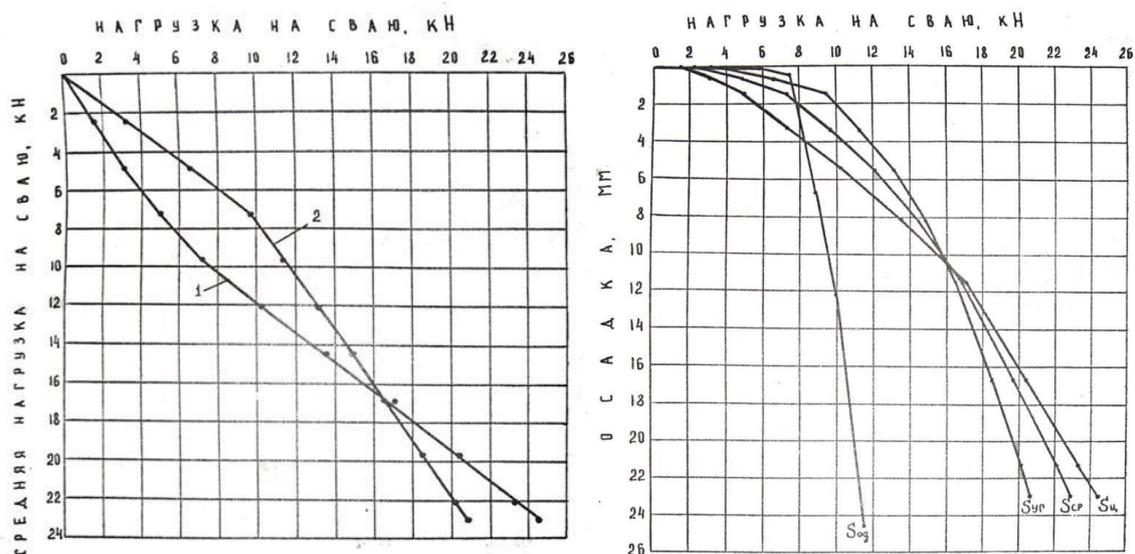


Рисунок 1.1 — Итоги исследовательских экспериментов

Девальтовского Е.Э. [55]: а — график нагрузка-осадка; б — распределение усилий между центральной (1) и угловой (2) сваями; $S_{\text{ср}}$ — средняя нагрузка на сваю; $S_{\text{ц}}$ — для центральной сваи; $S_{\text{уг}}$ — для угловой сваи куста; $S_{\text{од}}$ — для отдельной сваи

Разводовский Д.Е. [56] проводил эксперименты с моделями свайного фундамента, состоящего из свай с длиной в 50 см, внешним диаметром в 22 мм, внутренним диаметром в 16,5 мм, с установленными датчиками тензорезисторами. В ходе выполнения исследований в качестве основания принимались различные виды грунта и варьировался шаг свай. Всего было проведено 4 серии исследований. Различие серий между собой заключалось в шаге свай и наличием либо отсутствием слабой прослойки грунта в межсвайном пространстве. В первых двух сериях испытаний межсвайное пространство заполняли песком и использовали шаг свай 3d и 6d. В двух других сериях в грунте межсвайного пространства удалось сформировать слой из слабого грунта, имеющий толщину в 11 см. Значение шага перемещения свай оказалось равным 3d и 6d. Анализируя полученные в ходе экспериментальных исследований результаты, Д.Е. Разводовский, сформулировал следующий вывод - основную нагрузку на себя принимают крайние сваи, и уже после, по мере увеличения нагрузки усилия в сваях выравниваются (рисунок 1.2).

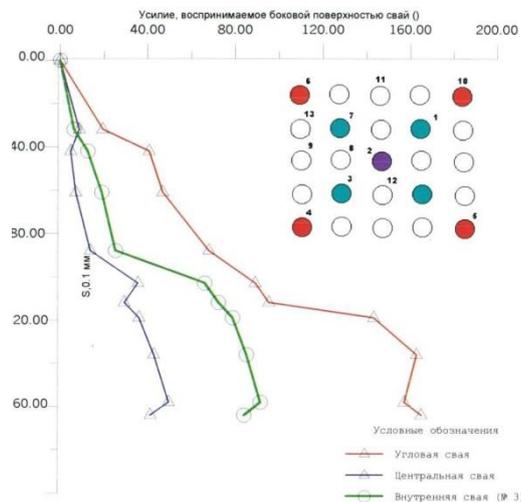


Рисунок 1.2 — Воспринимаемые боковой поверхностью сваи усилия, в составе свайного фундамента с шагом 3d

В зависимости от выбранного шага сваи варьируется процент нагрузки, которую воспринимает ростверк. В серии проведенных испытаний экспериментальным путем было подтверждено, что в одинаковых условиях с

выбором грунта и при одинаковой прилагаемой нагрузке значение осадки куста свай, имеющих шаг $3d$, превышает показатели куста $6d$. В выполненных экспериментах по графику «осадка – нагрузка» можно увидеть, что отсутствовал срыв свай, что оказывается характерной чертой при рассмотрении одиночной сваи. По графику «осадка-нагрузка» в отношении центральных свай следует отметить, что перемещение, увеличенное практически вдвое, связано с наличием слабой прослойки грунта. Это подтверждает то, что процент нагрузки, которую воспринимает на себя ростверк зависит как от шага свай, так и от наличия слабой прослойки грунта. В процентном соотношении при различном шаге свай и отсутствии слабой прослойки грунта, работу ростверка можно представить в следующем виде: до 10-15% от прикладываемой нагрузки ростверк воспринимает, при размещении свай с шагом $3d$ и до 25% при шаге $6d$. В процессе экспериментального исследования нагрузка, передающая на грунт, не линейно также была учтена.

В.Н. Голубков [59] в своих многочисленных работах опубликовал результаты статических экспериментальных исследований, которые были проведены в различных грунтах, при этом число свай составляло не более 16. Следует отметить, что одиночные сваи показывали осадку в 4-9 раз меньше, чем составляла осадка кустов свай, при одинаковой нагрузке. Так же автором отмечается, что график «нагрузка – осадка» у кустов свай не показал перелома. При этом эксперименты чаще всего завершали во время осадок, не превышающих 15 мм. В результате В.Н. Голубковым был сделан вывод, что с учётом разницы в осадках, особенности работы одиночной сваи и свайного куста оказываются идентичными.

Н.М. Дорошкевич [60] по результатам многочисленных проведенных экспериментов сформулировала следующее заключение. Рассматривая осадку одиночных свай и осадку куста, при одинаковых нагрузках, то можно заметить, что осадка одиночной сваи меньше. С предельной величиной нагрузки ситуация противоположная, что дает существенную разницу в определении критической

нагрузки. Разница заключается в том, что для обособленной сваи величина критической нагрузки должна быть принята на основе потери несущей способности, а для свайного куста её рассчитывают на основе предельной осадки.

В.Г. Березанцев [61] в процессе своих экспериментальных исследований кустов свай, получил результаты, которые показали, что одиночные сваи на первом этапе дают меньше осадок, чем кусты. Но совместная работа свай в составе куста приводит к повышению предельной нагрузки, в отличие от величины предельной нагрузки для одиночной сваи, что отражается на качестве работы самого куста.

В.А. Дмитриев [62] в результате своих экспериментальных испытаний в мягкопластичном суглинке представил следующие полученные данные. Исследования проводились на отдельных сваях с длиной в 6 м и сечением 30 см на 30 см. Предусматривалось погружение в мягкопластичный суглинок групп из 2-3 таких свай. Сваи доводились до потери несущей способности, что позволило прийти к таким выводам: величина предельной нагрузки в кусте свай с шагом $3d$ составила 40 т., тогда как предел нагрузки на одиночную сваю составляет 32,5 т. В кустах, где шаг был равен $6d$ предельные нагрузки и на одиночную сваю, и на свайный куст были одинаковыми.

Kedzi A. [64] в своих работах выявил зависимость предельной нагрузки от шага между сваями и формой куста, проанализировав исследования свайных фундаментов с различным количеством и расстановкой свай.

Л.Д. Козачок [65] делится результатами исследований, в которых можно заметить, что при высоких нагрузках перемещение свай происходит быстрее, чем осадка грунта межсвайного пространства. Величина перемещения достаточна и позволяет задействовать в работе силы, связанные с сопротивлением по боковой поверхности отдельной сваи. Л.Д. Козачок провел эксперименты с использованием отдельно стоящих свай, так и на свайных кустах. При испытаниях свайные кусты состояли из 9 свай. В процессе экспериментального

исследования в составе куста сваи были испытанные, как одиночные. Результаты испытания подтвердили, что уплотнение грунта при забивке, повышает несущую способность одиночной сваи. Экспериментально было доказано, что совместная работа 9 свай в кусте, оказывает большее сопротивление, чем одиночная свая. Резюмируя результаты исследования, можно сделать один важный вывод: работа одиночной сваи и кустовой сваи не являются аналогичными.

В.Н. Голубков и В.Ф. Химич [66] провели испытание куста, состоящего из 16 свай. По результатам исследования была построена кривая «нагрузка – осадка» и были также учтены перемещения межсвайного грунта. На построенных графиках осадки можно заметить, что уменьшаются перемещения начинают от оголовка сваи по направлению к острию сваи.

Л.А. Фурмонавичус [67] проводил экспериментальные исследования, в которых испытывались в мореных грунтах ряды и кусты свай, состоящие из 4 свай. По результатам испытаний было отмечено, что осадка свай в кусте и несущая способность увеличивается. Стоит обратить внимание на то, что с увеличением глубины величина осадки грунта межсвайного пространства уменьшалась. Минимум осадки грунта межсвайного пространства был зафиксирован на уровне острия свай, а максимум на поверхности грунта соответственно. Исходя из полученных данных, чётко прослеживается уплотнение грунта межсвайного пространства.

А.А. Григорян [68] проводила эксперименты на слабопросадочных грунтах со свайными кустами длиной 6 метров. Свайный куст состоял из 16 свай, размещённых с соблюдением шага $3...6d$ (здесь d – значение сечения сваи, равняющееся 0,3 м). Предусматривалось устройство свай в грунт с соблюдением глубины 5,4 м. Анализируя полученные данные, можно заметить, что расположенные в кусте сваи с шагом $4d$ начнут функционировать в виде отдельно стоящих. Также стоит отметить, что уменьшение в свайном кусте шага между сваями помогает увеличению несущей способности, в отличии от отдельно стоящих свай.

Исследователи А. Mandolini, G. Russo, С. Viggiani [70] в сборнике международного конгресса представили статью, описывающую результаты разработки проектного решения пирса для использования в опоре вантового моста, проложенного через реку Garigliano (в Южной части Италии). Со схемой, отражающей геологические условия стройплощадки, можно ознакомиться на рисунке 1.3.

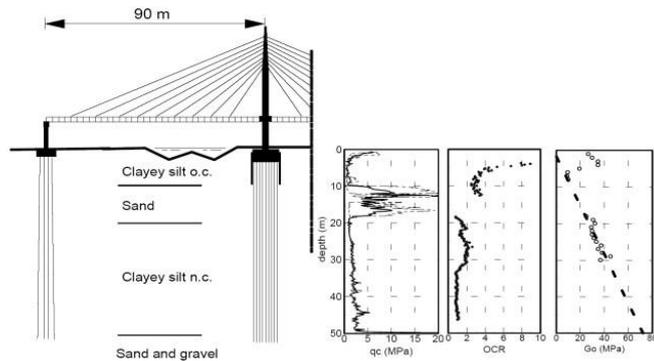


Рисунок 1.3 — Инженерные и геологические особенности зоны строительных работ по возведению вантового моста, проходящего через реку Garigliano (Южная Италия)

Из-за специфики геологического построения разрабатываемой площадки, а конкретно – в связи с присутствием в сжимаемой толще глины, способной значительно деформироваться, для фундамента использовались забивные стальные трубчатые сваи. Сваи размещаются внутри специальной конструкции, ограждаемой с помощью буронабивных свай. Схема устройства забивных свай и свай для ограждения представлена на рисунке 1.4.

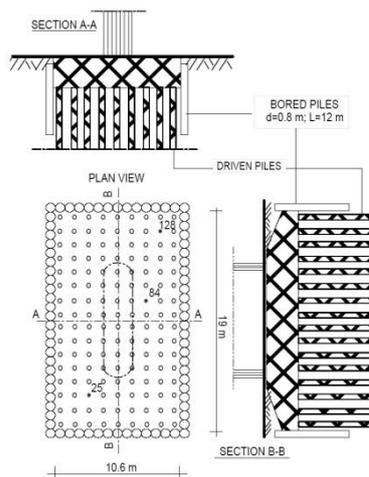


Рисунок 1.4 — Схема размещения свай в кусте фундамента для использования под опоры возводимого моста

За сооружением вели мониторинг как во время строительства, так и 13 лет после него. Собирали информацию о деформации фундаментов и об изменениях усилий в оголовках свай. Наблюдения вели за 35 сваями из 144. Для проведения измерений были установлены датчики струнного типа. Для измерений было задействовано 129 датчиков, поскольку измерения проводилось в трех различных направлениях в каждой точке. Сопоставили данные перемещений полученные после окончания строительства и 10 лет спустя, получили 42 мм. против 55 мм, что является незначительной осадкой, поскольку ростверк имеет собственную жесткость.

На рисунке 1.5. показаны данные, полученные в результате измерений. По полученным данным можно судить, о том что сразу после окончания строительства в сваях появился краевой эффект. Спустя три года усилия в сваях изменяется. Влияние краевого эффекта начинает снижаться, в то время как нагрузка на центральные сваи начинает расти (таблица 1.1). Эти особенности другими исследователями ранее не описывались.

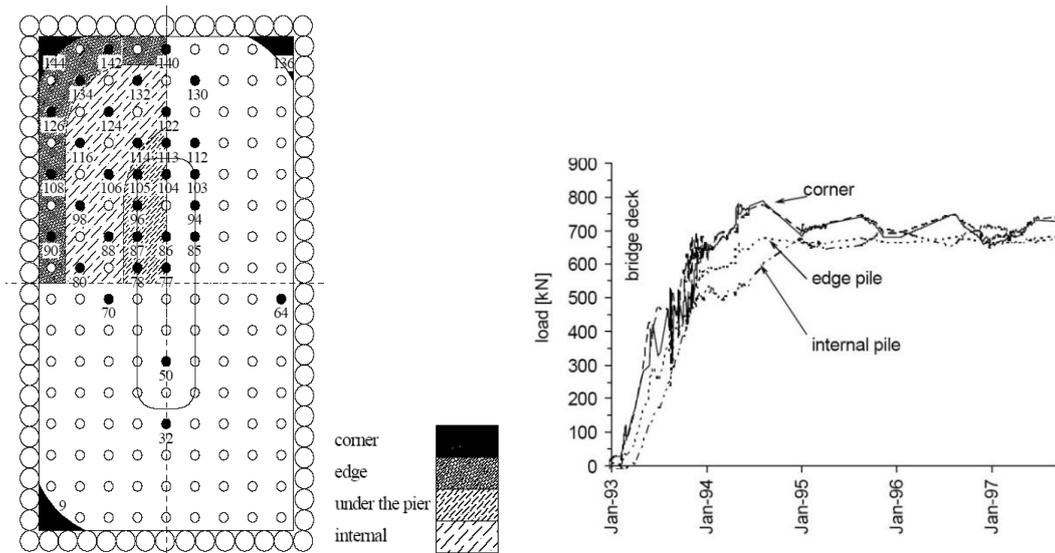


Рисунок 1.5 — График изменений усилий в сваях по времени, схема размещения свай: corner – угловая свая; edge pile – краевая свая; under the pier – сваи под опорой; internal pile– внутренние сваи

Данное явление вероятно обусловлено стабилизацией напряжений в грунтовом массиве в связи с его ползучестью, при учете размещения свай в условиях ограниченного объёма. Тем не менее, авторы обуславливают это ползучестью железобетона ростверка.

Таблица 1.1 —Распределение усилий в сваях во времени

Время наблюдения	Коэффициент распределения вертикальных усилий в сваях		
	Угловая свая	Краевая свая	Внутренняя свая
Окончание строительства	1,30	1,0	0,8
3 года спустя	1,16	0,96	0,9
10 лет спустя	1,10	0,93	0,94

Авторы-исследователи [70] приводят значительное количество примеров строительства на переуплотненных глинах. В таблице 1.2 показаны данные о развитии осадок свайных фундаментов на данных типах грунтах. Для то чтобы сравнить сведения, приведённые в таблице 1.2, на рисунке 1.6 представлены зависимости между соотношением передвижений W_{eoc}/W_{fobs} в соответствии с

соотношением длины сваи L к ширине группы свай B ; значения для $L/B = 0$ соответствуют плитному фундаменту.

Сопоставление итогов осадок по таблице 1.2 позволяет установить, что в значениях осадок после завершения строительных работ могут быть также осадки, обусловленные возникновением уплотнения. Значения осадок фундаментов при завершении наблюдений могут оказаться меньше, чем полная осадка выбранного здания. В случае перехода от использования плитного фундамента к использованию свайного произойдет увеличение соотношения передвижений W_{eoc}/W_{fobs} . При использовании идентичных грунтовых условий большее значение L/B вызывает рост соотношения W_{eoc}/W_{fobs} . В виде исключения можно отметить ситуацию Torhaus, приведённого в таблице 1.2, которое не вписывающегося в сделанное предположение (по строке 7 в таблице 1.2). Можно сделать вывод что очень высокая величина осадки вероятно может быть связана с весьма сжатым временем на выполнение строительных работ (рисунок 1.7) при сравнении с иными ситуациями.

Таблица 1.2 — Итоги наблюдения за осадками построек в Лондоне и во Франкфурте на Майне

№ строки	Наименование сооружения	Тип основания	Измеренные осадки, мм	
			во время строительства W_{eoc}	после завершения строительства W_{fobs}
1	Hurley House	Плитный	50,0	104,6
2	Island Block	Плитно-свайный	15,0	27,0
3	Stonebridge park	Плитно-свайный	11,0	18,0
4	Cambridge road	Плитно-свайный	17,0	23,1
5	Hide Park Cavalry Barracks	Плитно-свайный	16,0	21,0
6	Average of six	Плитный	–	–
7	Messe Torhaus	Плитно-свайный		150,0
8	Messe Turm	Плитно-свайный	70,0	115,0
9	Westend 1 – DG	Плитно-свайный	85,0	110,0

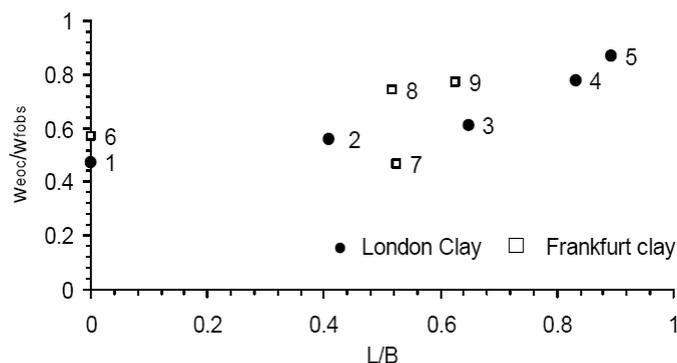


Рисунок 1.6 — Соотношение между W_{eoc}/W_{fobs} к L/B

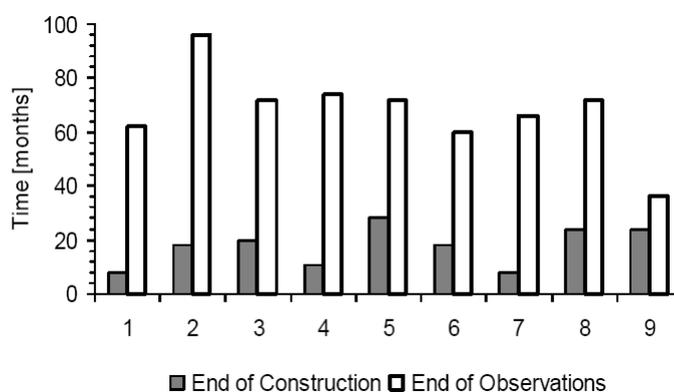


Рисунок 1.7 — Длительность строительных работ при сопоставлении с временем выполнения наблюдений:

End of Construction – завершение возведения;

End of Observation – завершение наблюдений

М.Ф. Рэндалф [71] в результате проведения своих испытаний, выдвигает предположение о том, что устанавливать параметры свайного поля на основе испытания одиночной сваи не учитывая их совместную работу не возможно.

Н.З. Готман [72, 73] в своих исследованиях предложила использование коэффициента, позволяющего определить расчётную нагрузку на отдельную сваю в рамках свайного поля. Коэффициент находится следующим выражением $K = P1/P2$. За данные $P1$ и $P2$ принимаются нагрузки на обособленную сваю и на сваю в свайном кусте соответственно. Эти показатели определяются численным методом. Расчётной нагрузкой для свайного куста принимается предельная осадка фундамента, тогда как для отдельной сваи – конец линейной части

зависимости осадки сваи от прикладываемой нагрузки. Стоит отметить, что при шаге свай равном $4d$ одиночные сваи будут передавать свою нагрузку на грунт в основании через всю свою поверхность, в то время как в свайном кусте нагрузка будет передана через пяту сваи. Кроме того, автор делится данными расчётов, которые выполнены с учетом различной приложенной нагрузки и различным шагом свай. Исходя из этого можно считать, что отсутствие сдвига у боковой поверхности сваи закономерно, только в том случае, когда осадки меньше предельных. Учитывая вышеизложенное, можно сделать вывод, что для свайного поля несущую способность принимают по нагрузке подлежащей предельной деформации для данного типа фундамента.

И.А. Боков и В.Г. Федоровский [74] в своих исследованиях о методе взаимовлияния расчета осадок свайных кустов, сделали вывод о том, что сваи, находящиеся в свайном кусте, имеют меньшую осадку по сравнению с одиночными сваями, ввиду наличия армирующего эффекта. Благодаря «затенению» уменьшается взаимовлияние.

Т. Whitaker [63] проводил свои экспериментальные исследования в мягких глинах. В качестве модели испытаний были использованы сваи с высоким ростверком. В процессе эксперимента нагрузка прикладывалась до той поры, пока ещё не происходила потеря несущей способности свайным кустом. В результате исследований автор отмечает, что поведение свайного куста зависело от шага свай и от их количества. Анализируя полученные результаты, автор установил следующую закономерность: потеря несущей способности сначала происходила в крайних сваях (рисунок 1.8) с равномерным распространением к центру, по мере увеличения прикладываемой нагрузки.

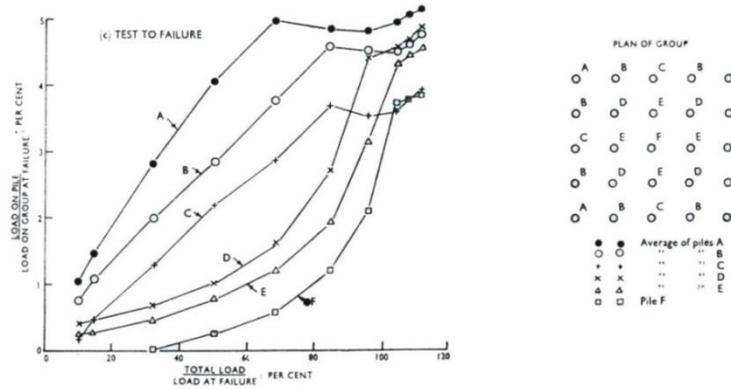


Рисунок 1.8 — Результаты испытаний модели свайного фундамента 5×5

Следующим шагом в своих исследованиях Т. Whitaker [63] обозначил исследование опирающегося на грунт ростверка, для того чтобы установить его влияние. Автором отмечается, что сваи с шагом $4d$ блокируют грунт между собой, при наступлении предельного несущей способности.

Т.Н. Hanna [54] проводил свои испытания в песчаных грунтах. Данные, полученные в результате проведенных испытаний, свидетельствовали о том, что свайный куст меняет работу сваи, как таковой, в отличие от сваи, работающей в одиночку. Объяснить данное явление можно пересечением граничных зон (рисунок 1.9) рядом стоящих свай. Иные условия имеют незначительное влияние на взаимодействие грунтового основания и свайного куста. В качестве условий, при которых свайный куст работал группой автор отнес: плотность и свойства грунтового основания, шаг свай и их свойства, масштаб испытываемой свайной группы, глубину и порядок забивки свай, а так же их размер.

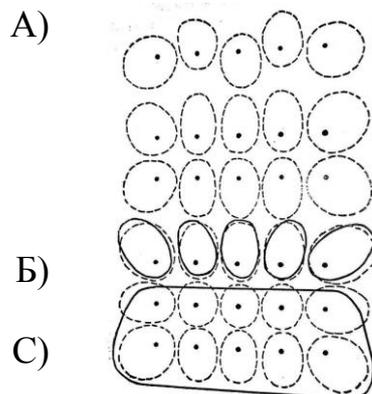


Рисунок 1.9 — Схема деформирования поверхности грунта

Т.Н. Hanna [54]: А — свайная группа без возникновения пересечения предельных зон; Б — свайная группа с возникновением пересечения двух предельных зон; С — свайная группа с возникновением пересечения трех и большего числа предельных зон.

Подводя итог, отмечено, что несмотря на значительное количество проведенных экспериментальных исследований в области взаимовлияния свай в свайных кустах, их взаимодействие с плитным ростверком и грунтовым основанием, можно заметить нехватку натуральных экспериментальных исследований. Ввиду вышеизложенного данный вопрос нуждается в дальнейшей проработке путем проведения экспериментальных исследований как на обособленных сваях, так и рассмотрения свайных групп в целом, при возведении конструкций.

1.3 Обзор существующих методов расчета плитно-свайных фундаментов

По МГСН 2.07-97 [75] расчет плитно-свайного фундамента выполняется путем нахождения значений жесткости свайного поля, плиты ростверка и коэффициента взаимодействия свай с ростверком. На основании вышеуказанного коэффициента рассчитывается общий коэффициент жесткости плитно-свайного фундамента.

Общий коэффициент жесткости фундамента K_f определяется по формуле:

$$K_f = K_p + K_c, \quad (1.1)$$

где K_p — жесткость свайного поля; K_c — жесткость плиты.

Жесткость свайного поля: $K_p = \eta_w K_1 n$, где η_w — величина коэффициента эффективности свай в рамках свайного поля, $\eta_w = 1.1 \sqrt{n}$; n — число используемых свай.

Значение жёсткости плиты: $K_c = E_s \sqrt{F(1-\nu^2)} m_0$, где ν – величина коэффициента Пуассона; F – величина площади плиты ростверка; E_s – значение модуля деформации грунта, расположенного под плитой; m_0 – величина коэффициента, имеющего зависимость от L/B (L – значение длины фундамента, B – значение ширины фундамента).

Определить осадку для плитно-свайного фундамента можно по формуле:

$$S_r = \sum P / K_f, \quad (1.2)$$

где $\sum P$ – значение общей нагрузки на фундамент.

В соответствии с изучаемой методикой, значение нагрузки, принимаемой сваями, определяется по формуле:

$$P = (K_p / K_f) \sum P \quad (1.3)$$

Значение нагрузки, принимаемой плитой:

$$P_c = (K / K_f) \sum P \quad (1.4)$$

Как показывает обзор работ, ведущихся за рубежом по рассматриваемой тематике, исследования плитно-свайных фундаментов в основном производятся численными методами. В этих исследованиях рассматриваются различные модели грунтового основания. На основании изучения численных экспериментов можно заключить, что расчет плитно-свайного фундамента сводится к определению части нагрузки, которая будет восприниматься плитой фундамента. Решение данной задачи получено путем изучения свайно-плитного фундамента с прямоугольной плитой и рядовым расположением свай. В исследованиях рассматривались нагрузки, воспринимаемые плитой и сваями, и их соотношение между собой, а также соотношение жесткостей плиты фундамента и свай. Нагрузка, воспринимаемая плитой, может рассчитываться на основе формулы:

$$P_c / P_o = (0,2 / (1 - 0,8(K_c / K_p))) \times (K_c / K_p) \quad (1.5)$$

Randolph M.F. в статье [79] приводит экспериментальные данные по результатам исследований поведения одиночной сваи и группы свай и делает вывод о невозможности применения результатов исследования одиночной сваи для проектирования плитно-свайных фундаментов. При приложении нагрузки на сваю, находящуюся в составе плитно-свайного фундамента, сопротивление по

боковой поверхности сначала возникает у нижнего конца сваи, далее с увеличением нагрузки развивается выше к голове сваи. Этим свая в составе группы свай отличается от одиночной сваи. Автором в статье приведены разные подходы к проектированию плитно-свайных фундаментов.

Согласно автору, проектирование плитно-свайных фундаментов можно вести по следующим основным подходам:

1) с учётом потребности в соблюдении конкретных условий (для прочности, для деформаций). В этой ситуации в ходе проектирования следует воспользоваться итогами проведённых исследований, связанных с расчётом соотношений нагрузок, принимаемых плитой ростверка и сваями в плитно-свайном фундаменте;

2) методика проектирования, основанная на использовании таких принципов:

- допускаемая нагрузка на отдельную сваю равняется 80% от предельной величины сопротивления сваи, когда происходит формирование пластических деформаций;

- сваи, размещённые под плитой, помогают сократить величину напряжения в контактной области под основанием плиты фундамента;

- фундамент оказывается плитным, при этом идет уменьшение общей осадки основания уменьшается за счет равномерного введения свай под плитой;

3) способ проектирования, базирующийся на определении деформаций плиты на разных зонах, при этом размещение свай производится с учетом возможности снижения неравномерности деформаций основания фундаментной плиты. В этом случае при проектировании сваи располагают под центральной зоной плиты.

Автором было отмечено, что в разных странах в большинстве случаев проектирование свайно-плитных фундаментов производится исходя из принципов работы одиночной сваи. Как показывают исследования, работа одиночной сваи и работа группы свай имеет большое отличие. Поэтому при проектировании плитно-свайных фундаментов возникает необходимость в учете поведения под

нагрузкой всех элементов такого фундамента, при этом влияние на общую несущую способность несущей способности одной сваи незначительно.

Horikoshi K., Randolph M.F. в своей статье [80] излагают принципы оптимальных расчетов при разработке проектных решений плитно-свайных фундаментов. При разработке проекта плитно-свайного фундамента необходимо добиться минимальной неравномерности деформаций плиты. Этого можно достичь путем оптимального расположением свай под плитой фундамента.

Авторами по результатам проведенных экспериментов были предложено следующее:

- распределение свай выполнить под центральной частью плиты в пределах 16-25 % площади плиты;
- от общей нагрузки на фундамент несущая способность всех свай должна составлять примерно 60-70 %;
- коэффициент использования несущей способности всех свай m должен быть не более 0,8, $m=P/F_d$, где P – нагрузка на сваю; F_d – несущая способность свай.

Разными авторами были проведены исследования сплошных свайных полей по направлениям:

- рассматривались различные методики расчета при проектировании свайных полей и оценивались возможность их применения;
- рассматривались принимаемые для расчетов параметры грунтового основания;
- рассматривались различные модели основания.

Итоги выполненных исследований демонстрируют, что применение для расчетов сплошных свайных полей метода конечных элементов или метода граничных элементов дают погрешность более 20% и могут быть использованы только в определенных случаях.

При проектировании сплошных свайных полей сложным вопросом является принятие для расчетов характеристик грунтов основания. Сваи, погруженные в грунт, меняют эти характеристики и приводят к дополнительным

осложнениям в решении этого вопроса. Результаты, полученные путем испытаний свай для определения деформационных характеристик грунтов, можно применять для оснований, сложенных однородными грунтами. При наличии в разрезе в пределах сжимаемой толщи основания несжимаемого грунта результат таких испытаний будет иметь большую погрешность.

В публикациях авторами рассматриваются зависимости осадки фундамента от нагрузки. При этом приводятся отдельно кривые зависимости для сваи в плитно-свайном фундаменте, запроектированном по действующим строительным нормам; для сваи в плитно-свайном фундаменте, запроектированном при приложении на сваи большей нагрузки; для сваи в плитно-свайном фундаменте с учетом исчерпания несущей способности свай; для плиты без учета свай.

Расчет плитно-свайных фундаментов авторы публикаций предлагают выполнять по следующим методам:

- упрощенные методы расчета;
- численные методы с получением приближенных результатов;
- численные методы с получением более точных результатов.

К упрощенным можно отнести методы, выполняемые с учетом перераспределения усилий на сваи и на плиту исходя из отношения коэффициентов жесткостей элементов плитно-свайного фундамента.

К приближенным численным методам относят расчеты, основанные на рассмотрении модели плиты на упругом основании.

Численными методами, дающими более точный результат, по мнению авторов публикаций, можно считать методы с применением граничных и конечных элементов. Погрешность при расчете деформаций на основе этих методов составляет 25-30%, при этом значения нагрузки, которая воспринимается сваями, при расчете по всем методам получаются примерно одинаковыми и составляют 80-90%.

В европейском нормативе Eurocod 7 [81] в ходе проектирования свайно-плитных фундаментов для групп свай рекомендуется применять следующие методы:

- с использованием результатов расчета одиночной сваи и поправкой на взаимовлияние свай в свайном поле;
- с использованием схемы, где группа свай принимается как большая одиночная свая.

В нормах отмечено, что использования в плитно-свайном фундаменте надежность сооружения определяет несущая способность свай, при проектировании необходимо учитывать общую жесткость всего сооружения.

Рекомендации, разработанные в 2000 году в Германии, включают в себя: классификацию фундаментов, область их применения, требования к определению инженерно-геологических условий, требования к расчету фундаментов и условия предельных состояний на основе учета требований к эксплуатации зданий. Выполнение расчётов для поля свай следует предусмотреть на основе использования какой-либо из таких методик: эмпирической методики, численной методики, аналитической упрощённой методики; методики на основе эквивалентных фундаментных систем. Выбор метода расчета необходимо обосновать на основании результатов статических испытаний свай, а также данными наблюдений за осадками фундаментов в похожих инженерно-геологических условиях.

При проектировании плитно-свайного фундамента кроме назначения параметров свайного поля также большое значение имеет расчет плитного ростверка. Должны быть правильно найдены усилия, возникающие в разных сечениях плиты и исходя из этого, назначено ее армирование.

Усилиями Кондрашова В.А. и Разводовского Д.Е. под руководством профессора Бахолдина Б.В. [84] в рамках лаборатории свайных фундаментов НИИОСПа проводились испытания кустов, включающих 3 модельных сваи, имеющие длину 0,7 м (рисунок 1.10), и 3 сваи, имеющие длину 4,2 м (рисунок 1.11), с установкой в рамках длины свай глубинных марок. На основе результатов

анализа графиков, представленных на таких рисунках, выходит, то в ходе передачи нагрузки возникновение наибольших деформаций можно наблюдать прямо под основанием ростверка. Однако с ростом глубины наблюдаются затухания. Как представлено на рисунке 1.11, натуральные сваи имеют деформации основания в размере 50 мм под основанием ростверка, 15 мм в районе острой пяты свай. Однако наблюдается проскальзывание боковой поверхности свай в грунте.

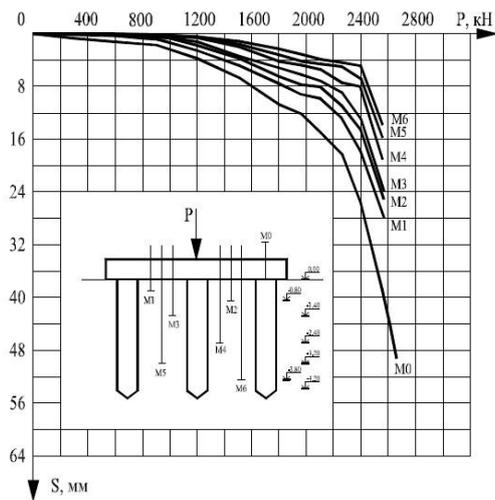


Рисунок 1.10 – Графики, отражающие зависимость деформаций основания от приложенной нагрузки в ходе испытания модели свайного фундамента по

[84]

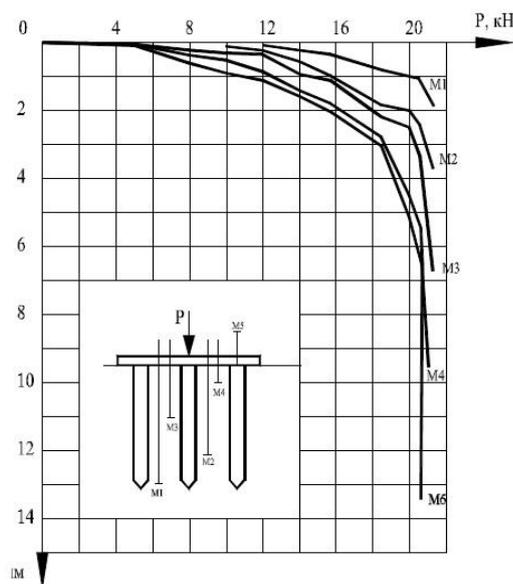


Рисунок 1.11 – Графики, отражающие зависимость возникновения

деформаций в основании в связи с разной нагрузкой в ходе испытания
отдельного кута с натурными сваями по [84]

Сваи рассматриваются как упруго пластичные элементы с предельным сопротивлением P_c , а межсвайный грунт – как линейно-деформируемый массив высотой H , сложенный слоями грунтов h_i с модулем деформации E_i . Проведя расчет применительно к ячейке свайного поля размером $a \times a$ при среднем удельном давлении p на плиту ростверка, значение осадки для плитно-свайного фундамента (в случае $P_c \leq pa^2$) рассчитывают по формуле:

$$S = S_{y.ф.} + S_c + H^2 \frac{pa^2 + \frac{P_c}{\gamma_k}}{(a^2 - A) \sum E_i h_i} \quad (1.6)$$

где $S_{y.ф.}$ - осадка условного фундамента, определяемая по методике СНиП 2.02.03-85; S_c -условно упругая (допредельная) осадка свай, соответствующая осадке, применительно к которой назначается несущая способность свай согласно данным ее статических испытаний; A – площадь поперечного сечения свай; H - высота условного фундамента; γ_k – коэффициент надежности.

Предлагаемая расчетная модель плитно-свайного фундамента может вызывать возражение в том плане, что она не учитывает на первый взгляд очень важный фактор – возможности дополнительного нагружения свай в процессе сжатия около свайного грунта силами негативного трения, вызываемые осадкой межсвайной среды. На самом деле этот недостаток лишь кажущийся, так как проведенные исследования показали, что негативное трение действует лишь в процессе осадки около свайного грунта и практически исчезает после ее завершения.

Такая особенность проявления негативного трения объясняется общеизвестным свойством грунта как тела, превалирующим фактором для которого являются не упругие, а остаточные (пластические) деформации, причем вызываемые, отнюдь не развитием в нем предельного состояния, а физической особенностью грунта. На это следует обратить особое внимание в связи с тем, что в последние годы при решении задач о деформации грунтов часто пренебрегают

этой особенностью герсевановской модели линейно-деформируемого грунта в пользу упругопластической модели.

Использование упругопластических моделей для практических расчетов плитно-свайных фундаментов следует считать нецелесообразным из-за необходимости введения большого количества допущений, приводящих к значительной погрешности результатов расчетов. В связи с этим упругопластические модели можно использовать только для дальнейших углубленных исследований взаимодействия системы «грунтовое основание-фундамент». Для проектной же практики вполне достаточно применение герсевановской линейно-деформируемой модели грунта [77].

В работе С. Г. Безволева [3] изучалась податливость свай и грунтового основания в плитно-свайном фундаменте с использованием разработанного в НИИОСП программного комплекса ARMD. Результаты исследований показали, что при небольших нагрузках на ПСФ их большая часть воспринимается сваями, но по мере ее увеличения все больше в работу включается грунтовое основание под ростверком.

В случае высоких нагрузок, передаваемых от надземной части здания и невысоких характеристиках сжимаемости грунтов в верхней части геологического разреза, применение плитного фундамента с естественным основанием во многих случаях невозможно из-за значительных деформаций основания, превышающих допустимые значения. В то же время применение обычных свайных фундаментов, запроектированных по СНиП 2.02.03-83 «Свайные фундаменты» [28] также нерационально из-за необходимости использования большого количества свай в фундаменте. Уменьшение расстояния между сваями менее 2-3 диаметров сваи требует снижения расчетной несущей способности свай. Применение плитно-свайного фундамента, рассчитанного с отклонением от расчетной схемы СНиП 2.02.03-83 и размещение свай с учетом обеспечения не превышающих допустимые пределы деформаций плитно-свайного фундамента, а также обеспечения прочности его элементов, позволяет существенно снизить количество свай фундаменте, полнее использовать работу плиты и грунтового

основания. При этом возникает необходимость в учете совместной работы элементов, присущих плитно-свайному фундаменту и грунтовому основанию.

При наличии адекватных зависимостей нагрузка P - осадка W для входящих в состав плитно-свайного фундамента свай и плиты (межсвайного грунта), достоверный расчет может быть осуществлен с помощью нелинейно-деформируемых элементов податливости. Авторами данной работы для описания отпоров грунта на контакте со сваями успешно использована следующая гиперболическая зависимость:

$$P = \frac{k_0 W}{\left[1 + \left(\frac{k_0 W}{P_{пр}} \right) \right]} = k_w W \quad (1.7)$$

где, k_0 - начальный коэффициент отпора (касательная жесткость)

$P_{пр}$ - предельная нагрузка (асимптота графика);

m - коэффициент кривизны графика;

k_w - переменная секущая жесткость.

Для решения поставленной задачи, авторами предложено использование армированной ячейки. Это вертикальный объём цилиндрического вида, по центральной оси которой размещается свая. В объём входит массив грунта, оказывающийся возле такого объёма. Предусматривается регулярное и симметричное размещение сетки свайного поля в плане. Значения касательных напряжений на стенках такого объёма, а также размеры их горизонтальных смещений оказываются небольшими. В связи с этим ими можно пренебречь.

Система уравнений, позволяющая охарактеризовать особенности напряжённо-деформированного состояния подобной армированной ячейки, учитывает нелинейность работы грунта в ходе сдвига и сжатия, в том числе с учётом эффектов упрочнения (в ходе осуществления нагружения и возникновения уплотнения), появления разрушения в случае сдвига и его локализации возле контактной поверхности. На основе выполненных расчётов можно сделать вывод, что решение описывает известные из экспериментов основные закономерности работы свай и фундамента в свайных полях (параллельное оседание в ячейке грунта и

сваи при небольших нагрузках и постепенное развитие проскальзывания от острия сваи вверх по стволу с увеличением нагрузки и др.).

Подобные результаты были получены и с использованием упругопластических моделей грунта, заложенных в программный комплекс PLAXIS. Это показало, что более простое и практичное (ориентированное на отечественную изыскательскую практику и нормируемые параметры грунтов) решение и оперирующее нестандартными параметрами усложненные модели, в качественном отношении совпадают.

Определяющая система состоит из двух квазилинейных дифференциальных уравнений. Их записывают по отношению к вертикальным перемещениям арматурного компонента (сваи), грунтовой ячейки и четырёх пограничных условий (по два для нижних и верхних торцов в ячейке). После дискретизации по глубине с использованием методики конечных разностей (МКР) получили систему нелинейного типа. Её линейризуют по методу секущих модулей. Решение сведено к алгебраическим уравнениям линейного типа с использованием ленточной матрицы. Дальше решение задачи предусматривает последовательные приближения до обеспечения сходимости в рамках каждой выбранной нагрузки и шага свай (значения диаметра армированной ячейки).

В работе Л.А. Бартоломея [84] вопросы взаимодействия фундаментов промышленных сооружений с окружающим грунтом, прогноз осадок массивных фундаментов этих сооружений сохраняют свою остроту. Прежде всего, это относится к фундаментам значительных размеров, для которых уменьшение значений расчетных осадок должно способствовать более экономичному проектированию фундаментов по второму предельному состоянию, что позволит снизить большие объемы работ по подземной части сооружения. Широко используемые в нефтеперерабатывающей промышленности цилиндрические резервуары имеют фундаменты, опирающиеся на песчано-гравийные подушки или сваи.

Многочисленные исследования, проведенные на кафедре ОФиМ ПГТУ, показывают, что с увеличением осадок происходит перераспределение нагрузки

между сваями фундамента. При различных значениях осадки многорядных фундаментов, центральные сваи оказываются менее загруженными и воспринимают 70-80% нагрузки, передаваемой на фундамент.

Совместный расчёт свайного фундамента и основания выполнялся с использованием пакета программ PLAXIS. Моделирование геометрии свайного фундамента проводилось с использованием асимметричной задачи.

В качестве условия предельного равновесия принято условие прочности Мора-Кулона. В расчетной области основания учитывалась неоднородность грунтовой среды. Расчеты проводились одновременно по обеим группам предельных состояний с учетом совместной работы системы основание–фундамент и образования зон предельного равновесия в активной зоне свайного фундамента. По контакту сваи с грунтом принято условие полного прилипания. Выполненные расчеты с учетом природного напряженного состояния указывают на влияние шага и длины свай на напряженно-деформированное состояние в активной зоне призматических свай.

В результате проведенных исследований было рассмотрено 15 вариантов свайного фундамента под резервуары. Среди них, исходя из технико-экономического сравнения, был отобран наиболее выгодный вариант, результаты расчета которого представлены в данной работе. Расчеты проводились в 2 этапа:

1. Загружение свайного фундамента ступенями до проектной нагрузки $p = 230 \text{ кПа}$. По результатам расчетов на данном этапе было проанализировано напряженно-деформированное состояние основания, выполнены графики зависимости вертикальной деформации свайного фундамента от нагрузки, выполнено сравнение вариантов фундаментов с проектным решением.

2. Решение задачи фильтрационной консолидации с прогнозом полной стабилизированной осадки фундамента на период времени 5 лет. В результате решения данной задачи построены графики зависимости осадки фундамента от времени с момента приложения эксплуатационной нагрузки. Также проанализировано изменение напряженно-деформированного состояния, зон предельного равновесия во времени.

Кроме того, в результате совместного расчета свайного фундамента с основанием получены усилия, возникающие в монолитной железобетонной плите с учетом перераспределения нагрузки между сваями и ростверком.

Проведённые исследования позволили сделать, следующие выводы:

1. По сравнению с проектным решением стоимость свайного фундамента снизилась на 3346 тыс. руб. в ценах 2004 года, что составило 61,1%, объем призматических железобетонных свай сократился на 566 м. При этом максимальная абсолютная осадка фундамента составила 94мм, а неравномерность осадок 40 мм. Согласно п.6.24 СНиП 2.09.03-85 максимальная абсолютная осадка резервуара предусматривается в размере не больше 200 мм; разность осадок под центральной частью днища и под слепой резервуара не должна превышать $0,003r$ (71 мм), где r – радиус резервуара.

2. Расчёты вариантов фундаментов показали, что учет всех основных физико-механических свойств, всех компонентов составляющих напряжений и зависимости нелинейного типа, выявленной между деформациями и напряжениями, обеспечивает несущую способность для свайных фундаментов и делает основание устойчивым.

3. Воздействие со стороны ростверка на значение несущей способности свайного фундамента обусловлено его геометрическими параметрами, характеристиками свай, особенностями грунтов в области острой пяты сваи и в зоне непосредственно под ростверком. В случае повышения интервала между отдельными сваями до 6-7 диаметров ростверк воспринимает до 30-40% от общей нагрузки на фундамент. Это и позволило получить значительный экономический эффект по сравнению с проектным решением.

4. Анализ эпюр изгибающих моментов и плите ростверка показывает, что в результате уменьшения длины центральных свай перераспределение усилий между сваями и ростверком происходит более равномерно. Проверочные расчеты монолитной железобетонной плиты показали достаточность принятых размеров и армирования ростверка. Это свидетельствует о более эффективном использовании материалов при проектировании массивного свайного фундамента.

В.Ф. Александрович [86] занимался вопросом изучения взаимовлияния свай и ростверка в плитно-свайном фундаменте.

Автором рассматривается работа фундамента, состоящего из одной сваи и плиты ростверка, от действия вертикальной нагрузки. Для этого применяется метод конечных элементов в линейной постановке. На основе исследования взаимовлияния сваи и ростверка, а также сопоставление с результатами исследования изолированных друг от друга сваи и ростверка были получены поправки в расчетные модели для всех элементов плитно-свайного фундамента при расположении свай на значительном расстоянии друг от друга.

Результаты исследований указывают на повышение несущей способности отдельной сваи в случае повышения нагружения основания со стороны плиты фундамента. Выявлено, что в модели основания, предполагающей использование кулоновской среды, рост несущей способности оказывается более значительным, чем когда применяется методика в соответствии с СНиП. При однородном основании, изучаемом в рамках текущего исследования, значение пригрузки со стороны плиты в большей степени воздействует на R_s , а не на R_b , и такое воздействие оказывается более существенным в песчаных грунтах в отличие от глинистых.

Появление изменений в несущей способности, имеющейся у фундамента, в общей ситуации обусловлено размером формирующегося под фундаментной плитой напряжения и иными факторами, которые необходимо учитывать в расчете. К этим факторам относятся: геометрические параметры плиты и сваи, свойства грунтов основания.

О.А. Шулятьев [76, 77, 78] в своих работах приводит обзор по проектным решениям плитно-свайных фундаментов возведенных высотных зданий в Москве и Санкт-Петербурге. В исследованиях были сформулированы основные принципы, а также разработаны методы расчета фундаментов высотных зданий при статическом нагружении, с учетом развития осадки с течением времени, смены характеристик грунта и напряженно-деформированного состояния

оснований фундаментов для снижения неравномерной осадки, крена и взаимовлияния зданий.

Р.А. Мангушев, А.Б. Фадеев в работе [20] привели выражения для определения осадки плитно-свайного фундамента с учетом восприятия долей нагрузки между грунтовым основанием под плитным ростверком и сваями при проектировании плитно-свайных фундаментов. При этом авторы предложили воспользоваться механизмом, предполагающим взаимодействие плитно-свайного фундамента и массива грунта, который позволяет определить осадку ПСФ в зависимости от доли нагрузки, воспринимаемой сваями, а также определить необходимое количество свай.

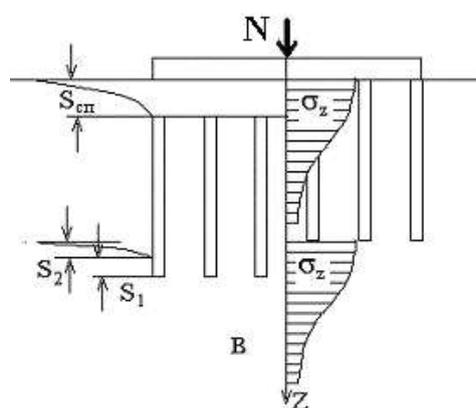


Рисунок 1.12 – Схема для определения осадки и эпюры напряжений в плитно-свайном фундаменте [20]

З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян и В.В. Сидоров [36] поделились численными и аналитическими решениями для задачи, связанной с взаимодействием плиты фундамента и грунтовой свай с находящимся вокруг сваи цилиндром из грунта с определённым объёмом, имеющим опору на не подлежащее сжатию основание. В методике расчёта предполагалось, что стержень сваи может расширяться. В итоге появилась совокупность замкнутых решений, позволяющих определить напряжения в стержне сваи и в грунте, находящемся под плитой фундамента, в рамках схемы «свая-стойка».

В исследованиях Katzenbach R. [88] определяются значения параметра полного сопротивления $R_{totk}(s)$ которое зависит от осадки фундамента s и состоит из суммы таких параметров как сопротивления сваи $\sum_{j=1}^m R_{pilekj}(s)$ и

сопротивления грунтового основания $R_{raftk}(s)$. Характеристики сопротивления грунтового основания зависят от слияния осадки зависимой от давления $\sigma(s, x, y)$ в грунте под плитным ростверком

$$R_{raft,k} = \iint \sigma(s, x, y) dx dy \quad (1.8)$$

$$R_{tot,k}(s) = \sum_{i=1}^m R_{pile,k,i}(s) + R_{raft,k}(s) \quad (1.9)$$

$$R_{pile,k,j}(s) = R_{b,k,j}(s) + R_{s,k,j}(s) \quad (1.10)$$

Несущая способность КСПФ описана свайно-плитным коэффициентом α_{pr} , который определяется из отношения между суммами параметров сопротивления сваи $\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)$ и значением полного сопротивления $R_{totk}(s)$

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}} \quad (1.11)$$

При погружении сваи грунт вдоль ствола сваи и под её острой пятой уплотняется, что приводит к увеличению сопротивления забивной сваи в песчаных грунтах. С увеличением количества свай зона уплотнения грунта возрастает. В своих исследованиях Katzenbach R. также отмечает, что рост несущей способности отдельной сваи в рамках группы свай происходит за счет появления распорного эффекта в межсвайном пространстве.

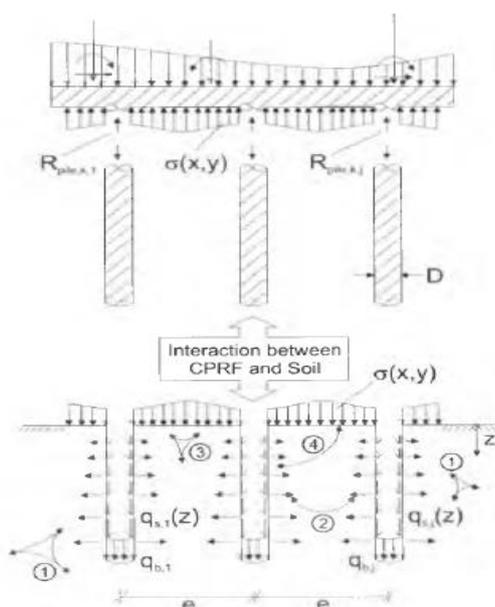


Рисунок 1.13 – Схема взаимодействия между грунтовым основанием и свайно-плитным фундаментом: 1) взаимодействие сваи с грунтом; 2)

взаимодействие сваи со сваей; 3) взаимодействие плиты с грунтом; 4)
взаимодействие плиты со сваями [88]

На основании анализа расчётов комбинированных плитно-свайных фундаментов В.Г. Федоровским и др. [45,46,47,49] были сформулированы следующие выводы: пониженные контактные давления в околосвайной области, а также отпор на контакте со сваей должен учитываться при расчёте плиты; предельное боковое и лобовое сопротивление подсчитываются с учётом пригрузки от плиты, а расчёт свай допускается выполнять по модели нелинейного коэффициента постели; при выполнении расчётов осадок может быть использован метод послойного суммирования; в результате взаимодействия свая – плита происходит снижение эффективности работы каждого элемента плитно-свайного фундамента [77].

1.4 Выводы к главе 1

По результатам проведения обзора и анализа результатов проведенных экспериментальных и теоретических исследований позволяет дать следующую общую оценку современного состояния проблемы исследования и расчета поведения плитно-свайных фундаментов при нагружении.

1. Имеющиеся результаты в рамках научных и экспериментальных исследований, посвящённых плитно-свайным фундаментам, отражают закономерности поведения таких фундаментов только при однократных кратковременных статических нагружениях и не в состоянии оценивать поведение со стороны плитно-свайных фундаментов в ходе возникновения циклических нагружений.

2. Существующие методы расчета и действующие нормы проектирования свайных фундаментов СП 24.13330.2021, СНиП 2.02.03-85 не позволяют выполнить расчёт плитно-свайных фундаментов в ходе возникновения циклического нагружения с учетом реального деформирования системы свайное основание – плитный ростверк.

3. В связи вышеизложенным назрела необходимость в проведении экспериментальных и теоретических исследований поведения плитно-свайных фундаментов при циклических нагрузениях и в разработке методов расчета несущей способности и осадок плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении, с учетом совместного деформирования системы «плитный ростверк – сваи – грунт межсвайного пространства – грунт ниже острия свай», отражающие реальное поведение данного вида фундаментов при циклическом нагружении.

ГЛАВА 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.

Были проведены экспериментальные исследования в лабораторных и полевых условиях, которые позволили установить влияние циклического нагружения на напряженно-деформированное состояние плитно-свайного фундамента. Также в процессе испытаний были определены осадки и несущая способность плитно-свайного фундамента. В процессе испытаний модели плитно-свайного фундамента подвергались действию как статических, так и циклических нагрузок. Целью проведения экспериментальных исследований являлось привести элементы плитно-свайного фундамента: «сваи – грунт межсвайного пространства – грунт ниже острия свай», в напряженно-деформированное состояние.

Для достижения поставленной задачи был выполнен следующий алгоритм действий:

- разработаны ключевые основы, которые помогли смоделировать работу плитно-свайных фундаментов;
- экспериментальным путем выявлялись особенности работы плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении;
- исследовательские эксперименты позволили получить данные, по которым проводился анализ и разработаны предложения по расчетной схеме и самой методике расчета.

2.1 Методика моделирования плитно-свайного фундамента.

При разработке программы исследования работы использована методика моделирования работы грунтового основания. Данный метод моделирования представляется эффективным способом исследования, поскольку всеобъемлюще были оценены и проанализированы на количественном и качественном уровне конструкции и грунтовое основание, в условиях напряженно деформированного состояния. Также выбранная методика позволила дать оценку достоверности предложенных методов расчета, а также полученных на их основе результатов

расчета с целью дальнейшего их использования.

Положение действующих норм диктует расчет основания по двум предельным состояниям: на основе осадок и на основе несущей способности. Но несмотря на это первоочередным все также остается расчет по осадкам, в котором напряженно-деформированное состояние конструкции учтено в большей степени. В ходе проведения экспериментальных исследований была смоделирована осадка грунтового основания при напряженно-деформированном состоянии [94].

Использование в исследованиях основополагающих принципов метода моделирования аргументировано следующими аспектами: экономичностью, присутствующим испытательным оборудованием с маленькими габаритами, отсутствием подходящих площадок для проведения экспериментов, положительным временным отрезком для изготовления и испытания моделей. При производстве моделей и при проведении экспериментов, акцентировалось внимание на простоте и удобстве изготовления моделей, а также их размещения на испытательной площадке. Модель выполнялась в масштабе М1:50.

Теория расширенного подобия была основополагающей теорией в работе по определению критериев подобия грунтового основания в условиях напряженно-деформированного основания, смоделированного для системы «грунтовой массив – плитный ростверк – сваи». Подобие материалов выявляется подобием индикаторных диаграмм $\sigma - \varepsilon$ [27]. Путем использования графиков $P-S$ доказали аспекты подобия грунта. Также при помощи графиков $P-S$ испытания плитного ростверка на свайном основании, путем исследования напряженно-деформированного состояния сооружения. Для подтверждения гомогенности диаграмм мы акцентируем внимание на параметрических и дополнительных точках, а не на протяжении всего участка.

Основной составляющей частью системы «сооружения-основание» являются сваи сооружения и грунт межсвайного пространства. На достоверность полученных результатов в процессе проведения экспериментальных исследований большое значение имеют корректно сформулированные критерии

подобия грунтового основания. Для точности определения механических характеристик основания грунта были соблюдены следующие условия:

- свойства грунта в исследуемой модели должны иметь свойства подобно грунту в естественном залегании;
- при проведении экспериментальных исследований моделировались загрузки и деформирования грунтового основания, как при граничных, так и при временных условиях [94].

Применение метода моделирования в исследованиях, диктует использование в экспериментах материалов с низким модулем, аргументируется это следующим, поскольку в исследовании мы обращаемся к принципу расширенного подобия, исходя из этого получаем следующую закономерность, отношение вертикальных перемещений к линейным размерам элементов фундамента во-столько раз меньше, во-сколько меньше нагрузка на модель фундамента. Поэтому в процессе проводимых экспериментов при изготовлении модели плитно-свайного фундамента, использовался грунт с определенными механическими характеристиками, а именно особенности грунта заключались в пониженном модуле деформации E и плотности ρ грунта. При этом необходимо соблюдение следующие граничных и желательных условий. В качестве граничных условий выделяются следующие показатели для модуля деформации $5 < E < 50$ МПа и для плотности $\rho > 0,8 \text{ г/см}^3$. В основу желательных условий заложены следующие показатели - $5 < E < 25$ МПа и $\rho > 1,2 \text{ г/см}^3$. Основываясь на классической теории предельного состояния механики грунтов при проведении экспериментальных исследований в условиях лабораторного лотка, габаритные размеры плитного ростверка, модели свай, их длина и размеры диктовались условиями пространственной задачи. Так же при подборе размеров испытательной модели учитывались зоны распространения напряжений в массиве грунта под подошвой плиты. Также стенки лотка были обработаны техническим вазелином и обклеены трехслойной пленкой для исключения влияния жестких стенок. Проведение вышеизложенных мероприятий позволило исключить искажение результатов испытания, поскольку путем выполненных действий

жесткие вертикальные стенки лотка, а также его днище, перестали влиять на распространение напряжений под штампом в массиве грунта [94].

При создании модели фундаментов, их размеры и принимаемая методика опираются на характеристики изгибной жёсткости, а также прочности, и в основу ложится возможность моделирования всех стадий напряженного состояния элементов фундамента.

Штамповые испытания грунта свайного основания пробными нагрузками, позволяют полноценно выполнить вышеперечисленные условия. Исходя из вышеизложенного именно штамповые испытания лабораторных моделей были основополагающими при определении деформационных характеристик грунта напряженно-деформированного состояния сооружения на плитно-свайных фундаментах как в лабораторных, так и в полевых условиях. Исходя из полученных данных в результате проведенных штамповых испытаний лабораторных моделей для установления подобия свайного основания в качестве исходной принимается зависимость осадки от давления. Во внимание принимается следующее:

- структура графика $P - S$ аналогична диаграмме $\sigma - \varepsilon$;
- давление P выступает совокупной характеристикой для нормального контактного напряжения, возникающего под штампом в свайном фундаменте, и оказывается привычным показателем при определении величин нормальных контактных напряжений [26];
- осадка плитного ростверка S и значение $\Delta_l - \varepsilon_l$ схожи.

Совокупность вышесказанного помогает прийти к выводу, что графики, полученные в результате проведенных штамповых экспериментов свайного основания, позволяют подобно интерпретировать материалы грунтового основания.

Опираясь на теорию расширенного подобия [26], исследуя напряженно-деформированного состояния сооружения на моделях и для обеспечения моделирования работы грунтовых оснований, должны выполняться следующие условия [26]:

$$\frac{P_y^I}{P_y} = \frac{P_{y\Pi}^I}{P_{y\Pi}} = \frac{P_{\Pi}^I}{P_{\Pi}} = C_{\sigma 0} \qquad \frac{S_y^I}{S_y} = \frac{S_{y\Pi}^I}{S_{y\Pi}} = \frac{S_{\Pi}^I}{S_{\Pi}} = C_s \quad (2.1)$$

$$C_{\sigma 0} \approx 0,6 \dots 1,1$$

$$C_s \approx 1,0$$

где $C_{\sigma 0}$ – масштабный множитель нормальных контактных напряжений [26];

C_s - масштабный множитель осадок.

Таблица 2.1 – Результаты испытания модели плитно-свайного фундамента и соответствующий ей натурный эквивалент

	Диаметр свай, мм.	Количество свай, шт.	Несущая способность плитно-свайного фундамента, кН.	Осадка, мм	Напряжение в грунте, кПа	Усилия в сваях, Н
Лабораторные испытания	7	30	6...11	80	37,5...6 8,5	110
Полевые испытания	70	16	250	80	62,5	10200
Масштабный множитель	10		0,024.....0, 044	1	0,6..1,1	0,011

Параметры моделей плитно-свайных фундаментов для проведения экспериментов в условиях лаборатории и полевых условиях, принимались эквивалентно, основываясь на значениях масштабных множителей, приведенных в таблице 2.1. Свойства моделей для проведения испытаний плитно-свайного фундамента в лабораторные и полевые условия представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Параметры моделей свайного основания при испытании плитно-свайного фундамента в лабораторных и полевых условиях

Наименование параметра	Лабораторные испытания в лотке	Полевые испытания
Длина свай	400мм	2000мм
Диаметр свай	7мм	70мм
Количество свай	30шт.	16шт.
Габариты модели фундамента	400х400 мм	2000х2000 мм

2.2 Методика проведения лотковых испытаний

Программа проведения экспериментальных исследований состояла из следующих методически выверенных действий, на данные полученные в результате испытаний оказали влияние следующие этапы:

1. Исследования проводились по разработанной методике испытаний.
2. Изготавливались модели для проведения экспериментов.
3. Проводились мероприятия по установке и изоляции датчиков, измеряющих сопротивление.
4. Постепенное нагружение испытываемой модели и контроль прикладываемой нагрузки на протяжении всего эксперимента.
5. Фиксирование деформаций модели и ее осадок.
6. Анализирование и обработка результатов, полученных в процессе испытания моделей.

Экспериментальная модель каждого испытания плитно-свайного фундамента имела следующий вид: сваи с определенным шагом были жестко защемлены в плиту ростверка. В процессе проведения экспериментальных исследований на модель прикладывались вдавливающие нагрузки циклического характера. Итак, удалось установить наличие зависимости между передвижениями по вертикале в грунте и прикладываемой нагрузкой и несущей способностью фундамента. Также выявлялись деформации, возникающие в сваях,

в плите ростверка и в грунте межсвайного пространства, в процессе проведения экспериментальных исследований.

Экспериментальные исследования проводились в объемном лотке, стенки и днища которого были выполнены из листовой стали по ГОСТ 19903-74 [12]. Металлический лоток объемом 1 м^3 имел следующие размеры $1,0 \times 1,0 \times 1,0$ м (рисунок 2.6). Толщина стенок лотка составляла $t_{cm}=5\text{ мм}$, толщина днища $t_{дн}=30\text{ мм}$. Для герметизации стыков в местах соединения стенок и днища лотка применялись уплотняющие резиновые прокладки.

В качестве грунтов для исследований принимались грунты Приказанского района, расположенного по обоим берегам р. Казанка у впадения ее в р. Волгу, при выборе опирались на инженерно-геологические условия выбранной территории. Приказанский район представляет собой террасовидный рельеф и состоит из 4 террас:

1. Калининская терраса. Это самая молодая и невысокая терраса. Возраст Q_3 . Её отличает аллювиальный тип происхождения. Её ширина колеблется в интервале $0,1 \dots 1,5$ км, значение протяженности составляет 8 км, а абсолютная отметка 60-64 м.

2. Московская терраса. Размещена между Днепровской и Калининской террасами. Возраст Q_2 . В связи с размещением только на правом берегу реки Казанки терраса отличается барханно-дюнным построением. Длина этой террасы равна ее ширине и составляет 7-10 км. Абсолютная отметка террасы 80-100 м. Днепровская терраса с возрастом среднечетвертичным Q_2 . Данная терраса имеет ширину 5-6 км, простирается на 15-17 км, предусматривает абсолютную отметку в 100-145 км.

3. Днепровская терраса – третья по счету терраса формирующая Приказанский район. Ее возраст составляет Q_2 . Имеет ширину 5-6 км, в то время как ее протяженность составляет 15-17 км., а абсолютная отметка равна 100-145 км.

4. Окская терраса – четвертая и заключительная терраса в Приказанском районе. Окская терраса – это самая старая терраса. Ее возраст составляет Q_1 . Она

представлена лессовидными суглинками нижнечетвертичного периода, переходящие в отложения песков. Ширина данной террасы составляет 0,5-1 км.

Для грунта основания при проведении лабораторных испытаний были взяты пластичные супеси с нарушенной структурой светло-коричневого цвета, имеющие следующие характеристики: значение влажности $W = 12\%$; значение плотности $\rho = 1,5 \text{ г/см}^3$; величина текучести $I_L = 0,52$; число пластичности $I_p = 0,06$; величина угла внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$, значение удельного сцепления $c = 4,5 \text{ кПа}$; величина модуля деформации $E = 7 \text{ Мпа}$ [13]. Подготовка грунта осуществлялась в соответствии с ГОСТ 30416-2012 [15].

В качестве материала для изготовления моделей свай рассматривались стержни, выполненные из стали, дерева и пластика. Путем проведения пробных экспериментальных исследований и принимая во внимание методику моделирования работы свайного фундамента, было установлено, что сваи, выполненные из пластиковых трубок наиболее близки к натуральным образцам по характеру работы. В последующем для проведения экспериментальных исследований все модели свай изготавливались из пластиковых стержней. Выбор именно этих стержней обусловлен тем, что это позволило воспроизвести весь процесс напряженно-деформированного состояния свай, учитывая их характеристики изгибной жесткости и прочности. В качестве модели выбрана свая, выполненная из полый пластиковой трубки, которая имеет диаметр $\varnothing 7 \text{ мм}$ и толщину стенки 1 мм (рисунок 2.2).

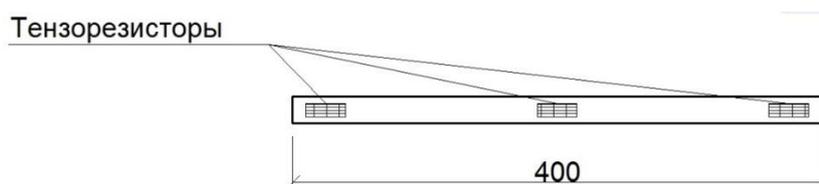


Рисунок 2.2 – Общий вид модели сваи

Длина опытных образцов назначалась с учетом длины захвата разрывной машины и не менее $6 \cdot d + 200 \text{ мм}$, и окончательно, была принята 400 мм. Измерения

деформаций растяжения и сжатия, вплоть до разрушения, производилось по показаниям измеряющего устройства разрывной машины.



Рисунок 2.3 – Общий вид испытательного стенда

На универсальной испытательной машине Р-50, которая имеет точность нагружения 0,2 кН, были проведены экспериментальные исследования моделей свай. Испытания опытных моделей проводилось в соответствии с ГОСТ 25.601-80 [14]. Вид испытательного стенда представлен на рисунке 2.3.

Манометр испытательной машины позволил задать и контролировать статические параметры нагрузки. В процессе проведения исследований, в зависимости от приложенных нагрузок, контролировались и замерялись деформации свай. Фактически физическое разрушение образца было принято, как предельное состояние. Разрушенные в процессе захвата машиной стержни не рассматривались.

По результатам проведенных испытаний были получены следующие значения прочности: модуль деформации $E_{сж}^{nl} = 700$ МПа, прочность на сжатие $R_{сж}^{nl} = 92$ МПа для модели сваи из пластика. Применение свай именно данной модели, как нельзя лучше позволило более точно смоделировать все стадии напряженного состояния плитно-свайного фундамента, благодаря своим характеристиками прочности и изгибной жесткости.

Тензорезисторы, установленные клеевым способом по длине сваи и защищенные полимерной оболочкой, позволили фиксировать усилия и деформации в сваях (рисунок 2.2).

Для измерения давления в грунте использовались датчики, которые были размещены по высоте армированного массива в исследуемом объеме массива грунта, подключенные по четверть мостовой схеме к тензомеру АИД – 4. На рисунке (рисунок 2.4) можно увидеть представленную схему, отражающую устройство датчика давления в самом грунте.

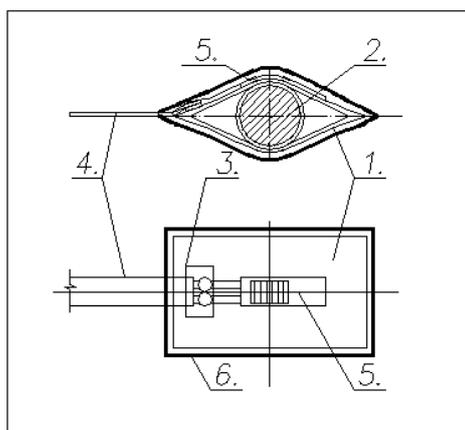


Рисунок 2.4 – Схема, отражающая устройство датчика для определения давления в грунте

1 – металлическое основание; 2 – упругий компонент; 3 – эбонитовая пластина; 4 – провода; 5 – тензорезистор; 6 – защитная пленка из полимера [94]

Рассматривая детально датчик давления в грунте, можно увидеть тензометрический датчик, нанесенный на мембрану клеевым способом.

Применения компрессионно-фильтрационного прибора (одометр) конструкции Гидропроекта (рисунок 2.5) при тарировании датчиков, позволило создать тарировочные таблицы для использования данных по их показателям.

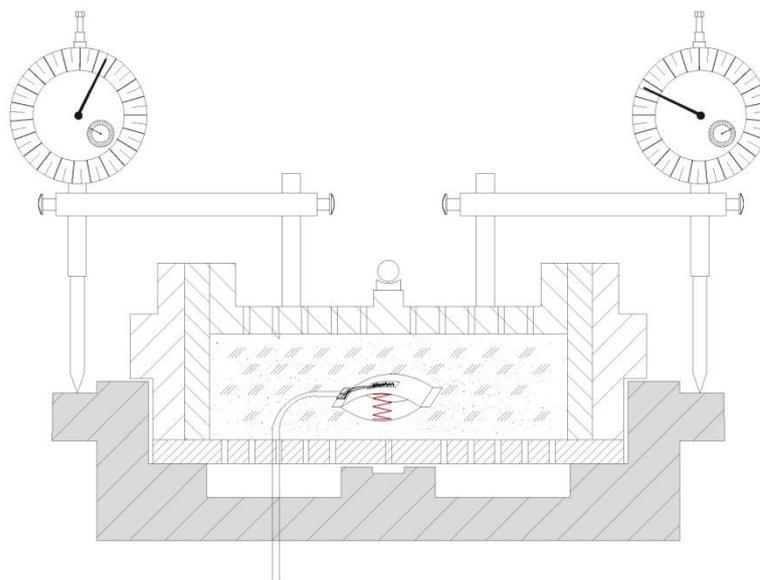


Рисунок 2.5 – Схема тарировки датчиков давления в компрессионном приборе (одомере) конструкции Гидропроекта

Программа исследований предусматривала проведение лотковых испытаний плитно-свайных фундаментов. Изучение модели плитно-свайного фундамента происходило по следующей схеме:

- определялась особенность зависимости $S=f(P)$, осадки плиты S от величины давления под ростверком в плитном варианте фундамента (без использования свай) [94];

- определялись особенности зависимости $S=f(P)$ осадки от величины давления в зоне под плитой [94] в межсвайном массиве грунта. Сваи подбирались различной длины $l_{св}$, соотнесенной с шириной плиты ростверка $b_{пл}$ в т.ч: $l_{св}=b_{пл}$;

- определялась несущая способность одиночных свай. Нагрузка прикладывалась постепенно, до той поры, пока не происходила утрата стабильности свай либо не возникало превышение несущей способности;

- за счёт использования датчиков внутри грунта измерялось значение напряжений в массиве грунта межсвайной области;

- по достижению испытываемой модели предельного состояния устанавливался его характер [94].

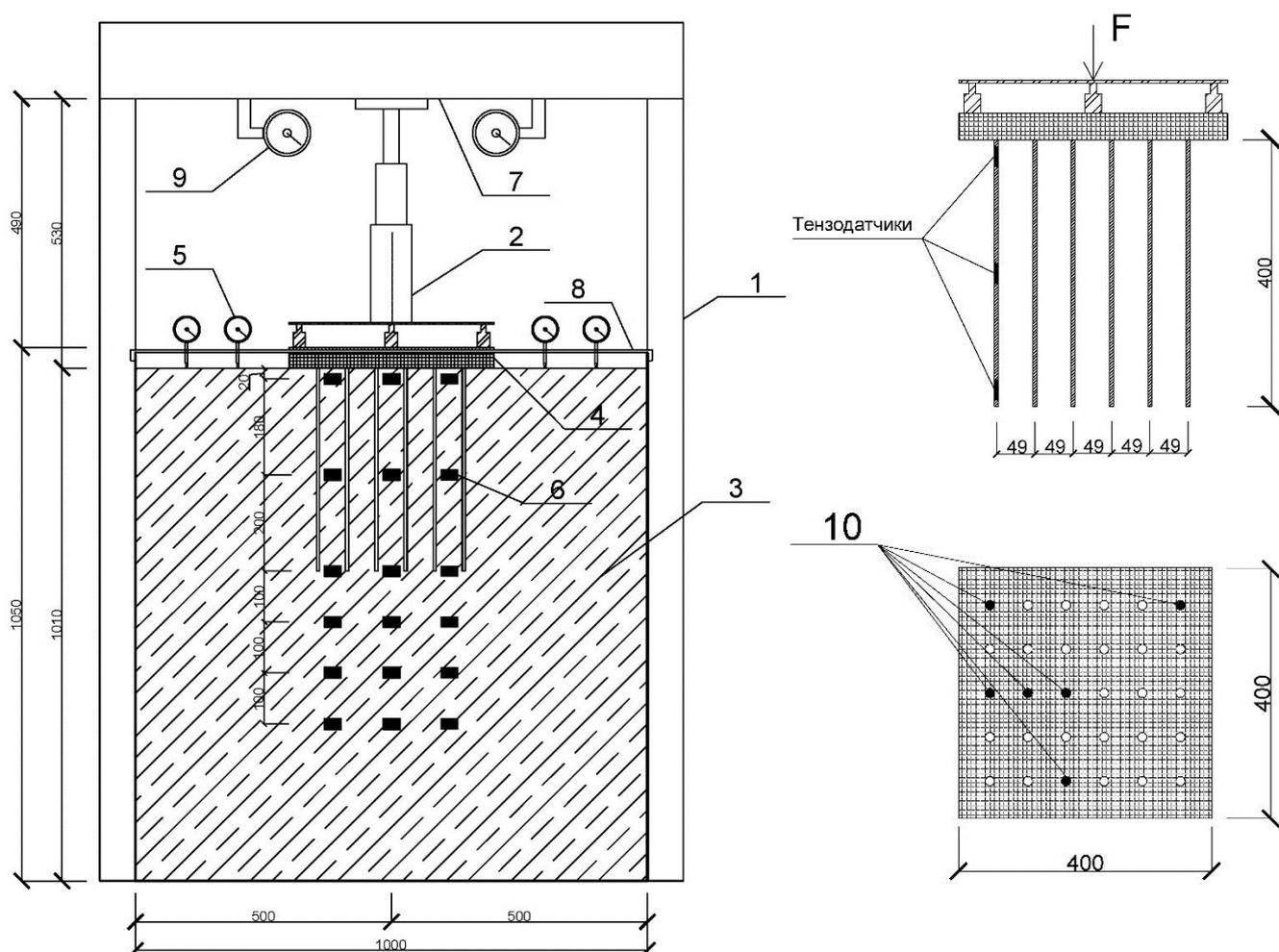


Рисунок 2.6 – Схема испытания в лабораторных условиях

1- объемный лоток; 2- загрузочное устройство; 3- грунт основания; 4- плитно-свайный фундамент; 5- индикаторы часового типа; 6- датчики давления в грунте; 7- упорная конструкция нагружающего устройства; 8- траверса индикаторов часового типа; 9- прогибомеры; 10- сваи с датчиками [92].

В качестве грунта для экспериментальных исследований была выбрана супесь светло-коричневого цвета, с нарушенной структурой. Супесь была просеяна через сито с ячейками 2мм. Объемный экспериментальный лоток послойно заполнялся просеянным грунтом, где в дальнейшем производилось его уплотнение. Послойное заполнение лотка грунтом производилось ввиду необходимости уплотнять грунт послойно. Согласно программе исследования плотность скелета грунта должна была составлять $1,5\text{т/м}^3$. Уплотнение грунта до таких показателей осуществлялось прямоугольной трамбовкой, имеющей массу 5 кг. Выбранная методика подготовки к экспериментальным исследованиям

помогла определить, что достичь соотношения по слоям отсыпанной супеси с $W=12\%$, плотности грунтового скелета $\rho_d=1,5\text{т/м}^3$ можно в случае снижения толщины всех слоёв с 50 мм до 70 мм. Итак, каждый экспериментальный лабораторный лоток заполнялся до предельной верхней отметки и каждый слой грунта уплотнялся согласно вышеизложенному соотношению [94]. По завершению заполнения лотка грунтом, в течении 3-х суток, массив грунта с моделью ПСФ выдерживался при комнатной температуре и в герметичном состоянии. Выдержка грунта необходима, поскольку в процессе послойного уплотнения в грунте присутствуют остаточные напряжения, а данная процедура дает возможность релаксации напряжений и влажность грунтового массива становится более равномерной. В итоге подготовленный для испытания грунтовый образец обладал такими параметрами: значение угла внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$, величина модуля деформации $E=7$ МПа, величина удельного сцепления $c = 4,5$ кПа.

Для экспериментальных исследований модели сваи были сделаны на основе пластиковой полой трубки, имеющей диаметр $\varnothing 7$ мм и толщину стенки в 1 мм. На поверхность трубок наносились засечки, для лучшего сцепления свай с грунтовым массивом. Насечки имели периодический профиль. В процессе проведения экспериментов замерялись перемещения и деформации свай. Измерительными линейками и штангенциркулем измерялось перемещение свай относительно первоначального положения. Тензорезисторы, нанесенные клеевым способом на поверхность свай и находящиеся в полимерной защитной оболочке, позволили определять напряжения и деформации свай.

Модель плитно-свайного фундамента, на которой проводились экспериментальные исследования на действия нагрузок включала в себя 30 штук свай. Во время работ по устройству модели плитно-свайного фундамента в лабораторном лотке для проведения эксперимента сваи модели устанавливались и послойно засыпались грунтом, при помощи специально выполненного шаблона-трамбовки со сквозными отверстиями (рисунок 2.7. б - в) осуществлялось

последовательно уплотнение грунтового массива в межсвайном пространстве. Размеры отверстий трамбовки были выполнены на 1 мм больше диаметра свай.

Передача нагрузки на свайное основание осуществлялось через устанавливаемую на оголовки свай модель плитного ростверка с размерами 40x40 см, площадью 0,16 м² (рисунок 2.7.з). В качестве свай использовались элементы в форме полых труб из пластика с диаметром в 7 мм, длиной в 40 см и толщиной стенки в 1 мм. Ростверк представлен в форме железобетонной плиты, содержащей две арматурные сетки, сформированные арматурой проволочного типа В500 Ø3 мм. Её параметры по плану: 40x40 см и толщина в 4 см [92]. На подошве фундаментной плиты заранее изготовлены отверстия для устройства узла сопряжения ростверка и свай, диаметр отверстий на 1 мм больше диаметра свай. Перед установкой на оголовки свай, отверстия в плите заполнялись полимерцементным раствором. Принимая во внимание области, куда распространяются напряжения в грунтовом массиве под основанием плиты, в качестве условий, добавленных в пространственную задачу из классической теории о предельном состоянии механики грунтов, были выбраны габариты модели плитного ростверка для испытаний плитно-свайных фундаментов в экспериментальном лотке. Исходя из данной теории, изолинии напряжений, равняющиеся $0,1P$ по глубине и горизонтали, нужно вписывать во внутреннюю часть лотка. Удалось исключить риск исказить итоги эксперимента через соблюдение условий, когда воздействие со стороны жёстких стенок вертикального типа и дна лотка на направление распространения напряжений в массиве грунта под плитой [94] и под нижним концом свай исключается. Для того, чтобы создать реалистичное функционирование сооружения для испытания на нём разных циклических нагрузок, на модель плитно-свайного фундамента приложили нагрузку, передаваемую с помощью девяти опор из металла, поставленных через каждые 15 см в двух направлениях (рисунок 2.7.з). Также на обрез опор из металла ставили металлическую траверсу, имеющую толщину в 2 см (рисунок 2.7.д), по которой производилась передача нужной циклической нагрузки [94] от гидравлического домкрата с частотой 0,05 Гц. Значение несущей

способности для плитно-свайного фундамента для каждого испытания определено экспериментально при количестве циклов нагружений, соответствующих предельно допустимым значениям осадки $S_u = 80$ мм.

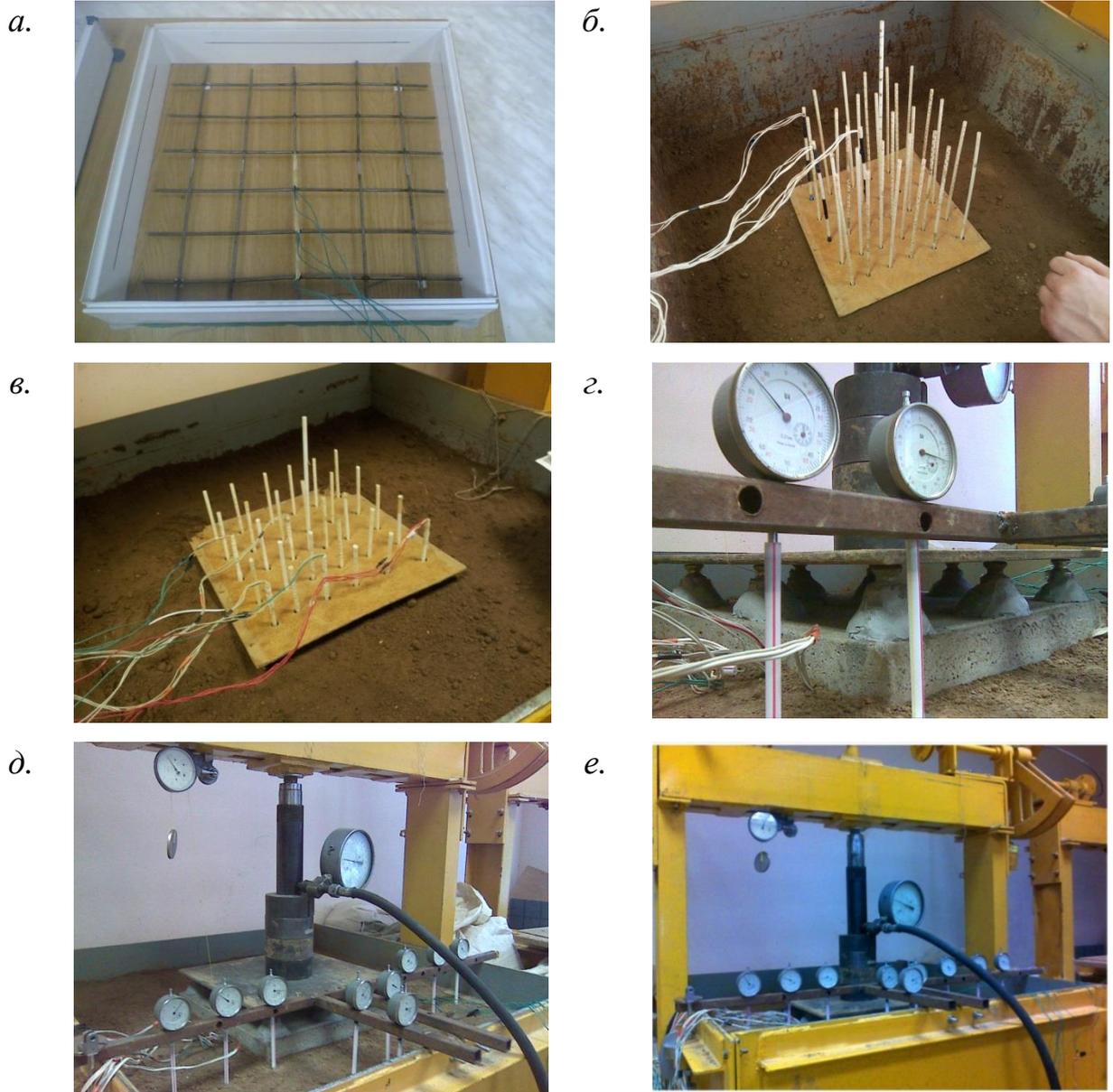


Рисунок 2.7 – Подготовка проведения испытания

a – изготовление модели плиты ростверка; *б, в* – послойная отсыпка грунта;
г – устройство модели фундаментной плиты с металлической траверсой;
д, е – подготовленное испытание.

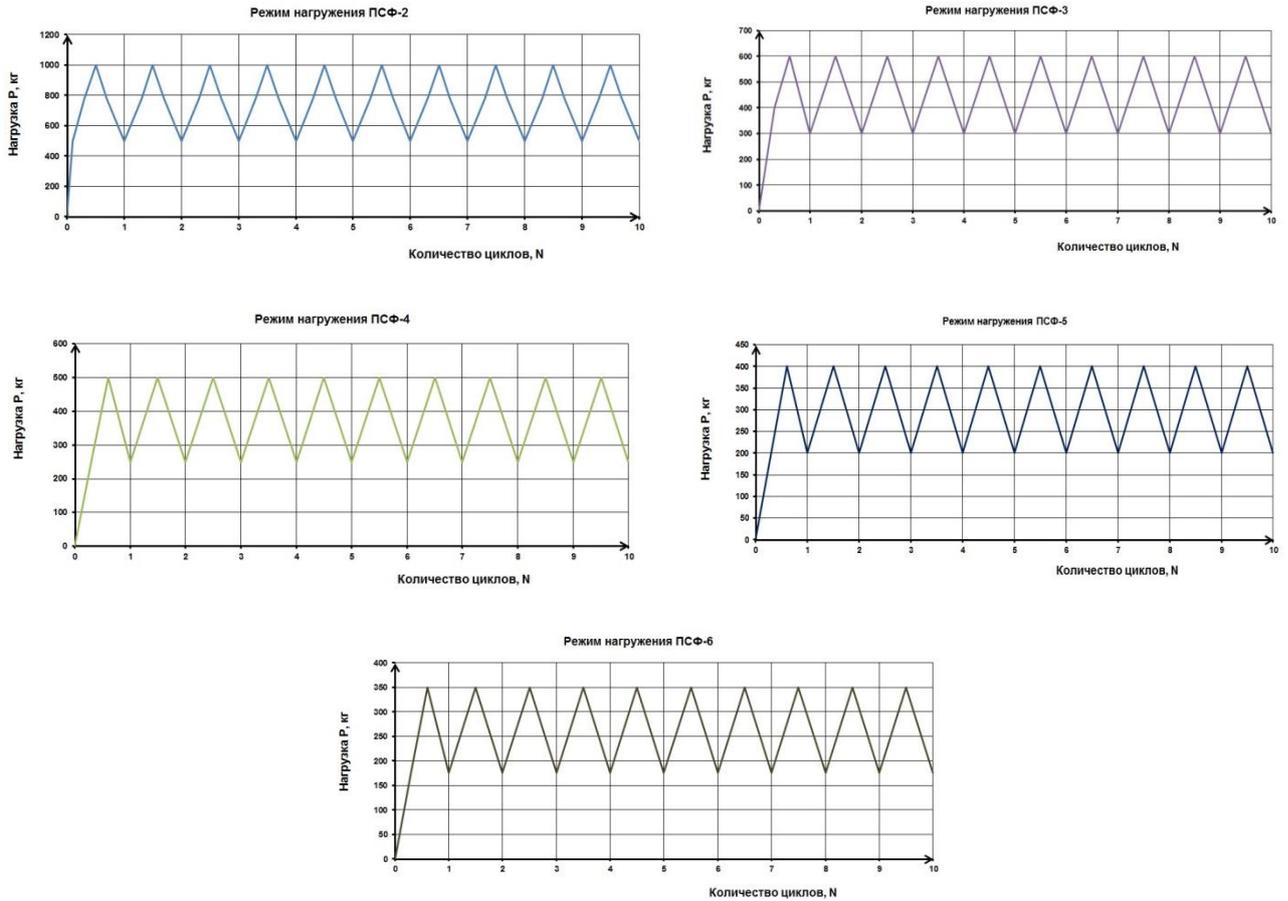


Рисунок 2.8 – Принятые режимы при циклических нагружениях моделей плитно-свайного фундамента в лабораторных лотках

Для установления влияния циклического нагружения на несущую способность и осадки плитно-свайного фундамента, проведены экспериментальные исследования при статическом и циклическом нагружении. Программой было намечено проведение испытания модели плитно-свайного фундамента (ПСФ) на действие статических и циклических нагрузок [92], выполненного из тридцати свай и железобетонного ростверка (таблица 2.3). Также проведены испытания отдельно плитного фундамента и одиночных свай при действии статического и циклического нагружения.

Таблица 2.3 – Режимы испытания модели при статическом и циклическом нагружении [92]

№ п/п	Фундамент	Вид нагрузки	Длина свай, см	Нагрузка, кг		Кол-во циклов нагружения, N
				P_{max}	P_{min}	
1.	Плитно-свайный (ПСФ) образец №1	статическая	40	1100	-	-
2.	ПСФ 2	циклическая	40	1000	500	15
3.	ПСФ 3	циклическая	40	600	300	200
4.	ПСФ 4	циклическая	40	500	250	500
5.	ПСФ 5	циклическая	40	400	200	1500
6.	ПСФ 6	циклическая	40	350	175	2500
7.	Плитный, образец №б	циклическая	-	400	200	500
8.	Одиночные сваи	статическая	40	8	-	-
9.	Одиночные сваи	статическая	40	6	-	-
10.	Одиночные сваи	циклическая	40	4	2	80
11.	Одиночные сваи	циклическая	40	4	2	80
12.	ПСФ, полевые испытания	циклическая	200	25000	12500	3000

Данные, полученные при кратковременных статических испытаниях плитно-свайного фундамента [92] использовались для определения максимальных нагрузок в течении цикла при циклическом нагружении. При статическом нагружении нагрузка доводилась до максимального значения (до достижения предельной несущей способности).

Циклические нагрузки, принимаемые по синусоидальному закону и при различных значениях максимальной и минимальной нагрузки цикла, передавались гидравлическим домкратом на модель плитно-свайного фундамента с частотой 0,05Гц. Коэффициент асимметрии цикла нагрузки принимался равным

$$\rho = \frac{F_{min}}{F_{max}} = 0,5 \quad \text{для всех испытанных моделей плитно-свайного фундамента.}$$

Режимы нагружения при испытании в лабораторных лотках приведены на рисунке 2.8.

2.3 Методика проведения полевых испытаний

Полевые испытания для исследования напряженно-деформированного состояния элементов комбинированного плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении проведены на базе испытательного полигона ФГБОУ ВО КГАСУ (рисунок 2.9).



Рисунок 2.9 – Общий вид испытания плитно-свайного фундамента

Перед устройством плитно-свайного фундамента сначала был откопан котлован размерами 3×3 м и глубиной 3 м. Для определения деформаций и

напряжений грунтового основания на определенных глубинах устанавливались грунтовые тензометрические датчики (рисунок 2.10).

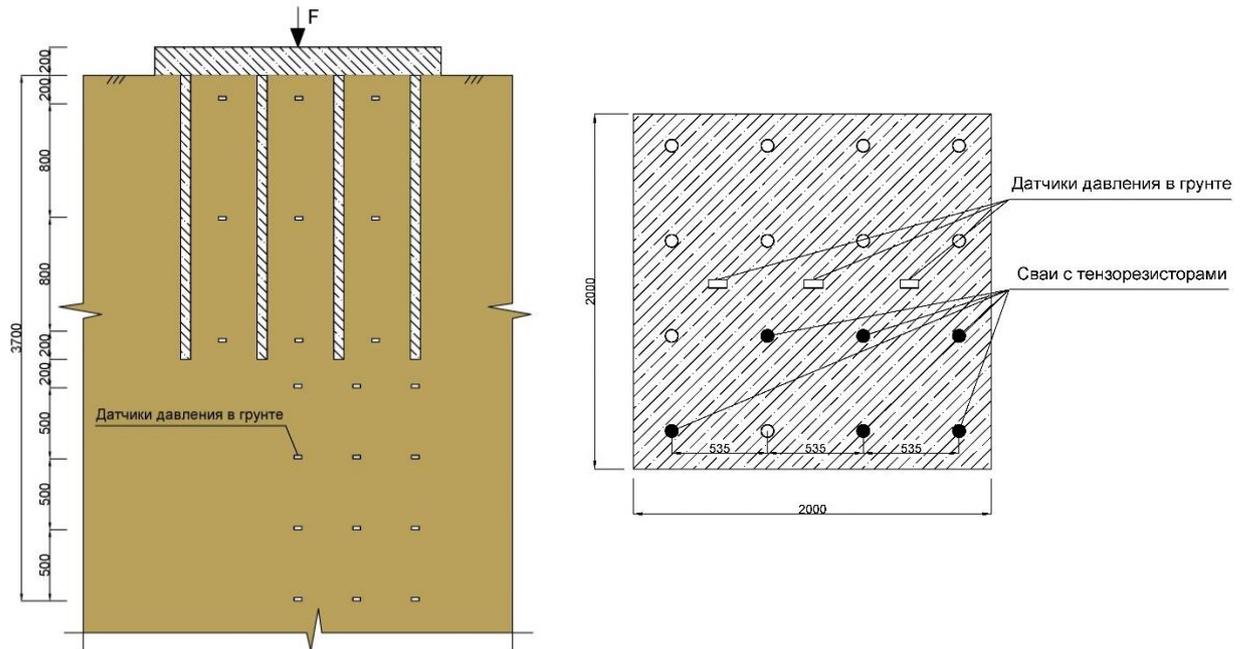


Рисунок 2.10 – Схема испытания при полевых испытаниях плитно-свайного фундамента [91]

В качестве грунтового основания применялась пластичная супесь. Грунт уплотнялся послойно, слоями толщиной по 20 см [91]. После уплотнения массив грунта до начала испытаний в течение 1 месяца выдерживался под собственным весом. Для определения начальных физико-механических характеристик грунтового основания, были пробурены скважины и отобраны пробы грунта методом режущих колец. У полученных значений отклонение от заданных величин находилось в пределах 0,2% по влажности и по 0,2 кН/м³ по удельному весу, что подтверждает однородность распределения плотности и влажности приготовленного образца грунта $\rho=1,65$ г/см³, $W=12$ %, $E=12,8$ МПа. Также были определены параметры образца грунта: число пластичности $I_p=0,05$; показатель текучести $I_L=0,56$; угол внутреннего трения $\varphi=22^\circ$, удельное сцепление частиц грунта $c=5$ кПа [13].

Сваи плитно-свайного фундамента изготавливались следующим образом: сначала пробуривалась скважина длиной 2000 мм, диаметром 70 мм, далее

производилась армирование свай из арматурной стали класса А400 \varnothing 10 мм [30]. Для измерения усилий в сваях на арматурные стержни были наклеены тензометрические датчики. Затем в скважину укладывался мелкозернистый бетон класса В15, W4. В качестве ростверка была устроена монолитная железобетонная плита с размерами 2,0×2,0 м и высотой 0,2 м, выполненная из тяжелого бетона класса В15 [11], каркас для армирования был выполнен из арматурной стали класса А400 \varnothing 10 мм с шагом 150×150 мм [30].

На протяжении всего испытания производились замеры вертикальных деформаций и усилий, возникающих в сваях. Осадка плитно-свайного фундамента фиксировалась при помощи прогибомеров 6 ПАО с ценой деления 0,01 мм. Вертикальное нагружение плитно-свайного фундамента осуществлялось с помощью гидравлического домкрата. Испытания грунта при циклическом нагружении проводились по следующей методике: сначала на плитно-свайный фундамент ступенями прикладывалась вертикальная статическая нагрузка с интервалом 30 минут, затем при достижении осадки $S=30$ мм, соответствующей вертикальному нагружению $P_{max}=25$ т, начиналась разгрузка плитно-свайного фундамента до $P_{min}=12,5$ т. (рисунок 2.11)

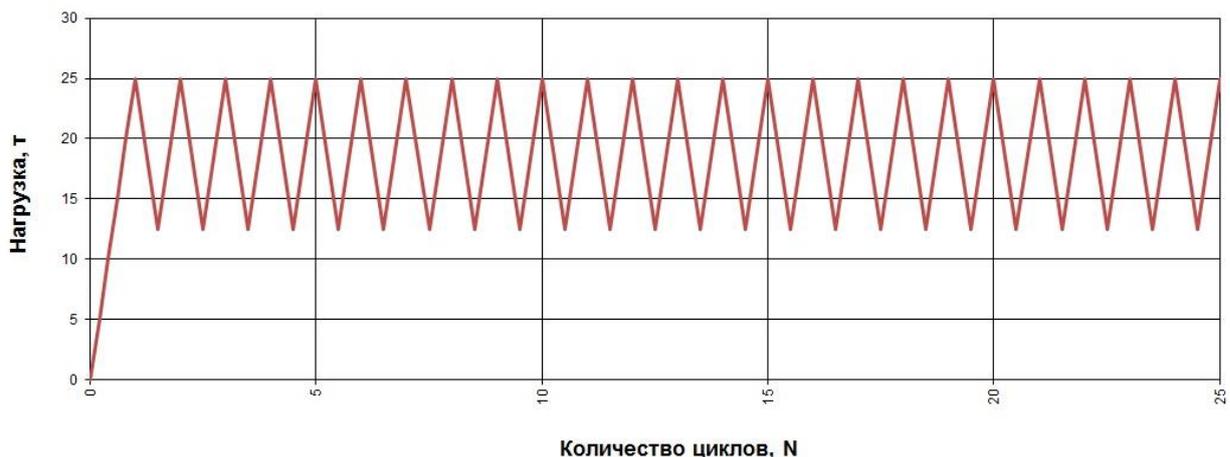


Рисунок 2.11 – Режим нагружения полевых испытаний плитно-свайного при циклических нагружениях

В качестве предельно допустимой осадки плитно-свайного фундамента было принято значение равное 80 мм.

ГЛАВА 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАРУЖЕНИИ

3.1. Общие положения

Экспериментальные исследования плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении были проведены в полевых и лабораторных условиях. Поэтапный принцип проведения экспериментов и анализ результатов позволил системно объединить все исследования для обработки результатов проведенных исследований [92].

По результатам экспериментальных исследований получены графические и аналитические зависимости изменения прочностных и деформационных характеристик грунтового основания и элементов плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении [92].

Для исследования особенностей работы комбинированного плитно-свайного фундамента в грунте, была разработана методика проведения испытаний и создана модель плитно-свайного фундамента [92].

Лабораторное исследование заключалось в испытании шести моделей плитно-свайного фундамента, каждый из которых состоял из плиты ростверка и свай, жестко защемленных в ростверк и испытании одиночных свай. Испытания проводились на действие циклических нагрузок для установления несущей способности фундамента, зависимости вертикальных перемещений в грунте от нагрузки, определения деформаций и напряжений, возникающих в сваях, межсвайном массиве грунта и в грунте ниже условного фундамента [92].

На основании программы проведены испытания [92]:

а) Плитно-свайного фундамента ПСФ на действие статической и циклической нагрузки, выполненного из свай, представляющие собой полые пластиковые трубки, диаметром 7 мм с длиной 40 см. и толщиной стенки 1 мм. Ростверк представлял собой железобетонную плиту с размерами в плане 40x40 см. и толщиной 4 см., армированную двумя арматурными сетками из проволочной арматуры В500 Ø3 мм. Грунтом основания являлась пластичная

супесь (модуль деформации 7 МПа, угол внутреннего трения 20° , удельное сцепление 4,5кПа, плотность 1,5 т/м³).

б) Плитного фундамента на действие статической и циклической нагрузки, выполненного из железобетонной плиты с размерами в плане 40х40 см. и толщиной 4 см., армированную двумя арматурными сетками из проволочной арматуры В500 Ø3 мм. Грунтом основания являлась пластичная супесь (модуль деформации 7 МПа, угол внутреннего трения 20° , удельное сцепление 4,5кПа, плотность 1,5 т/м³)

в) Одиночных свай на действие статической и циклической нагрузки, представляющие собой полые пластиковые трубки, диаметром 7мм с длиной 40 см. и толщиной стенки 1 мм. Грунтом основания являлась пластичная супесь (модуль деформации 7 МПа, угол внутреннего трения 20° , удельное сцепление 4,5кПа, плотность 1,5 т/м³).

3.2 Несущая способность плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

Оценка несущей способности основания плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении проводится путем сравнения с несущей способностью при однократном кратковременном статическом нагружении. Поэтому сначала проводилось испытание модели плитно-свайного фундамента с целью определения предельной несущей способности основания при заданной предельной величине осадки равной $[S_{ul}] = 80\text{мм.}$, характера развития осадки, деформаций и усилий в сваях и грунтах межсвайного пространства и ниже острия свай. Полученное значение предельной несущей способности основания учитывалось при назначении максимальной нагрузки цикла при циклическом нагружении [92].

3.2.1 Результаты испытания моделей плитно-свайного фундамента при однократном статическом нагружении.

Экспериментальные исследования проводились в лабораторном лотке со следующими размерами 1,0x1,0x1,0 м. В качестве ростверка модели фундамента использовалась железобетонная плита 400x400x40 мм, армированная проволочной арматурой В500 Ø3 мм

Сваи представляли собой полые пластиковые трубки Ø7мм. с толщиной стенки 1 мм длиной 400мм. Деформации свай определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов на высоте 20, 200 и 370 мм от подошвы ростверка.

На основании проведенного эксперимента, при поэтапном нагружении кратковременной статической нагрузкой получено значение предельной несущей способности, равной $P_{ст} = 1100\text{кГ}\cdot\text{с.}$

С помощью выполненных экспериментов удалось установить закономерности изменения в напряжённо-деформированном состоянии глинистого основания плитно-свайного фундамента при действии статического нагружения.

Изменение усилий в сваях, расположенных в характерных зонах плитно-свайного фундамента, приведены на рисунках 3.1, 3.2, 3.3. Как видно из рисунков статическое нагружение приводит к увеличению усилий в сваях. Характер изменения усилий в сваях показывает перераспределение усилий из свай в грунты межсвайного пространства [96].

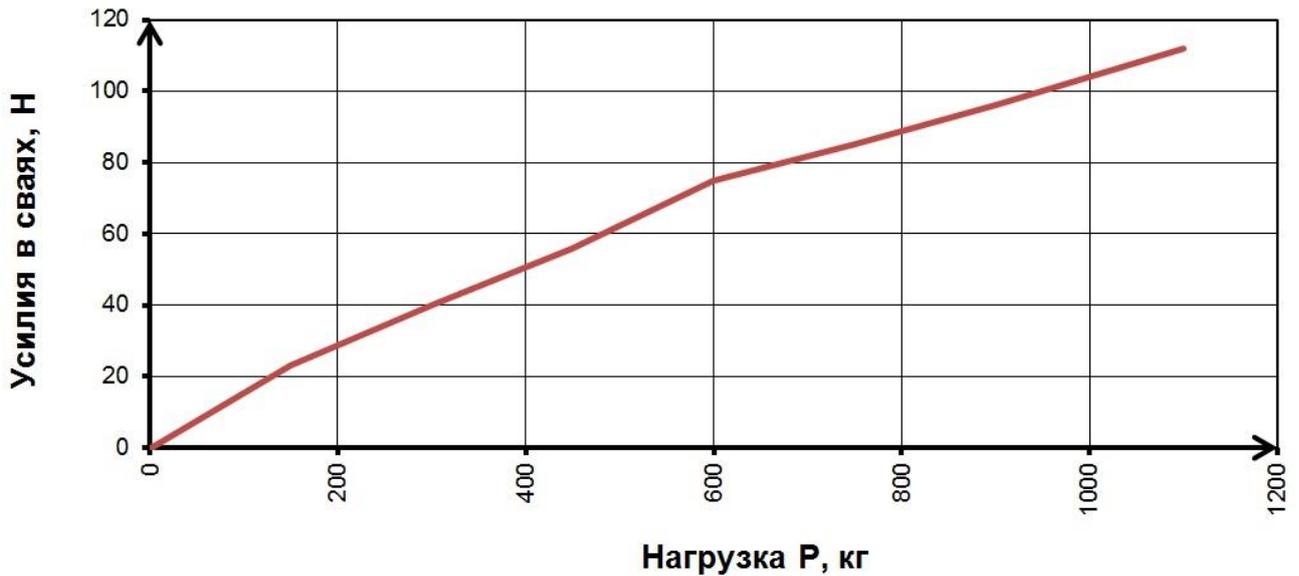


Рисунок 3.1 – Изменение усилий в угловой свае при статическом нагружении

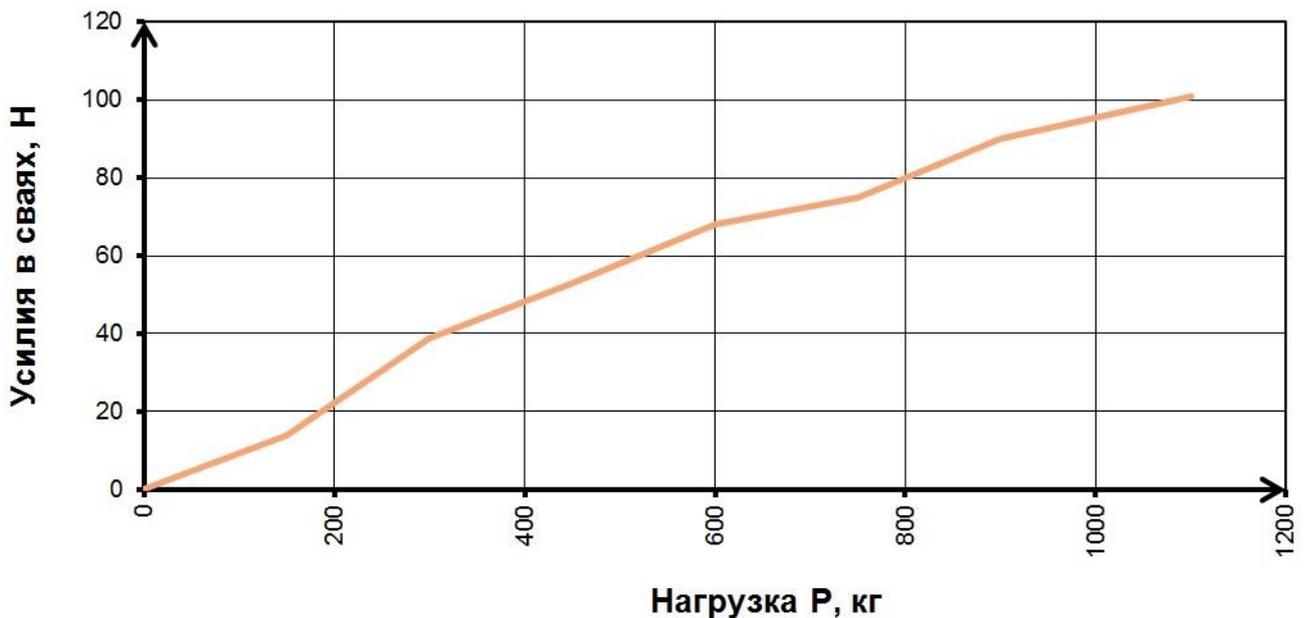


Рисунок 3.2 – Изменение усилий в периметральной свае при статическом нагружении

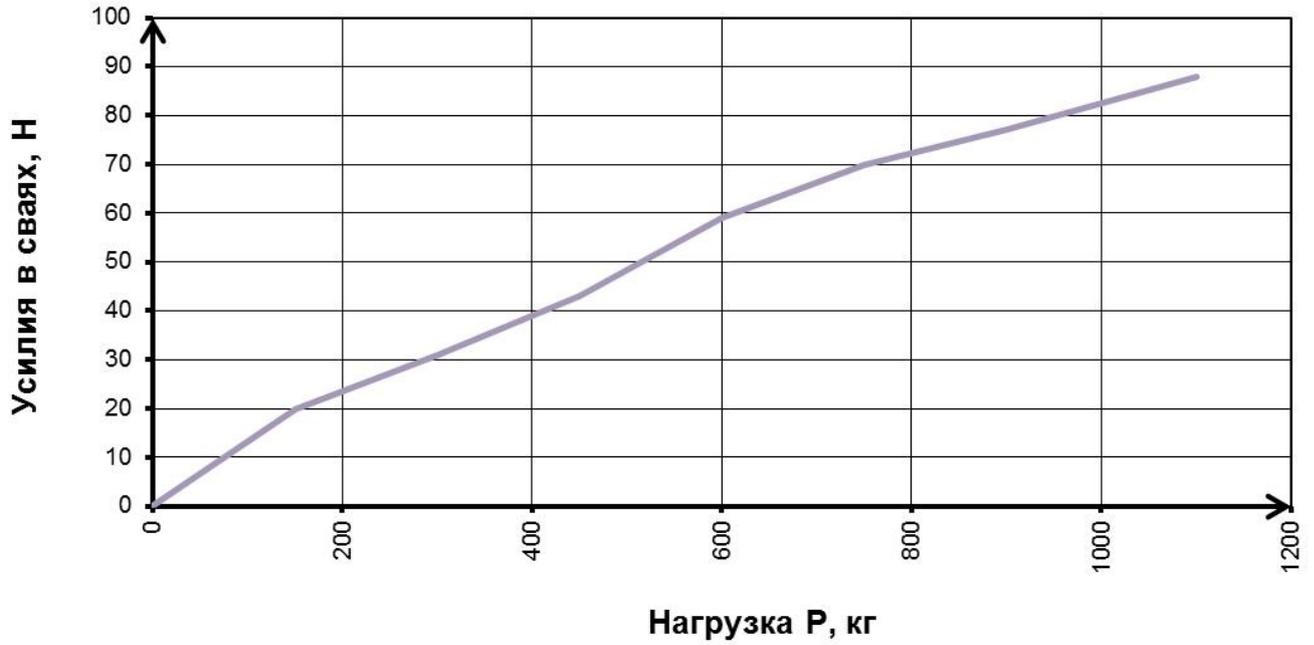


Рисунок 3.3 – Изменение усилий в рядовой свае при статическом нагружении

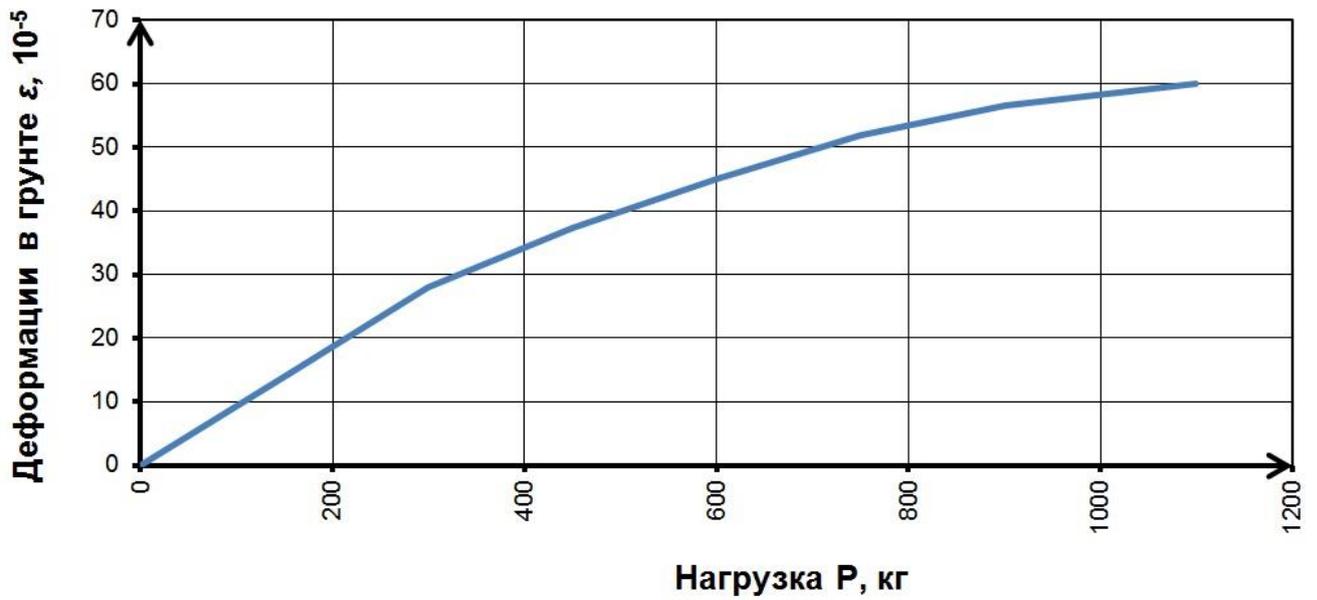


Рисунок 3.4 – Изменение деформаций в грунте под плитой при статическом нагружении на глубине 2 см от низа ростверка

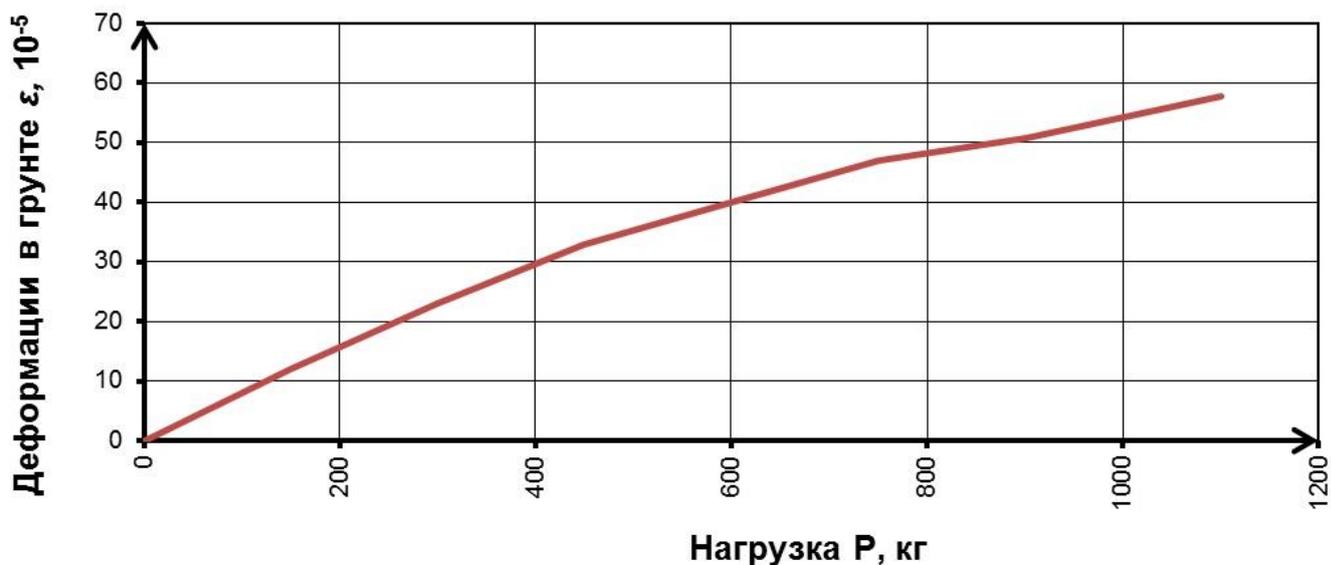


Рисунок 3.5 –Изменение напряжений в грунте под плитой при статическом нагружении на уровне 20 см от низа ростверка

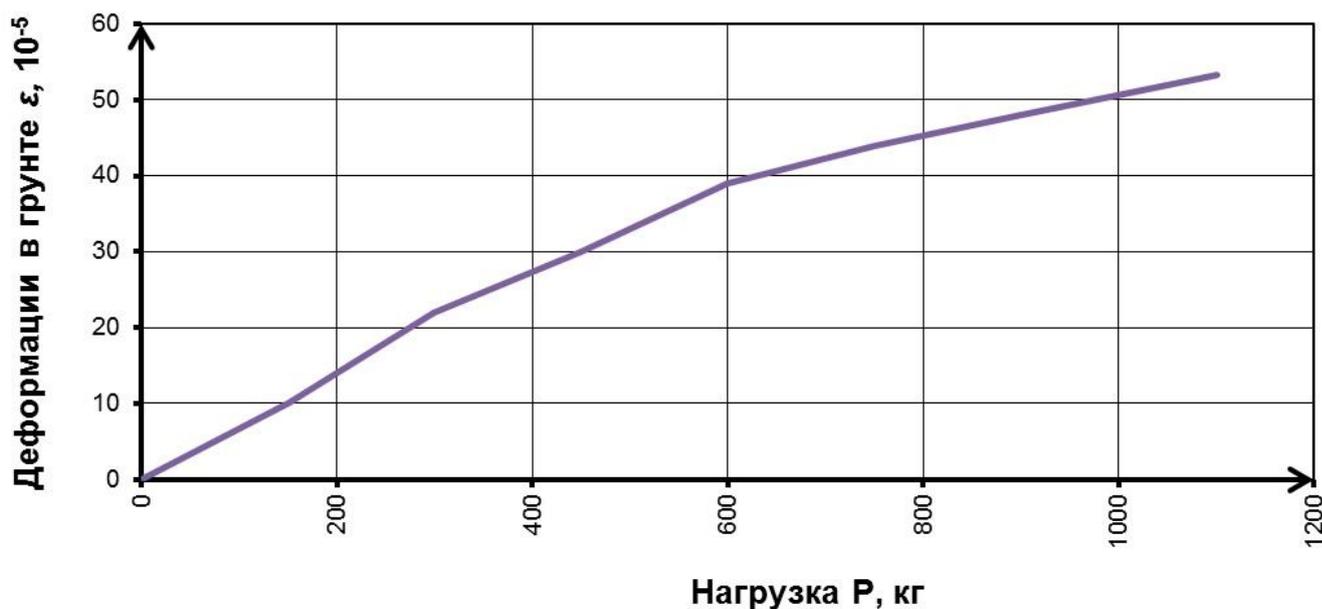


Рисунок 3.6 – Изменение напряжений в грунте под плитой при статическом нагружении на уровне нижней плоскости свай

На рисунках 3.4, 3.5, 3.6 приведены графики изменения напряжений в различных зонах грунта межсвайного пространства. Как видно из рисунков, происходит увеличение напряжений в грунте во всех зонах грунта по мере увеличения нагружения. При этом наибольшее увеличение напряжений происходит под плитным ростверком.

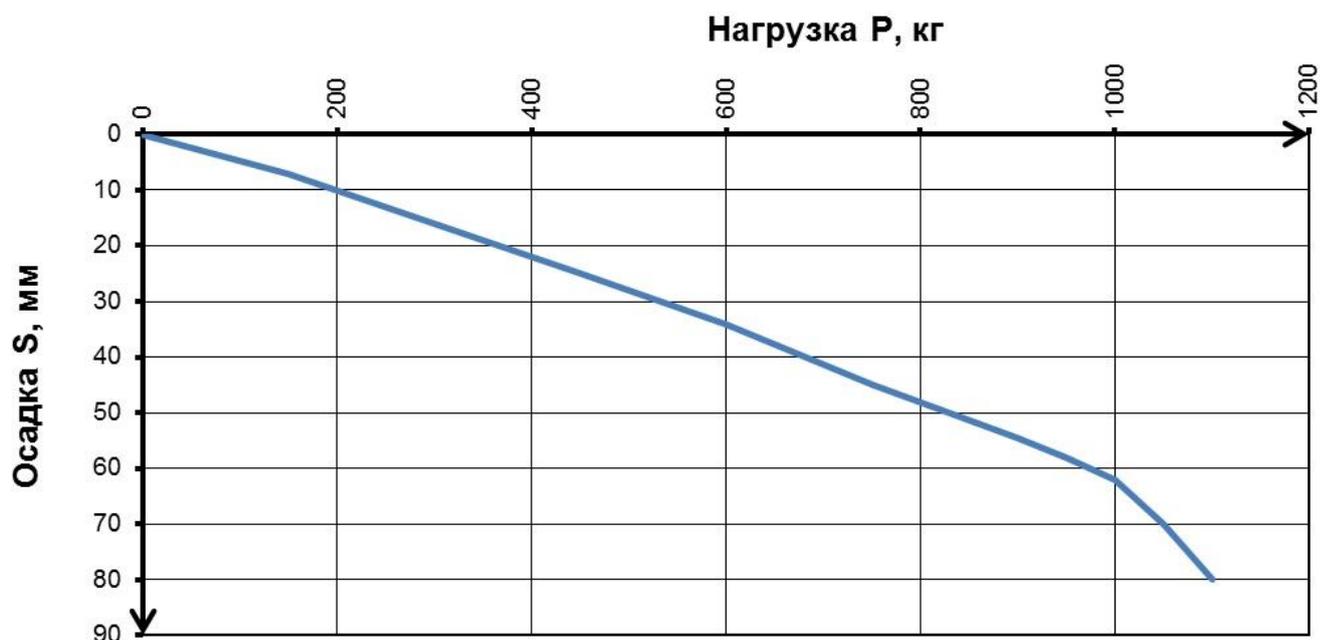


Рисунок 3.7 – Изменение осадки основания плитно-свайного фундамента в ходе статического нагружения

Отсюда видно, интенсивность нарастания осадок существенно уменьшалась, но полной их стабилизации не наблюдается. Такая закономерность развития осадок объясняется тем, что в общем случае изменение осадок зависит от развития деформаций грунта межсвайного пространства под ростверком, деформаций сдвига между грунтом и сваями и деформаций грунта в зоне под нижним концом свай.

В начальной стадии реализуются деформации уплотнения практически во всех зонах. Приращение деформаций уплотнения после нагружения практически прекращались, что вызвало уменьшение интенсивности нарастания осадок [92].

Осадки основания, измеренные в процессе ступенчатых статических нагружений, изменяются аналогично деформациям грунта межсвайного пространства. В качестве примера на рисунке 3.7 показано изменение осадок основания в пределах плитного ростверка.

3.2.2. Результаты экспериментальных исследований несущей способности моделей плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

Результаты экспериментальных исследований моделей плитно-свайных фундаментов при действии циклических нагрузок показывают, что по мере увеличения количества циклов нагружения, не зависимо от величины максимальной нагрузки цикла, происходит снижение несущей способности основания. В таблице 3.2 приведены результаты исследования моделей плитно-свайных фундаментов, которые наглядно показывают снижение несущей способности при циклическом нагружении.

Таблица 3.1 Итоги испытаний моделей плитно-свайных фундаментов

№ п/п	Шифр модели	P_{max} кг	P_{min} кг	$\rho = \frac{F_{min}}{F_{max}}$	Количество циклов до достижения предельной несущей способности	Характер достижения предельной несущей способности и достижения предельной осадки
1	ПСФ 2	1000	550	0,5	15	1,1
2	ПСФ 3	600	300	0,5	200	1,83
3	ПСФ 4	500	250	0,5	500	2,2
4	ПСФ 5	400	200	0,5	1500	2,75
5	ПСФ 6	350	175	0,5	2500	3,14

Как видно из таблицы 3.1 снижение несущей способности по сравнению с однократным кратковременным статическим нагружением составляет 3.14 раза [92].

На рисунке 3.8 и 3.9 показаны уравнения регрессии снижения несущей способности плитно-свайного фундамента в координатах $P_{max}-N$ и $P_{max}-\ln N$. Приведенные на рисунках 3.8 и 3.9 графики наглядно показывают закономерности снижения несущей способности моделей плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении по мере увеличения количества

циклов нагружения. Как видно из графика, приведенного на рисунке 3.8, наиболее интенсивное снижение несущей способности происходит при больших значениях максимальной нагрузки цикла P^{\max} , составляющих (0,55-0,91) от предельной несущей способности при однократном кратковременном статическом нагружении [92].

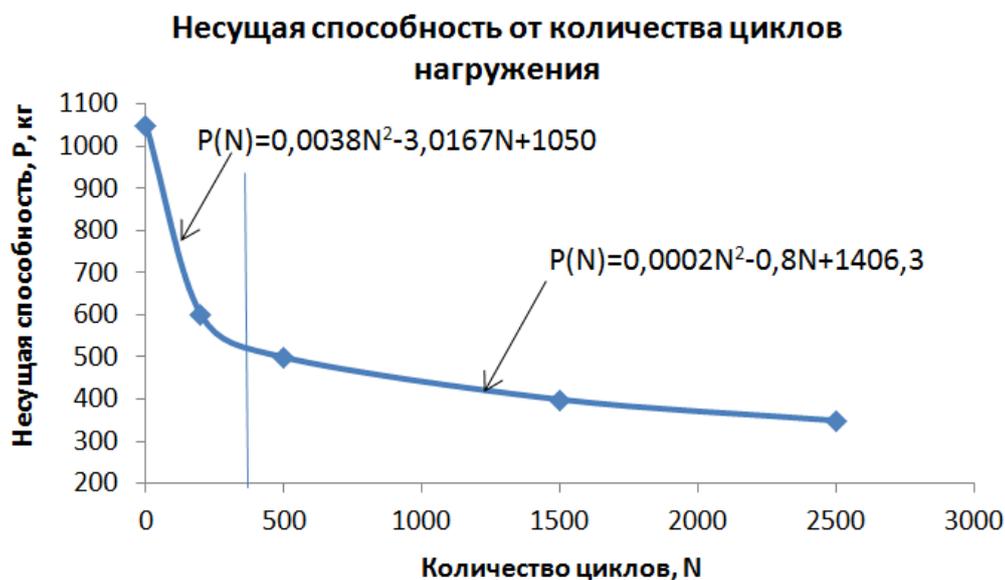


Рисунок 3.8 – Изменение несущей способности моделей плитно-свайных фундаментов в ходе циклического нагружения в координатах $P_{\max}-N$ [92].

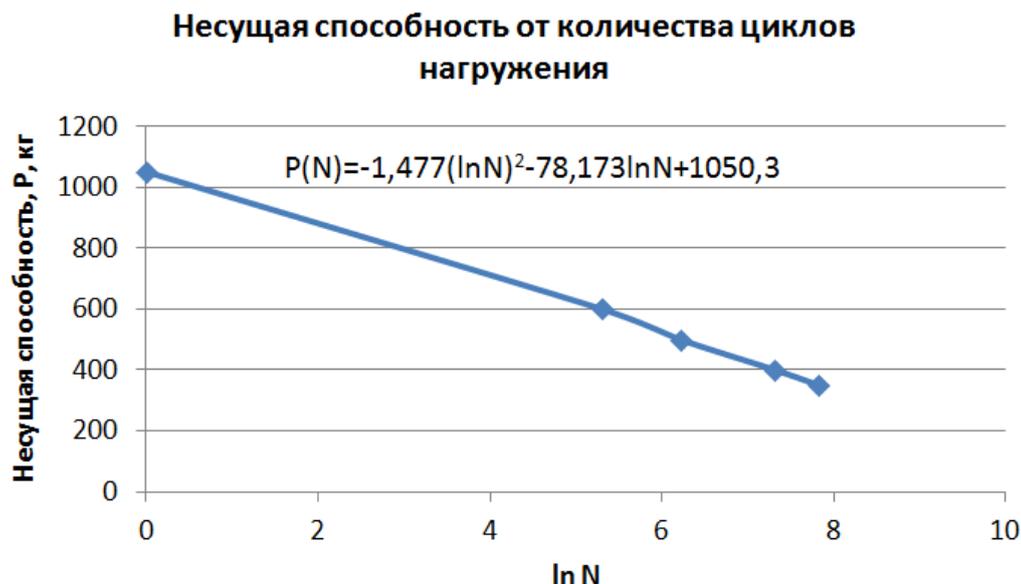


Рисунок 3.9 – Изменение несущей способности моделей плитно-свайных фундаментов в ходе циклического нагружения в координатах $P_{\max}-\ln N$ [92].

3.2.3 Развитие осадки основания плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении

Циклические нагрузки вызывали увеличения осадок основания как в пределах плитного ростверка, так и за его пределами, причем интенсивность их развития зависела от координаты рассматриваемой точки. На рисунках 3.10-3.12 приведены графики увеличения осадок основания в зависимости от количества циклов нагружения в пределах плитного ростверка. Как видно из приведенных графиков, интенсивное развитие осадок происходило в начальной стадии нагружения в течении первых (1...5) циклов повторных нагружений в зависимости от величины максимальной нагрузки цикла циклического нагружения [95], [96].

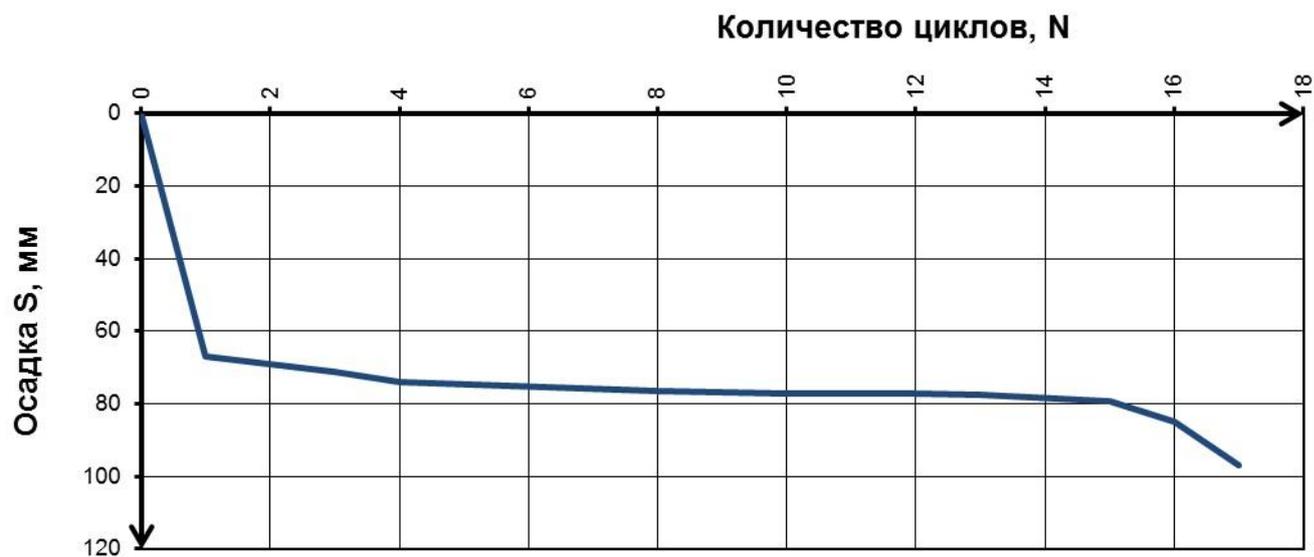


Рисунок 3.10 – График развития осадки основания плитно-свайного фундамента ПСФ-2 при циклическом нагружении в координатах S-N

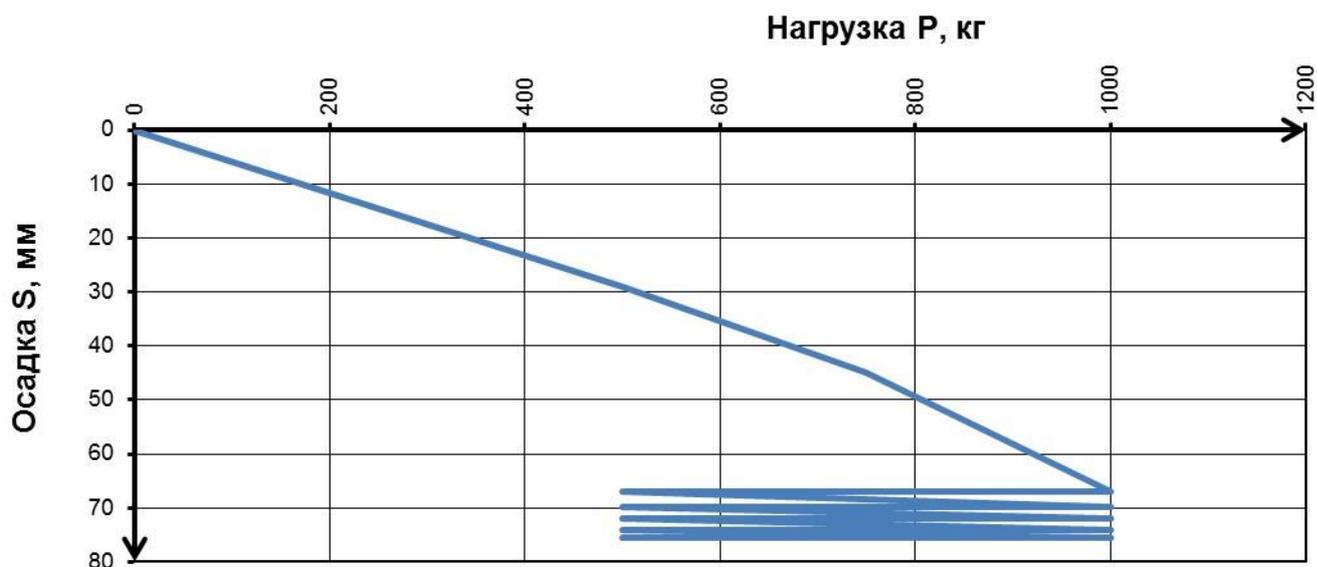


Рисунок 3.11 – Осадка основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-2 первых 5 циклов нагружения

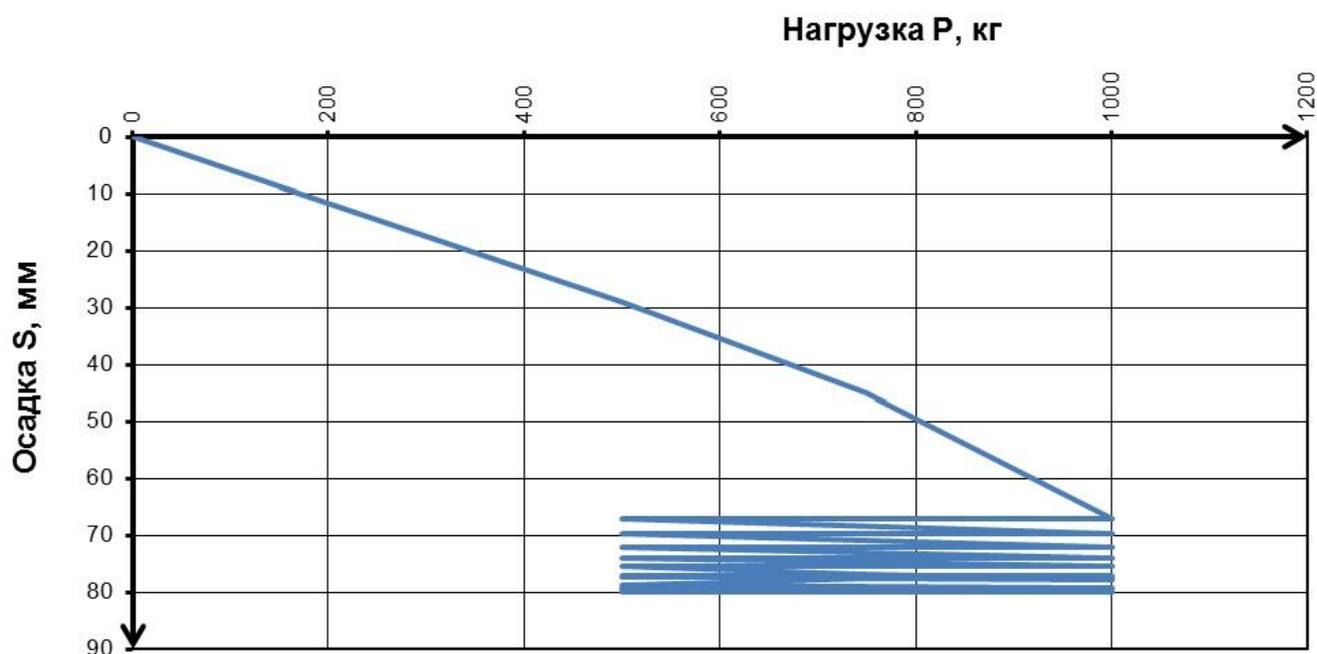


Рисунок 3.12 – Осадка основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-2 плитного ростверка после 14 циклов нагружения

Из графиков развития осадки видно, что после 5...15 циклов повторного нагружения интенсивность нарастания осадок существенно уменьшалась, но полной их стабилизации не наблюдается. Такая закономерность развития осадок объясняется тем, что в общем случае изменение осадок зависит от развития деформаций грунта межсвайного пространства под ростверком, деформаций

сдвига между грунтом и сваями и деформаций грунта в зоне под нижним концом свай [95].

В начальной стадии реализуются деформации уплотнения практически во всех зонах. Приращение деформаций уплотнения после 5 цикла нагружений практически прекращался, что вызвало уменьшение интенсивности нарастания осадок [95].

Осадки основания, измеренные в процессе ступенчатых циклических нагружений после различного количества повторной нагрузки, изменяются аналогично деформациям грунта межсвайного пространства. В качестве примера на рисунках 3.10-3.12 показано изменение осадок основания в пределах плитного ростверка при циклическом нагружении.

Как видно из рисунков 3.11, 3.12 происходит качественное превращение диаграммы $P - S$, т.е. переход криволинейной диаграммы в прямолинейную, что свидетельствует о переходе деформирования грунта в линейную стадию.

Анализ изменения осадок оснований после различного количества циклов показывает, что приращение осадок происходит, в основном, за счет увеличения их остаточной части (рисунок 3.13-3.20).

Величина же осадки в течении одного цикла меняется незначительно. При испытаниях зафиксированы изменения этих («упругих») осадок по мере увеличения количества циклов нагружений. В течении первых 20 циклов эти осадки несколько уменьшаются. Снижение «упругих» осадок можно объяснить уплотнением за счет уменьшения объема пор грунта, которое по интенсивности опережает уменьшения модуля сдвига деформаций сдвига между сваями и окружающим грунтом. Поскольку интенсивное уплотнение грунта происходит в начальный период повторных нагружений, а изменение сцепления между грунтом и сваями является более длительным процессом, то уже после 20 циклов нагружений «упругие» осадки оснований начинают увеличиваться. В случае, если не достигается предельное состояние основания, к моменту 1200 циклов нагружения наступает относительная стабилизация, т.е. зависимость $F - S_{уп}$ становится близкой к линейной (рисунок 3.15-3.19).

Причины, вызывающие изменение «упругих» и остаточных осадок, вероятно, различны.

«Упругая» часть осадки связана с уплотнением грунта в начальной стадии, разрушением структурных связей между твердыми частицами грунта и уменьшением модуля сцепления между сваями и окружающим грунтом, упругой разгрузкой свай при уменьшении нагрузки, а остаточная часть – с неупругими деформациями грунта под плитным ростверком вследствие циклической ползучести и развития микротрещин усталости в пластически деформированных локальных зонах [92].

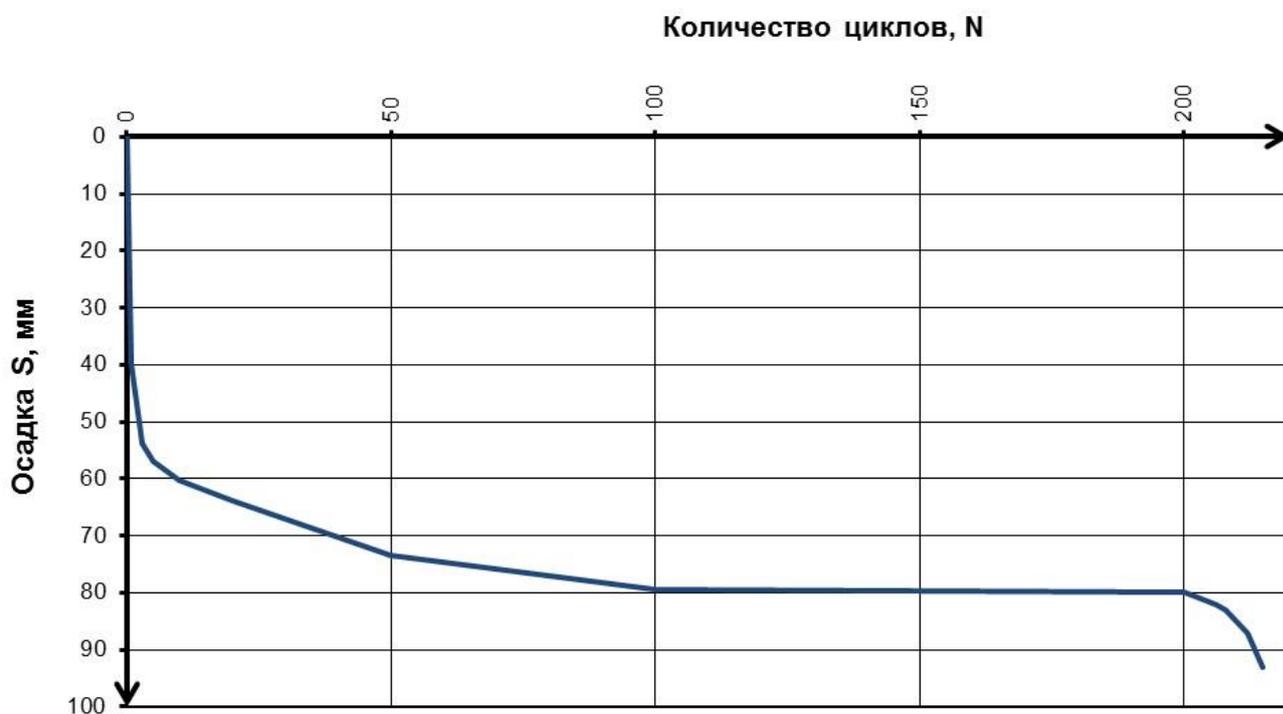


Рисунок 3.13 – Изменение осадок основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-3 при циклическом нагружении

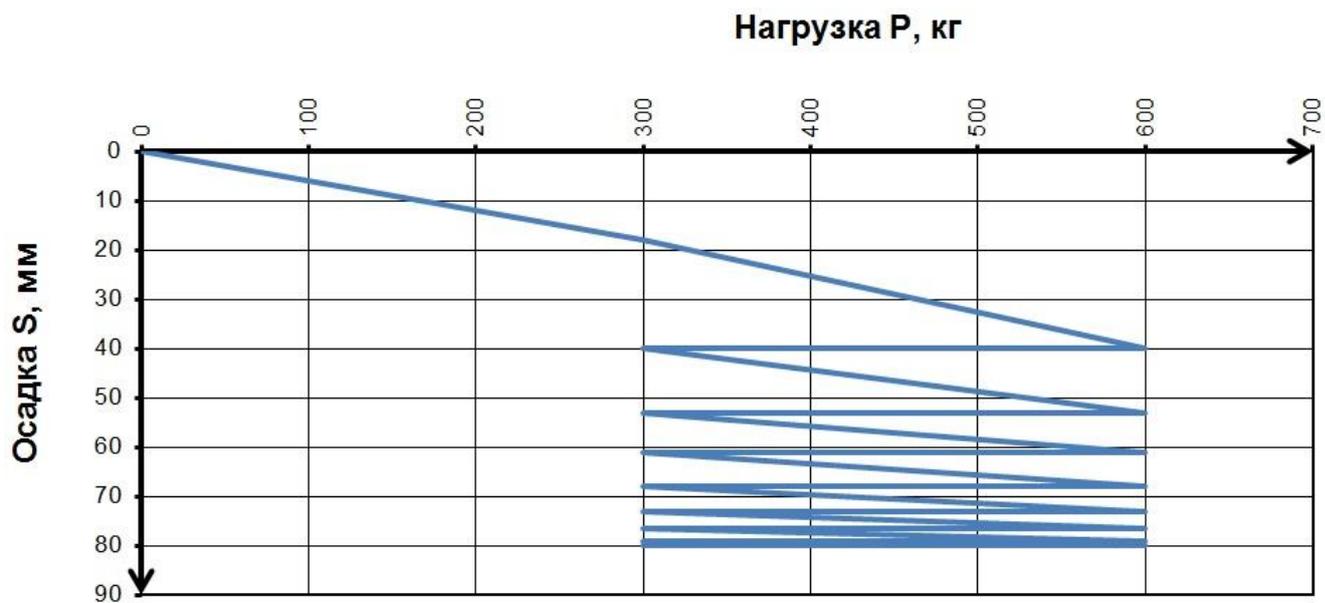


Рисунок 3.14 – Осадка основания фундамента плитно-свайного ПСФ-3 после 200 циклов нагружения в координатах P^{\max} -S



Рисунок 3.15 – Изменение осадок основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-4 при циклическом нагружении

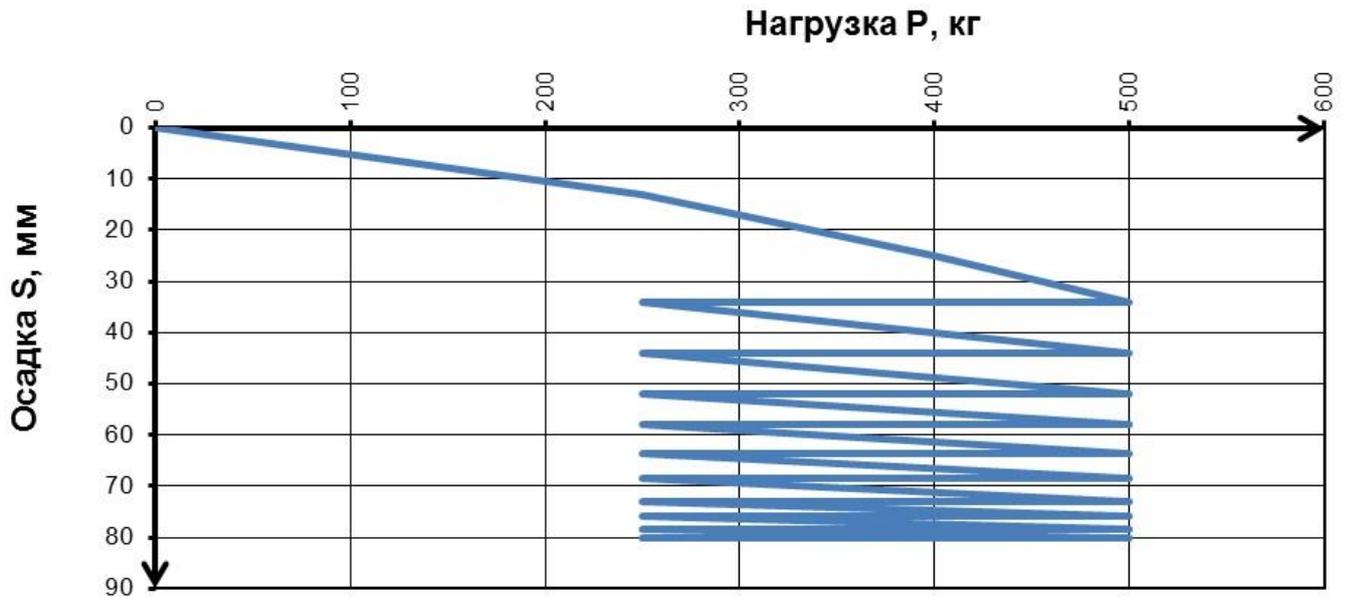


Рисунок 3.16 – Осадка основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-4 после 500 циклов нагружения в координатах P^{\max} - S

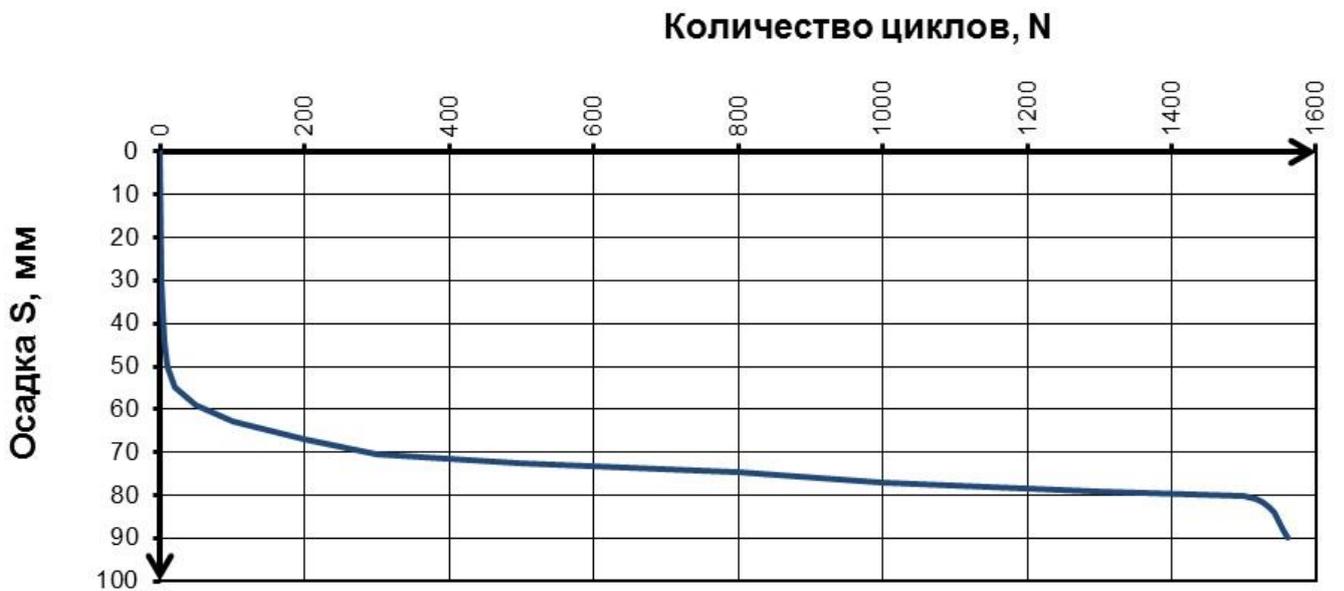


Рисунок 3.17 – Изменение осадок основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-5 при циклическом нагружении

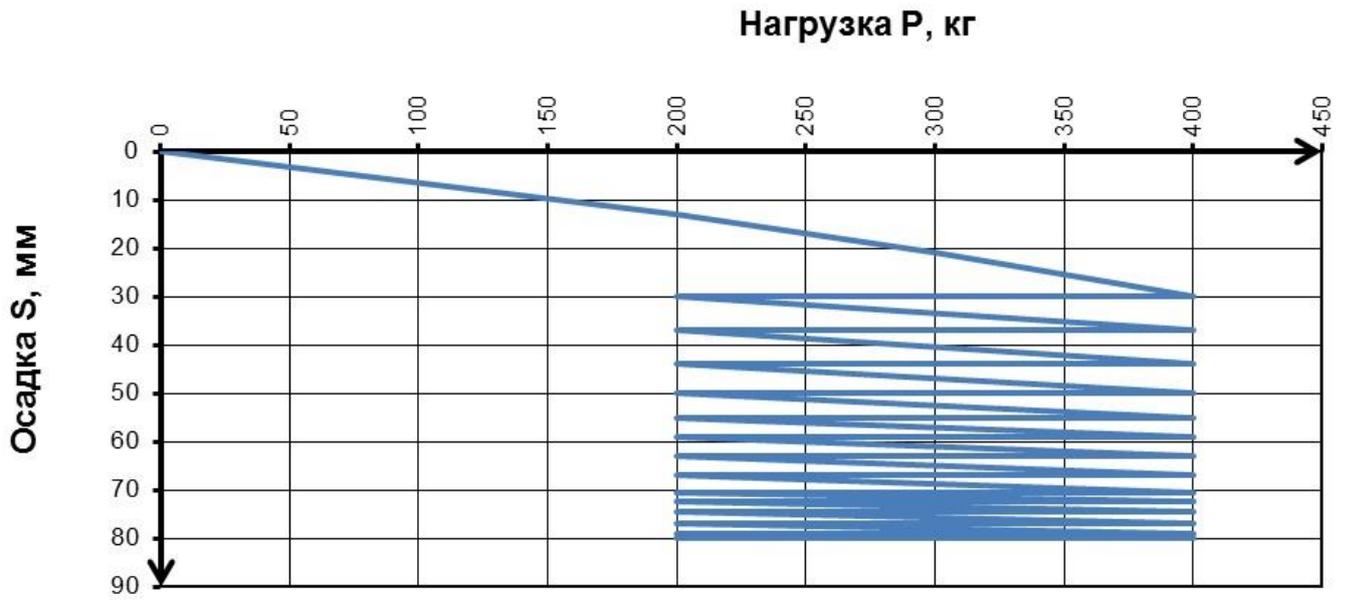


Рисунок 3.18 – Осадка основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-5 фундамента после 1500 циклов нагружения в координатах P^{\max} - S



Рисунок 3.19 – Изменение осадок основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-6 при циклическом нагружении

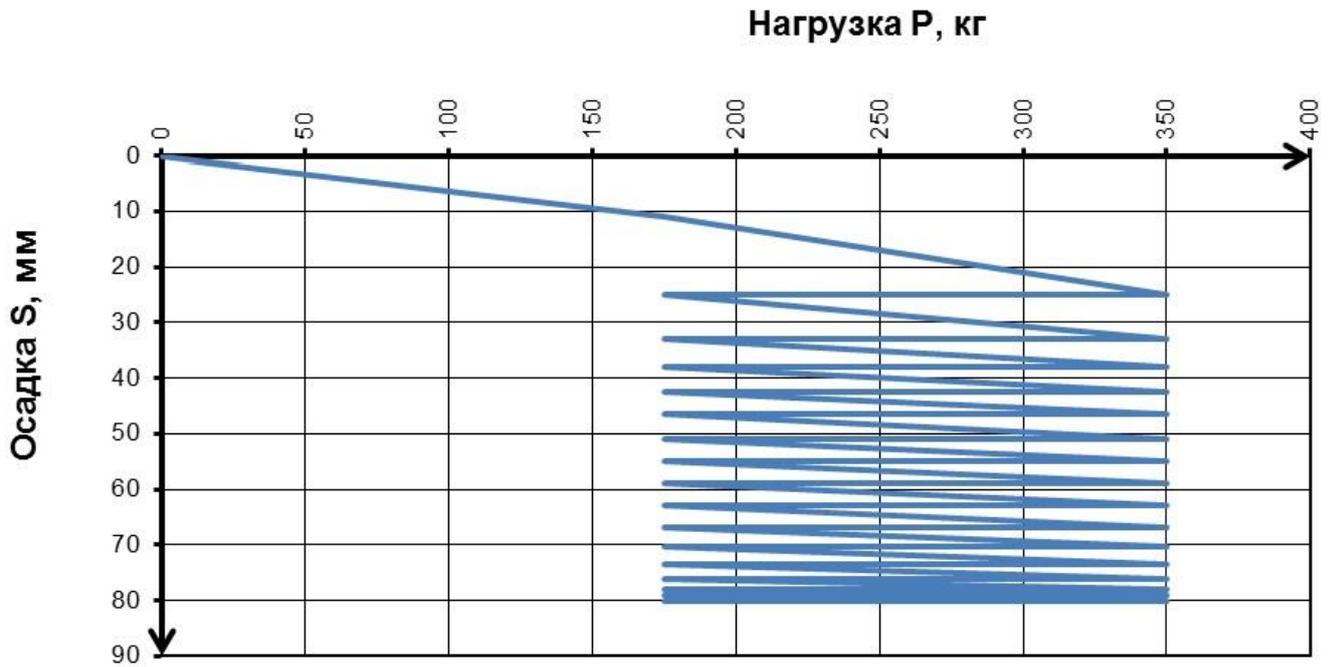


Рисунок 3.20 – Осадка основания в плитно-свайном фундаменте ПСФ-6 после 2500 циклов нагружения в координатах P^{\max} - S

3.2.4. Развитие деформаций и напряжений в грунте и сваях плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении

В условиях циклического нагружения, по мере увеличения количества циклов происходит увеличение деформаций в грунте межсвайного пространства и в грунте ниже острия свай [92] по сравнению с первым циклом нагружения. При этом происходит развитие усилий в сваях с увеличением количества циклов и наибольшие усилия возникают в угловых и рядовых сваях, а наименьшие в центральных. Графики развития деформаций в грунте межсвайного пространства показывают, что наибольшие деформации возникают непосредственно под плитой ростверка, а наименьшие в зоне на уровне нижнего конца свай [92].

Изменение усилий в сваях, расположенных в характерных зонах плитно-свайного фундамента, приведены на рисунках 3.22 и 3.24. Как видно из рисунков циклическое нагружение приводит к увеличению усилий в сваях. Характер

изменения усилий в сваях показывает перераспределение усилий из свай в грунты межсвайного пространства [92].

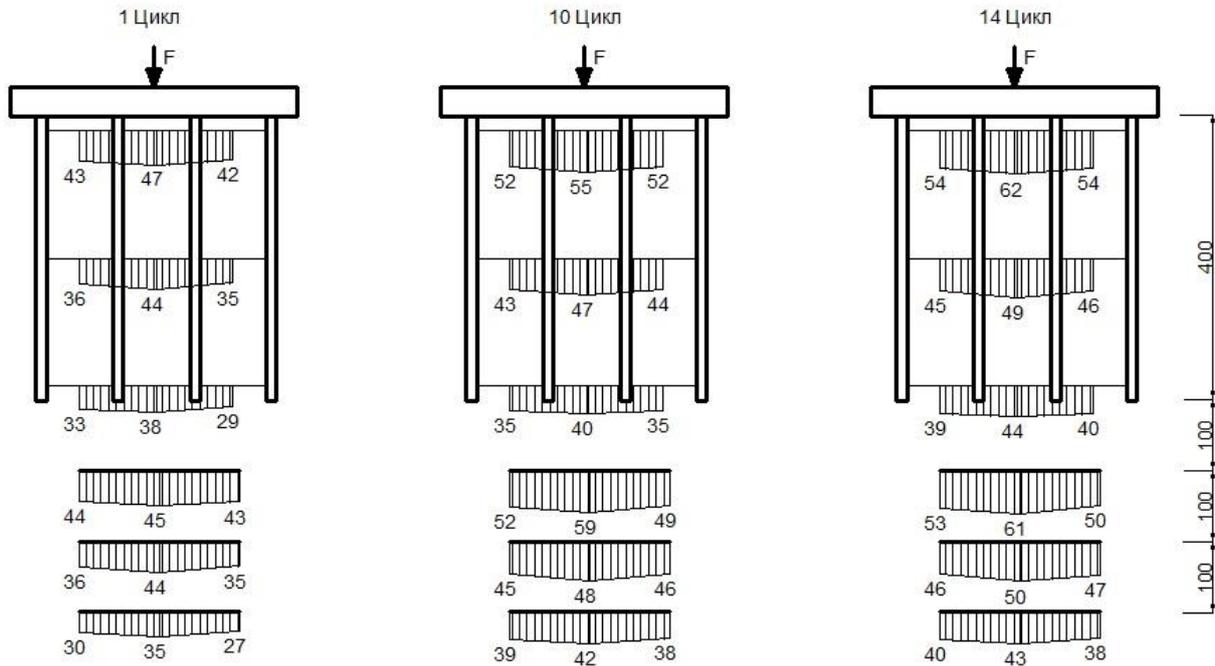


Рисунок 3.21 – Эпюры изменения деформаций в грунте модели плитно-свайного фундамента ПСФ-2 ($P_{max}=1000\text{кг.}$) [92]

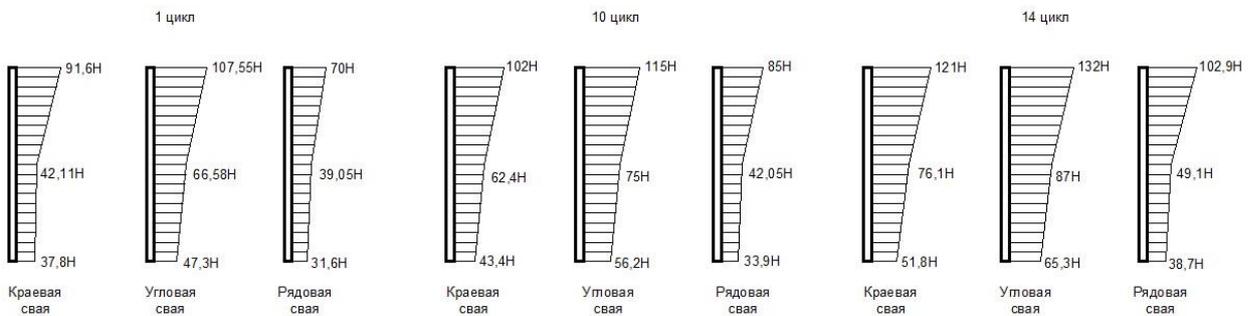


Рисунок 3.22 – Эпюры изменения усилий в сваях (Н) модели плитно-свайного фундамента ПСФ-2 при различных количествах циклов ($P_{max}=1000\text{кг.}$) [92]

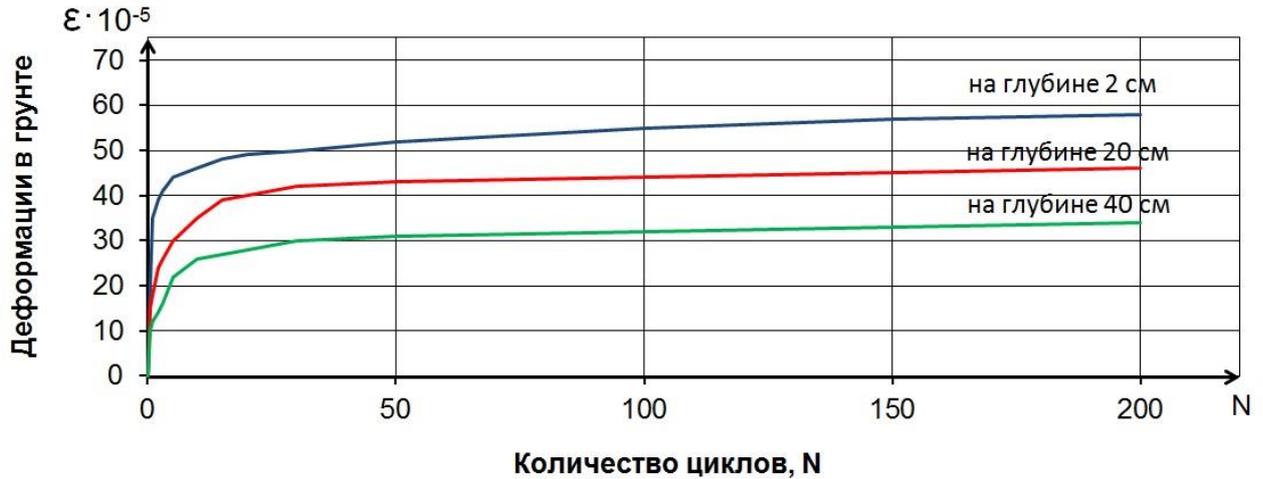


Рисунок 3.23 – Изменение деформаций в грунте межсвайной области плитно-свайного фундамента ПСФ-3 в ходе циклического нагружения [92]

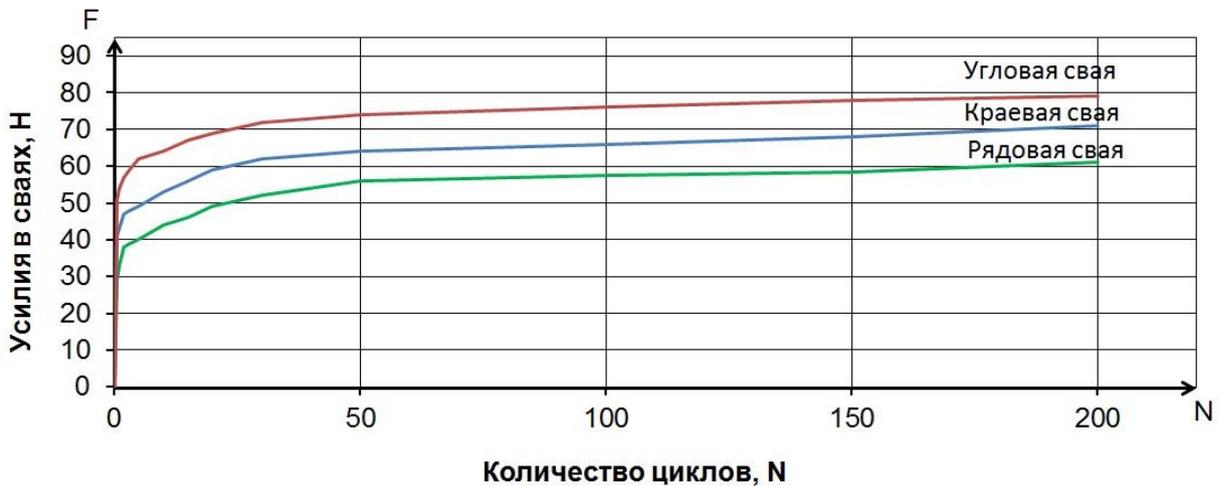


Рисунок 3.24 – Изменение усилий в сваях плитно-свайного фундамента ПСФ-3 в ходе циклического нагружения [92]

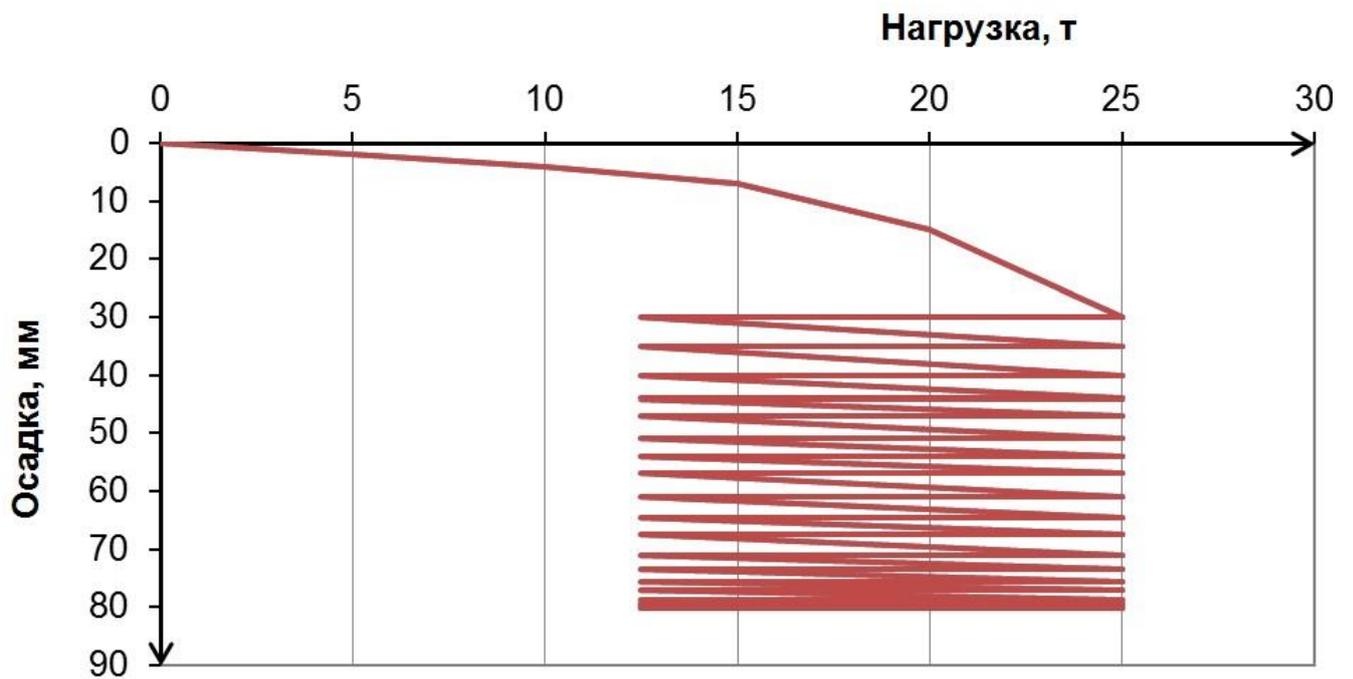
С графиками, отражающими динамику деформаций на разных участках грунта межсвайного пространства, можно ознакомиться по рисункам 3.21 и 3.23. Как видно из рисунков, происходит увеличение деформаций в грунте во всех зонах грунта по мере увеличения количества циклов нагружения. Максимальный рост деформаций зафиксирован под плитным ростверком [92].

3.2.5 Деформации и усилия при полевых испытаниях плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении

Увеличение осадки основания при действии циклических нагружений наблюдалось во всем протяжении испытания. На приведенных графиках S от F и S от N (рисунок 3.25 а, б), наблюдается интенсивное развитие осадок в течении первых 500 циклов циклических нагружений, после чего увеличение осадки существенно уменьшалось.

Анализ изменения осадки основания после различного количества циклов показывает, что увеличение осадки происходит, в основном, за счет увеличения их остаточной части при циклическом нагружении (рисунок 3.25а). При этом в течение одного цикла величина осадки меняется незначительно. Во время испытаний зафиксированы изменения этих («упругих») осадок по мере увеличения количества циклов нагружения. Эти осадки в течении первых 20 циклов несколько уменьшаются. Снижение величины «упругих» осадок можно объяснить уплотнением за счет уменьшения объема пор грунта, которое по скорости развития опережает уменьшения модуля сдвига деформаций сдвига между сваями и грунтом межсвайного пространства. Поскольку наибольшее уплотнение грунта происходит в начальный период повторных нагружений, а изменение сцепления между грунтом и сваями является более длительным процессом, «упругие» осадки оснований начинают увеличиваться уже после первых 50 циклов нагружений. В случае, если не достигается предельное состояние основания, к моменту 1000 циклов нагружения наступает относительная стабилизация, т.е. зависимость $F-S_{уп}$ становится близкой к линейной (рисунок 3.25а).

а)



б)

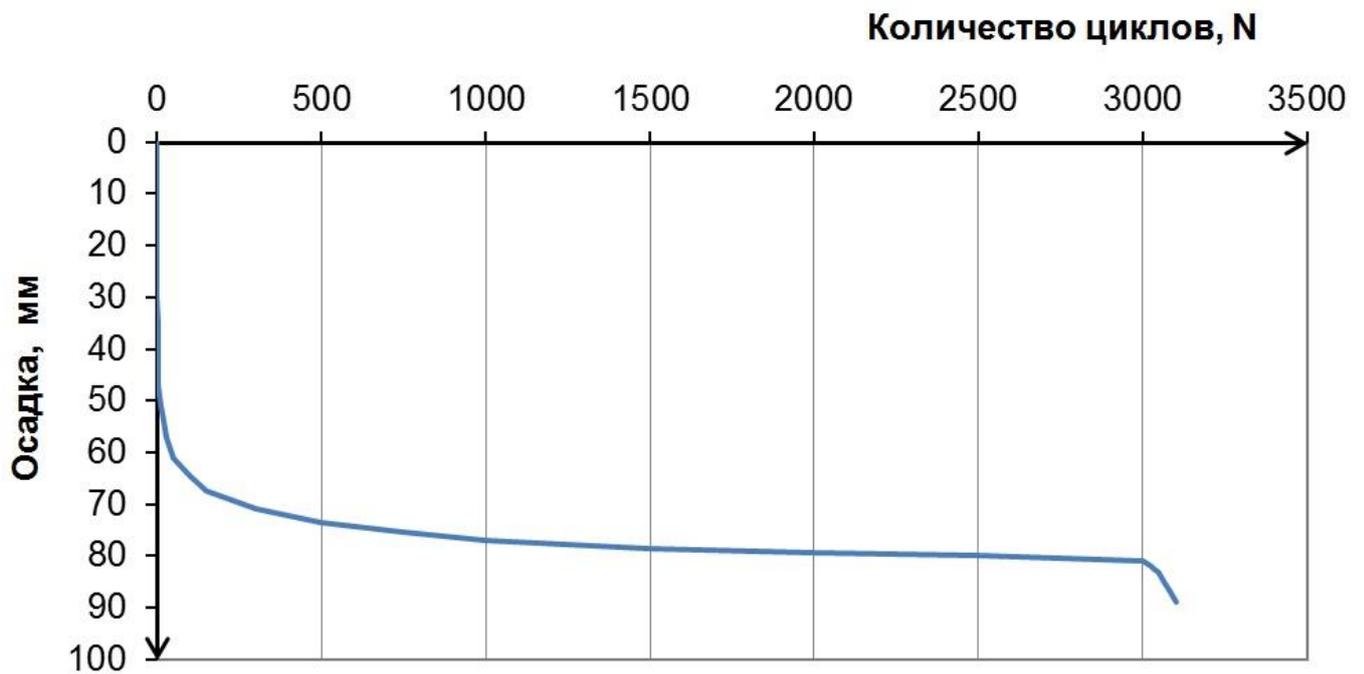


Рисунок 3.25 – Графики развития осадки в плитно-свайном фундаменте:

а) осадка от нагрузки в ходе циклического нагружения;

б) осадка от числа циклов нагружения

Как видно из графика S от N (рисунок 3.25б) происходит переход криволинейной диаграммы в прямолинейную, что свидетельствует о переходе деформирования грунта в линейную стадию.

При этом осадки основания изменяются в процессе циклических нагружений аналогично деформациям грунта межсвайного пространства. В то же время увеличение осадок основания составляет до 167 % по сравнению с первым циклом нагружения.

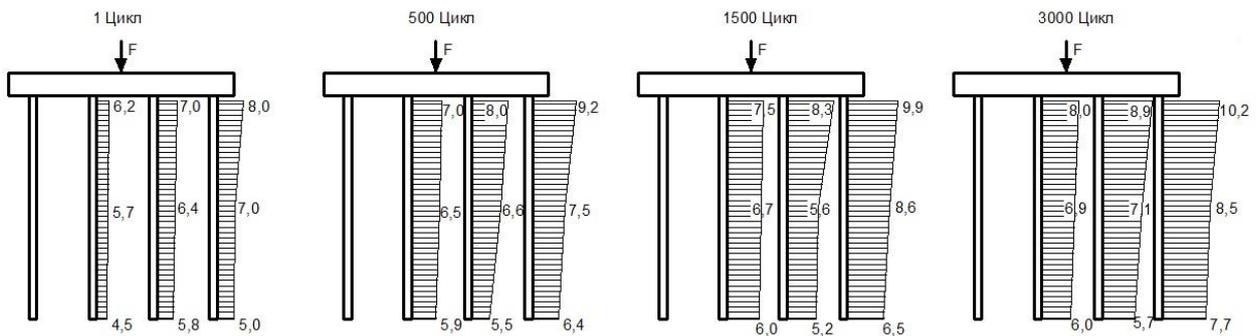


Рисунок 3.26 – Эпюры усилий в сваях после разного числа циклов, кН

$$(P_{\min}=12,5 \text{ т}, P_{\max}=25 \text{ т})$$

По мере увеличения количества циклов увеличиваются усилия в сваях в связи с тем, что происходит перераспределения деформаций и напряжений из грунта межсвайного пространства в сваи. Необходимо отметить, что наибольшие усилия возникают в рядовых и угловых сваях, а наименьше в центральных. Объясняется это тем, что в средней зоне условного фундамента, центральные сваи обжимает наиболее уплотненный грунт, а угловые и рядовые сваи взаимодействуют с участками менее уплотненного грунта за пределами плиты ростверка [95, 96].

При циклическом нагружении плитно-свайного фундамента деформации в грунте межсвайного пространства увеличиваются во всем протяжении испытания (рисунок 3.27, 3.28) [95, 96].

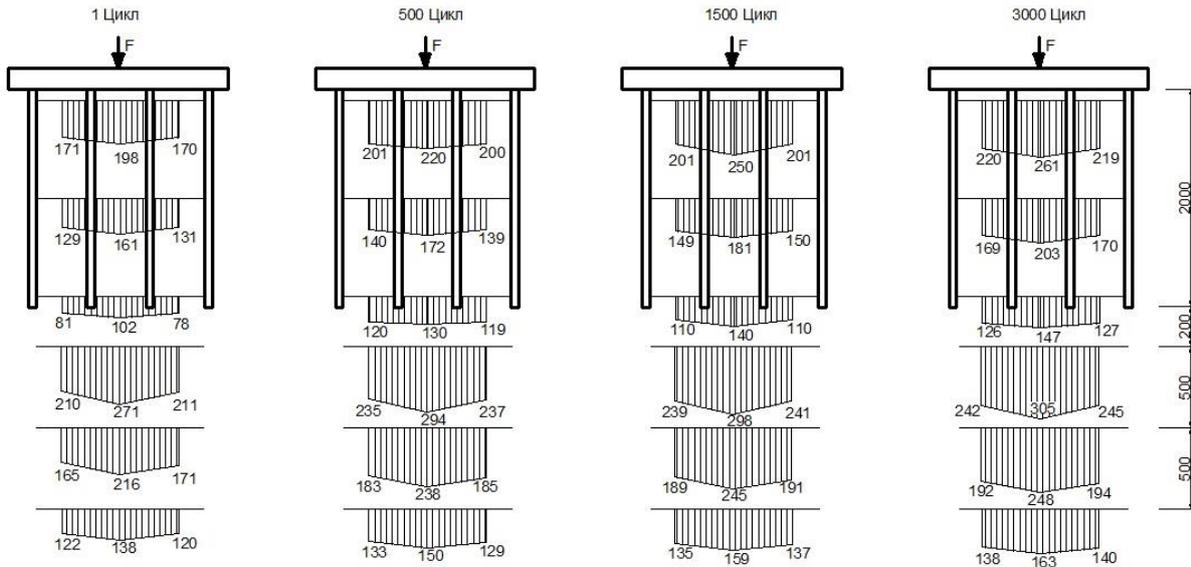


Рисунок 3.27 – Эпюры деформаций грунта межсвайного пространства при разных числах циклов, кПа ($P_{\min}=12,5$ т, $P_{\max}=25$ т)

Рост общей деформации грунтового основания ограничивается сваями, в свою очередь свободное деформирование свай сдерживается грунтовым основанием, уплотненным в процессе циклического нагружения свайно-плитного фундамента.

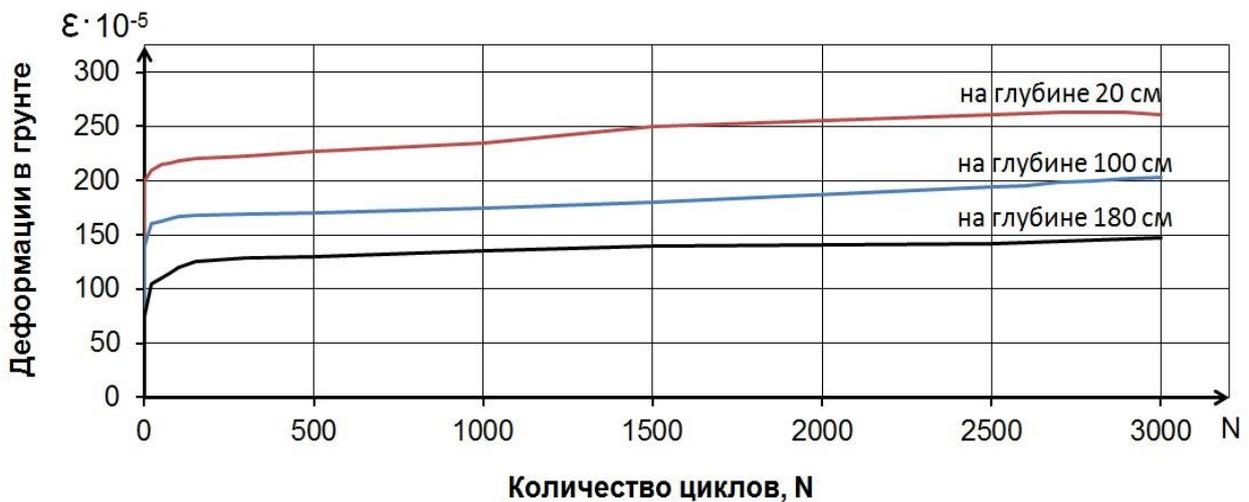


Рисунок 3.28 – Графики изменения деформаций в грунте в ходе циклического нагружения в полевых испытаниях

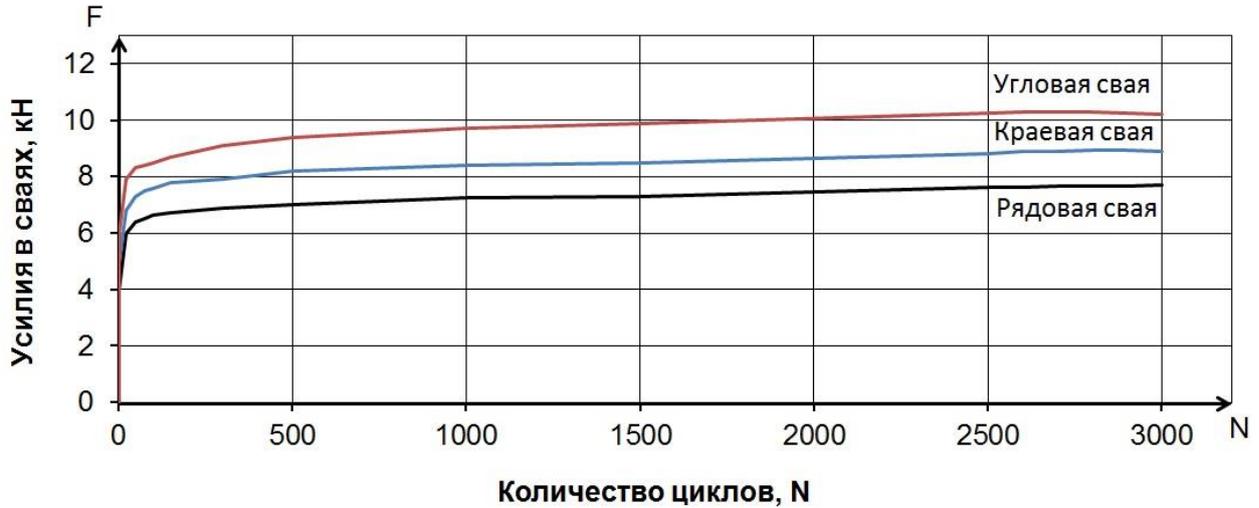


Рисунок 3.29 – Графики изменения усилий в сваях в ходе циклического нагружения в полевых испытаниях [91]

На основе анализа данных, собранных в ходе исследовательских экспериментов, выявлено, что увеличиваются деформации в грунте межсвайного пространства с увеличением количества циклов, происходит перераспределение усилий между грунтом межсвайного пространства и сваями. При этом происходит перераспределение усилий между сваями и плитным ростверком [91]. Результаты исследований показывают, что в начальной стадии нагружения плитный ростверк воспринимает 70% нагрузки, в стадии близкой к достижению предельной несущей способности плитный ростверк воспринимал 60%, а сваи 40 % [91].

3.3. Выводы к главе 3

1. Выполнены экспериментальные исследования несущей способности и осадок плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении с целью обоснования гипотез, положенных в основу расчетных моделей, а также для проверки точности и надежности инженерных методов расчета. Результаты исследований показали, что при циклическом нагружении несущая способность плитно-свайных фундаментов уменьшается до 3,14 раза по сравнению с однократным кратковременным статическим нагружением, а осадки увеличиваются до 2,2 раза по сравнению с первым статическим нагружением до максимальной нагрузки циклов в зависимости от параметров циклического нагружения [92].

2. При циклическом нагружении происходит изменение напряжений и усилий в сваях на разных зонах свайного основания. Напряжения в грунте и усилия в сваях с различной интенсивностью развиваются на всем протяжении испытаний наиболее интенсивные изменения происходят на начальной стадии нагружения, примерно до 100 циклов [92].

3. В условиях циклического нагружения, по мере увеличения количества циклов происходит увеличение деформаций в грунте межсвайного пространства по сравнению с первым циклом нагружения, но в то же время увеличиваются деформации в грунте под нижним концом свай. При этом происходит развитие усилий в сваях с увеличением количества циклов и наибольшие усилия возникают в угловых и рядовых сваях, а наименьшие в центральных. Графики развития деформаций в грунте (рисунок 3.28) показывают, что наибольшие деформации возникают непосредственно под плитой ростверка, а наименьшие в зоне на уровне нижнего конца свай [92].

4. Анализ полученных результатов проведенных экспериментальных исследований позволил установить, что уменьшаются напряжения в грунте межсвайного пространства с увеличением количества циклов [92], происходит перераспределение усилий между грунтом межсвайного пространства и сваями.

При этом в зоне под нижним концом свай перераспределения нет, где происходит рост деформаций ниже условного фундамента [92].

5. Измеренные в процессе циклических нагружений осадки основания, изменяются аналогично деформациям грунта межсвайного пространства после различного количества повторной нагрузки [92].

6. Анализ изменения осадок оснований показывает, что в основном приращение осадок происходит за счет увеличения их необратимой части и составляет до 23-220 % от первоначальной при испытании в лотках и до 167% при полевых испытаниях [92].

7. Установлено, что предельная величина циклической нагрузки воспринимаемая плитно-свайным фундаментом зависит от условий совместного деформирования грунта, свай и плитного ростверка, и их прочностных и деформационных свойств [92].

ГЛАВА 4. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ, НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ОСАДКИ ПЛИТНО-СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА НА ГЛИНИСТОМ ОСНОВАНИИ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ.

4.1 Основные гипотезы.

Из анализа напряженно-деформированного состояния, возникающего внутри системы плитный ростверк – сваи – грунт межсвайной области – грунт ниже пяты сваи [41] в ходе циклического нагружения, вытекают положения рабочих гипотез, позволяющих построить расчётную модель и сформировать расчётную методику для оценивания осадок и несущей способности плитно-свайного фундамента в ходе циклического нагружения.

Выполненный анализ экспериментальных и теоретических исследований позволяет сформулировать, применительно к оценке несущей способности и осадок плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении, следующие основные предпосылки:

- плитно-свайный фундамент рассматривается как единая система «плитный ростверк – сваи – грунт межсвайной области – грунт ниже пяты сваи»;
- принят жёсткий вариант соединения между плитным ростверком и сваями;
- в ходе циклического нагружения наблюдается возникновение перераспределений усилий между грунтом и сваями в различных зонах единой системы [41];
- при циклическом нагружении происходит уменьшение механических характеристик грунта φ , c , E и увеличение деформаций ползучести в зависимости от параметров циклического нагружения;
- минимальное значение коэффициента асимметрии цикла напряжений в грунте свайного основания ограничивается величиной горизонтальных напряжений σ_x , σ_y в пределах сжимаемой толщи;
- учитывается влияние сжимающих напряжений посредством увеличения бокового давления грунта на сваи в грунте, находящиеся под плитным ростверком, на значение несущей способности свай по боковой поверхности;

- изгибные деформации плитного ростверка не учитываются, принимается абсолютная изгибная жесткость;
- принимается, что перераспределение усилий между угловыми, крайними сваями и рядовыми сваями учитывается автоматически при решении пяти уравнений квазистатики в соответствии с числом циклов нагружения и предельного состояния грунта, находящегося по боковой поверхности свай;
- значения предельных касательных напряжений в грунте по поверхности свай уменьшаются по длине при циклическом нагружении и описываются законом Кулона-Мора;
- взаимовлияние свай в грунтовом основании фундамента не учитывается ($a \geq 6d$);
- условия достижения предельной несущей способности свай, входящей в плитно-свайный фундамент, и одиночной свай различны.

4.2 Напряженно-деформированное состояние и несущая способность основания плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

4.2.1 Напряженно-деформированное состояние свайного основания при циклическом нагружении

Напряженно-деформированное основание в плитно-свайном фундаменте отличается значительной сложностью. В подобном основании происходит совместная деформация материалов, имеющих разные деформационные и прочностные характеристики, а также отличающиеся условия нагружения. Развиваться деформации основания в плитно-свайном фундаменте в ходе циклического нагружения будут в связи с взаимодействием грунта, плитного ростверка и свай в рамках связных условий:

- свободная деформация грунтового основания в плитном ростверке не происходит из-за использования свай;

- предусматривается ограничение свободного деформирования свай со стороны грунтового основания в плитном ростверке (грунта межсвайной области и под нижним концом сваи) и плитного ростверка;
- свободному деформированию плитного ростверка препятствуют сваи и грунт межсвайного пространства и под нижним концом свай.

В ходе подобного взаимодействия между компонентами, входящими в свайное основание, дополнительно появляется напряжённое состояние и перераспределяются усилия между сваями и грунтом в ходе циклического нагружения. В то же время значение напряжения в сваях растёт, а в грунте между сваями сокращается, если сопоставлять с данными первого цикла.

Значения текущих напряжений в свайном основании определяются по таким формулам:

$$\sigma_p^{\max}(N) = \sigma_p^{\max}(N_1) + \Delta\sigma_p(N) \quad (4.1)$$

$$\sigma_{gr}^{\max}(N) = \sigma_{gr}^{\max}(N_1) - \Delta\sigma_{gr}(N) \quad (4.2)$$

где $\sigma_p^{\max}(N_1)$, $\sigma_{gr}^{\max}(N_1)$ – наибольшие напряжения цикла в ходе первого цикла нагружения соответственно в сваях и грунте.

$\sigma_p^{\max}(N)$, $\sigma_{gr}^{\max}(N)$ – дополнительные напряжения, появляющиеся внутри свайного основания в ходе циклического напряжения, возникающего соответственно в сваях и в грунте.

В рамках свайного основания отдельная свая из-за наличия сцепления с грунтом вокруг по боковой поверхности, оказывается внутренней связью. В результате появляется преграда для свободной деформации грунта в межсвайной области в ходе циклического нагружения. Из-за стесненных деформаций, связанных с циклической ползучестью грунта, могут появиться внутри свайного основания дополнительные уравновешенные напряжения.

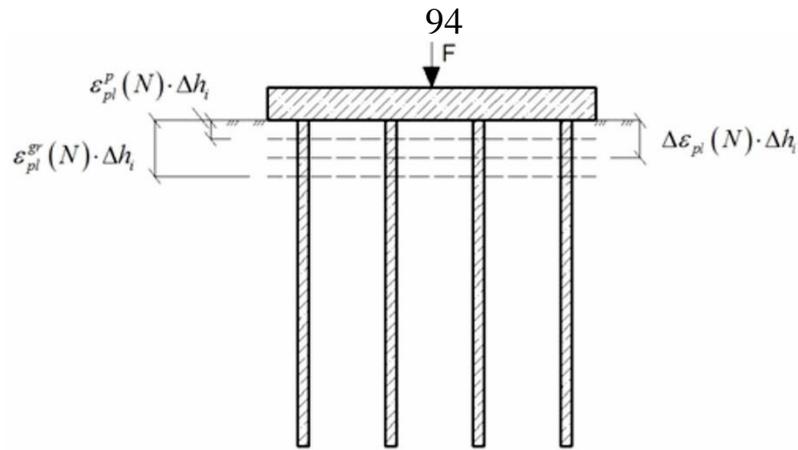


Рисунок 4.1 – Схема к установлению стесненных деформаций в ходе циклической ползучести со стороны грунта

В то же время внутри грунта могут появиться напряжения в связи с растяжением, а в сваях – возникнуть напряжения из-за сжатия. Из-за воздействия разности в деформациях свободной циклической ползучести свай и грунта (рисунок 4.1), стесненную деформацию циклической ползучести грунта межсвайной области можно рассчитать по формуле:

$$\Delta \varepsilon_{pl}(N) = \Delta \varepsilon_{pl}^{gr}(N) - \Delta \varepsilon_{pl}^p(N) \quad (4.3)$$

где $\varepsilon_{pl}^{gr}(N)$ – остаточные (дополнительные) деформации из-за циклической ползучести со стороны свайного основания;

$\varepsilon_{pl}^p(N)$ – свободные деформации из-за циклической ползучести со стороны грунта;

$\Delta \varepsilon_{pl}(N)$ – свободные деформации из-за циклической ползучести со стороны материала свай;

В результате значение осредненных дополнительных растягивающих напряжений в грунте можно определить по формуле:

$$\Delta \sigma_{gr}(N) = \Delta \varepsilon_{pl}(N) \cdot E'_0(N) \quad (4.4)$$

где $E'_0(N)$ – значение модуля деформации грунта в ходе циклического нагружения;

Деформации $\Delta\varepsilon_{pl}(N)$ для свай отличаются упругостью. Появляются сжимающие напряжения:

$$\sigma_p(N) = \Delta\varepsilon_{pl}(N) \cdot E_p(N) \quad (4.5)$$

где $E_p(N)$ – значение модуля упругости материала сваи.

Далее воспользуемся уравнением равновесия внутренних усилий от возникновения дополнительного напряжённого состояния в симметричном свайном основании:

$$\Delta\sigma_p(N) \cdot A_p = \Delta\sigma_{gr}(N) \cdot A_{gr} \quad (4.6)$$

где A_p – значение совокупной площади поперечных сечений свай в рамках изучаемого свайного поля в фундаменте;

A_{gr} – значение площади грунтового основания в фундаменте.

На основе (4.4-4.6) после выполнения совокупности упрощений можно получить аналитические выражения, позволяющие определить остаточные (дополнительные) напряжения внутри грунта межсвайной области и в сваях:

$$\Delta\sigma_{gr}(N) = \frac{\varepsilon_{pl}^{gr}(N) \cdot E_p(N) \cdot \frac{A_{p1} \cdot n}{A_{gr}}}{1 + \frac{E_p(N)}{E_{gr}(N)} \cdot \frac{A_{p1} \cdot n}{A_{gr}}} \quad (4.7)$$

$$\Delta\sigma_p(N) = \frac{\varepsilon_{pl}^{gr}(N) \cdot E_p(N)}{1 + \frac{E_p(N)}{E_{gr}(N)} \cdot \frac{A_{p1} \cdot n}{A_{gr}}} \quad (4.8)$$

где $\varepsilon_{pl}^{gr}(N)$ – значение деформации циклической ползучести со стороны грунта;

A_{p1} – значение площади поперечного сечения для отдельной сваи;
 n – количество свай.

4.3 Несущая способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении

4.3.1 Расчетная модель основания плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.

Вышеописанные особенности деформирования свайного основания при циклическом нагружении использованы при разработке расчетной модели деформирования плитно-свайного фундамента. Этот процесс рассматривается в пространственной постановке с учетом совместного деформирования всех элементов системы плитный ростверк–сваи–грунт межсвайного пространства–грунт ниже острия свай за счет жесткого соединения свай и плитного ростверка.

Учитывается перераспределение усилий между элементами системы в процессы циклического нагружения за счет совместного деформирования плитного ростверка, свай, грунта межсвайного пространства, и грунта ниже острия свай [41]. Напряжения в отдельных конкретных зонах системы определяются путем совместного решения пяти уравнений квазистатики, при этом за основу приняты уравнения разработанные З.Г. Тер-Мартirosяном и его учениками [35], [36] для случая статического нагружения и модифицированные для [40] случая циклического нагружения в зависимости от количества циклов нагружения и параметров [40] циклического нагружения. При этом учитывается изменения зоны предельного равновесия по боковой поверхности свай в зависимости от координаты точки пересечения эпюр мобилизованного касательного напряжения $\tau_0(N)$ и предельного касательного напряжения $\tau^*(N)$ (рисунок 4.3)

Для аналитического описания процесса несвободного деформирования элементов системы принята расчетная схема предложенная З.Г. Тер-Мартirosяном [35] (рисунок 4.2) разработаны уравнения механического состояния грунта и системы свая – грунт, а также уравнения равновесия усилий. Совместное решение этих уравнений позволяет получить искомые значения

осадок и несущей способности плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении [96].

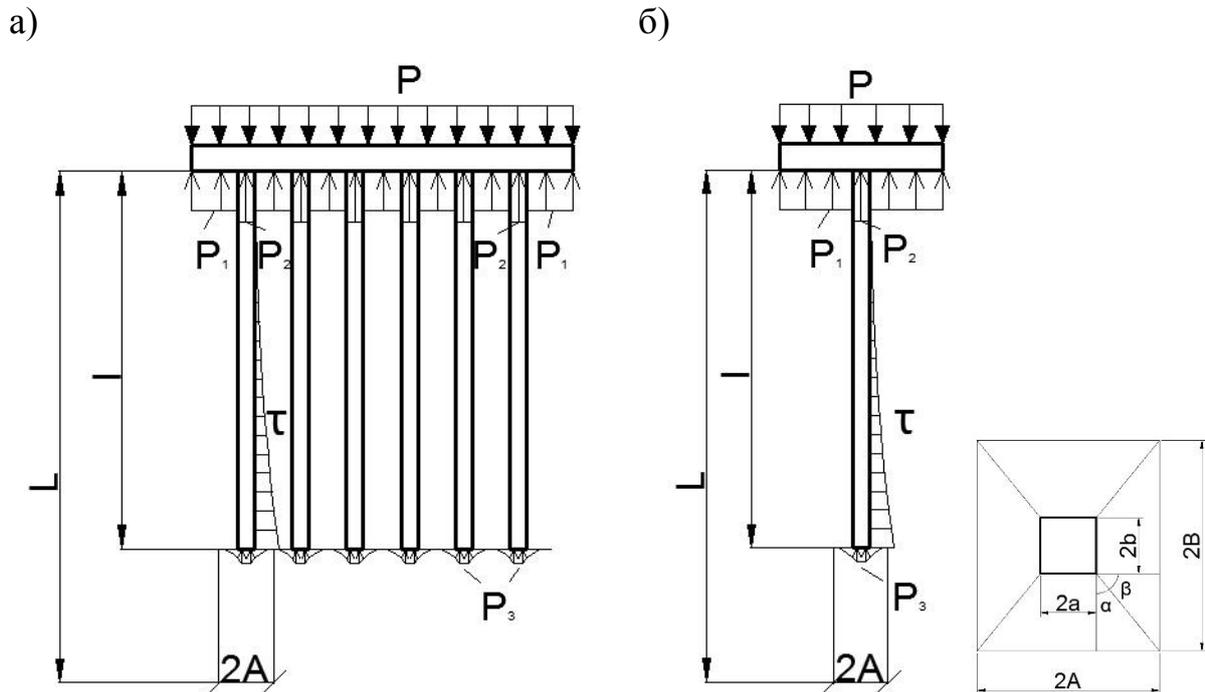


Рисунок 4.2 – Расчетная схема

- а) взаимодействия массива грунта с плитно-свайным фундаментом
 б) взаимодействия однородного массива грунта с площадью $2A \times 2B$ с отдельной сваей

Для упрощения расчета принята расчетная схема, которая состоит из сваи, окружающего ее грунта и части плиты ростверка, приходящуюся на одну сваю. Поведение основных компонентов НДС такой ячейки будет соответствовать поведению сваи в составе плитно-свайного фундамента (рисунок 4.2).

Размеры рассматриваемой ячейки - $2A \times 2B \times L$, размеры сваи - $2a \times 2b \times l$. На границах ячейки приняты условия свободного вертикального перемещения. На дне рассматриваемой ячейки принято полное отсутствие перемещений.

Для решения задачи необходимо найти 4-ре неизвестных - p_1, p_2, p_3 и τ_0 (рисунок 4.2). Используя уравнения равновесия сил по свае и всей ячейке, равенства перемещений грунта и сваи на уровне оголовка и пяты, получаем систему уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l}
p \cdot AB = p_2(N) \cdot ab + p_1(N)(AB - ab) \\
p_2(N) \cdot ab = p_3(N) \cdot ab - 4(a+b) \cdot l \cdot \frac{\tau_0(N)}{\alpha} \cdot e^{-\alpha l} + (a+b) \cdot l \cdot \frac{\tau_0(N)}{\alpha} \\
\frac{p_1(N) \cdot \beta_{gr} \cdot L \left(1 - \frac{l}{L}\right) + \frac{k_1 \cdot \tau_0(N) \cdot (A-a)}{3G_{gr}(N)} + \frac{k_2 \cdot \tau_0(N) \cdot (B-b)}{3G_{gr}(N)}}{E_{gr}(N)} = \frac{\omega \cdot a \cdot p_3(N) \cdot (1 - v_{gr}) \cdot k(l)}{G_{gr}(N)} \\
\frac{p_1(N) \cdot \beta_{gr} \cdot L}{E_{gr}(N)} + \frac{k_1 \cdot \tau_0(N) \cdot e^{-\alpha l} \cdot (A-a)}{3G_{gr}(N)} + \frac{k_2 \cdot \tau_0(N) \cdot e^{-\alpha l} \cdot (B-b)}{3G_{gr}(N)} = \frac{\tau_0(N)(a+b)l}{ab\alpha \cdot E_p} + \frac{\tau_0(N)(a+b)e^{-\alpha l}}{ab\alpha^2 \cdot E_p} + \\
\frac{p_3(N) \cdot l}{E_p} + \frac{\omega \cdot a \cdot p_3(N) \cdot (1 - v_{gr}) \cdot k(l)}{G_{gr}(N)} - \frac{\tau_0(N)(a+b)}{ab\alpha^2 \cdot E_p}
\end{array} \right. \quad (4.9)$$

Следует учитывать, что:

$$p_1(N) = \sigma_{gr1}^{max}(N) - \Delta\sigma_{gr}(N) \quad (4.10)$$

$$p_2(N) = \sigma_p^{max}(N) + \Delta\sigma_p(N) \quad (4.11)$$

$$p_3(N) = \sigma_{gr3}^{max}(N) - \Delta\sigma_{gr}(N) \quad (4.12)$$

$$\tau_{max}(N) = \tau_0(N) \cdot e^{-\alpha z} \quad (4.13)$$

$$\alpha = \frac{5}{l} \quad (4.14)$$

Напряжения в элементах системы «плитный ростверк – сваи – грунт межсвайного пространства – грунт ниже острия свай» определяют путем совместного решения вышеприведенных четырех уравнений в зависимости от количества циклов нагружения, параметров циклического нагружения [40] и грунтовых условий, размеров зоны предельного равновесия по боковой поверхности свай и для конкретного цикла нагружения N . Зоны предельного равновесия, учитывая жесткость материала свай, определяются точкой пересечения эпюр мобилизованного касательного напряжения $(\tau(N))$ и касательного напряжения – $\tau^*(N)$. При этом учитывается изменение зоны предельного равновесия по боковой поверхности свай в зависимости от координаты точки пересечения эпюр мобилизованного касательного напряжения – $\tau^{max}(N)$ и предельного касательного напряжения – $\tau^*(N)$ (рисунок 4.3).

Предельные значения касательных напряжений в грунте вдоль свай вычисляются исходя из закона Кулона-Мора [40]:

$$\tau^*(N) = \gamma z \cdot \tan \varphi(N) + C(N) + \Delta\sigma_x^{\text{доп}} \cdot \tan \varphi(N), \quad (4.15)$$

где $C(N)$ – удельное сцепление между частицами грунта в условиях циклического нагружения;

$\Delta\sigma_x^{\text{доп}}$ – дополнительное горизонтальное давление на сваю от грунта вследствие совместного деформирования системы (влияние ростверка);

$\varphi(N)$ – угол внутреннего трения грунта при циклическом нагружении [40].

Удельное сцепление между частицами грунта в условиях циклического нагружения вычисляется исходя из результатов исследования И.Т. Мирсаяпова и его учеников [40], [89] по

зависимости:

$$c(N) = c_0 \cdot m(t_1 \tau_1) \cdot \lambda(t_1 \tau_1) \cdot \sqrt{\frac{k(\tau_1)}{k(t)} + \frac{1}{1+k(\tau_1)c(t_1\tau)}} \quad (4.16)$$

где, $C_0(\tau_1)$ – начальное исходное значение удельного сцепления грунта при кратковременном статическом нагружении;

$m(t_1 \tau_1)$ – коэффициент структурного упрочнения грунта;

$\lambda(t_1 \tau_1)$ – коэффициент упрочнения за счет восстановления коагуляционных связей грунта;

$c(t_1 \tau)$ – мера объемной ползучести грунта;

$k(\tau_1)$ – начальное значения модуля объемных деформации грунта;

$k(t)$ – переменное значения модуля объемных деформации грунта при циклическом нагружении [89].

Система уравнений (4.9-4.14) решается для каждого рассматриваемого цикла с учетом изменения всех параметров системы вследствие перераспределения усилий между плитным ростверком, сваями, грунтом в процессе циклического нагружения, в т. ч. с учетом изменения зоны предельного равновесия в межсвайном пространстве [40] (рисунок 4.3).

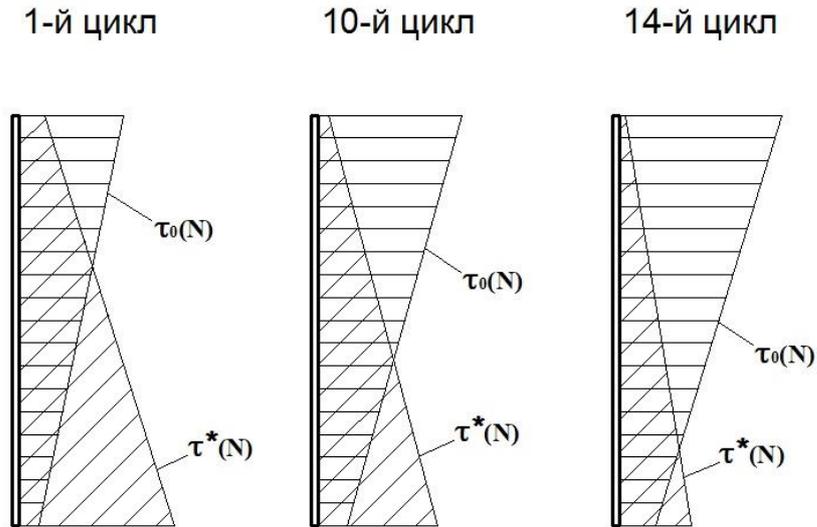


Рисунок 4.3 – Эпюры мобилизованного касательного напряжения и предельного касательного напряжения в грунте вдоль свай при различных циклах нагружения

Касательные напряжения вычисляются следующим образом:

$$\tau_0^{\max}(N) = \frac{a \cdot b(p_3(N) - p_2(N))}{(a + b) \cdot l \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot (4e^{-\alpha l} - 1)} \quad (4.17)$$

Напряжения в грунте под ростверком вычисляются по формуле [40]:

$$p_1^{\max}(N) = \frac{p^{\max} \cdot AB - p_2^{\max}(N) \cdot ab}{(AB - ab)} \quad (4.18)$$

Напряжение в сечении сваи на уровне оголовка при циклическом нагружении определяется по формуле [40]:

$$p_2^{\max}(N) = \left[P \cdot G_{gr}(N) \cdot AB(AB - ab) \cdot L \cdot \beta_{gr} \left(1 - \frac{l}{L}\right) + 0,33 \cdot \tau_0(N) \cdot E_{gr}(N) \cdot (A - a)(AB - ab) \cdot k_1 + 0,33 \cdot \tau_0(N) \cdot E_{gr}(N) \cdot (B - b)(AB - ab) - 4 \cdot \frac{\tau_0(N)}{\alpha} \cdot E_{gr}(N) \cdot l(AB - ab) \cdot \omega(1 - \nu_{gr}) \cdot k(l) + \frac{\tau_0(N)}{\alpha} \cdot E_{gr}(N) \cdot \frac{a+b}{b} \cdot l(AB - ab) \cdot e^{-\alpha l} \cdot \omega(1 - \nu_{gr}) \cdot k(l) \right] \cdot \quad (4.19)$$

$$\left[a \cdot \omega \cdot (1 - \nu_{gr}) \cdot k(l) \cdot (AB - ab) \cdot E_{gr}(N) + ab \cdot \beta_{gr} \cdot L \cdot \left(1 - \frac{l}{L}\right) \cdot G_{gr}(N) \right]^{-1} \cdot$$

где G – модуль сдвига грунта при циклическом нагружении;

$k(l)$ – безразмерный коэффициент, учитывающий влияние глубины приложения жесткого штампа;

l – длина сваи.

Напряжения в грунте под нижним концом сваи можно вычислить по формуле:

$$p_3^{\max}(N) = \frac{p_2(N) \cdot 4ab + 4(a+b) \cdot l \cdot \frac{\tau_0(N)}{\alpha}}{4ab} - \frac{4(a+b) \cdot l \cdot \frac{\tau_0(N)}{\alpha} \cdot e^{-\alpha l}}{4ab}. \quad (4.20)$$

4.3.2. Несущая способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.

Предельная величина циклической нагрузки (предельная несущая способность), воспринимаемая плитно-свайным фундаментом зависит от условий совместного деформирования грунта, свай и плитного ростверка и их прочностных и деформационных свойств и соответствует максимальной нагрузке цикла, которую может воспринимать плитно-свайный фундамент при заданном количестве циклов нагружения и заранее заданной предельной осадке.

Предельная несущая способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении вычисляется при расчетных значениях ($\gamma_f > 1$) для первой группы предельных состояний нагрузки и расчетных значениях прочностных и деформационных характеристик грунта с учетом снижения усталостной прочности и увеличения деформации циклической ползучести по величине предельного сопротивления грунтового основания по условию ограничения развития в нем вертикальных деформаций в соответствии заранее заданными условиями.

При определении предельной несущей способности плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении, рассматривается предельно напряженно-деформированное состояние системы «плитный ростверк-свая-грунт межсвайного пространства-грунт ниже острия сваи» под нижним концом сваи и под плитным ростверком. При жестком соединении сваи с плитным ростверком

[40] все элементы системы деформируются совместно в процессе циклического нагружения и происходит перераспределение усилий между ними.

Предельная несущая способность при циклическом нагружении плитно-свайного фундамента определяется для стадии, когда касательные напряжения по боковой поверхности отсутствуют в верхней и средней части свай вследствие достижения предельного сопротивления на сдвиг [40]. Принимается, что в грунте по подошвой плитного ростверка и под острием сваи реализуется пространственное напряженное состояние. Достижение предела несущей способности плитно-свайного фундамента происходит, когда напряжения под пятой сваи и под плитным ростверком превышают усталостную прочность и предельные деформации грунта при трехосном циклическом сжатии [40].

Расчет предельной несущей способности [40] производится по значению напряжений под пятой сваи $P_{3(N)}^{max}$ и напряжений под плитным ростверком $P_{1(N)}^{max}$ величина которых определяется для любого рассматриваемого цикла нагружения из решения системы уравнения (4.9-4.14) с учетом перераспределения усилий между элементами системы и их изменения в процессе циклического нагружения [41].

После определенного количества циклов нагружения напряжения в грунте достигают предела выносливости в каком-то из элементов:

-под плитным ростверком, а затем после какого-то количества циклов под нижним концом сваи;

-под нижним концом сваи;

-одновременное достижение под плитным ростверком и под нижним концом сваи, т.е. в грунте под плитным ростверком $P_{1(N)}^{max} \leq \sigma_{1v}(N)$, в грунте под нижним концом сваи $P_{3(N)}^{max} \leq \sigma_{1v}(N)$. Затем происходит продавливание тонкого слоя грунта под нижним концом сваи и под плитным ростверком [40] и, как следствие, происходит приращение перемещения (осадка) плитно-свайного фундамента и этот процесс периодически повторяется пока общая суммарная осадка свайного

фундамента не достигает предельного значения для конкретного здания или сооружения.

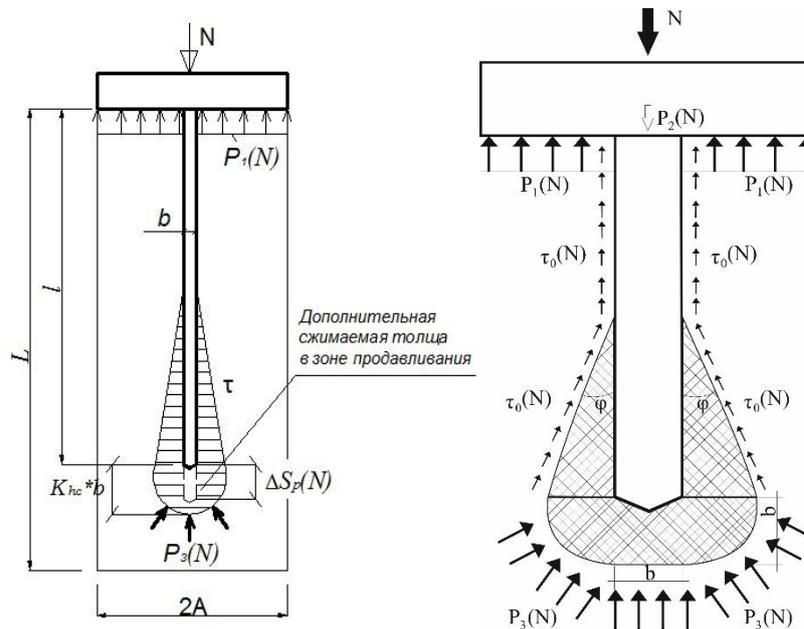


Рисунок 4.4 – Схема напряженного состояния элемента плитно-свайного фундамента по оценке предельной несущей способности

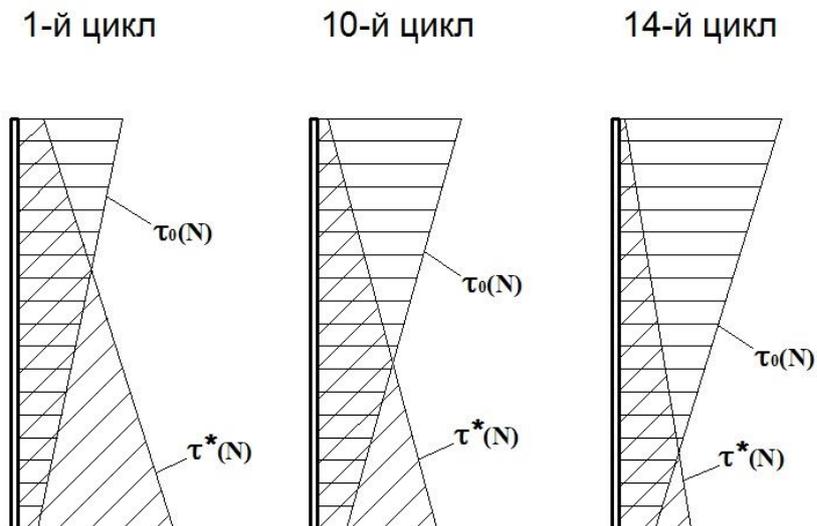


Рисунок 4.5 – Эпюры мобилизованного касательного напряжения и предельного касательного напряжения

Несущая способность грунтового основания плитно-свайного фундамента в условиях циклического нагружения в расчетный момент времени ($t = N$) в

зависимости от соотношения $\tau_0(N) \leq \tau^*(N)$ оценивается для двух зон (рисунок 4.5) исходя из условий [40]:

- в грунте под плитным ростверком:

$$p_1^{max}(N) \leq \sigma_{1u}(N); \quad (4.21)$$

- в грунте под нижним концом сваи:

$$p_3^{max}(N) \leq \sigma_{1u}(N); \quad (4.22)$$

где $\sigma_{1u}(N)$ – предельные напряжения на сжатие в грунте при трехосном циклическом нагружении [40].

Предельные напряжения в грунте основания плитно-свайного фундамента при трехосном циклическом нагружении определяются исходя из расчетной модели грунта при [40] пространственном режимном нагружении, разработанной Илизаром Т. Мирсаяповым и И.В. Королевой [89] и представляются в виде:

$$\sigma_{1u}(N) = \frac{4}{A_1} [\sigma_v(t, t_1, N) \cdot A_{sh} \cdot \cos\alpha_1 \cdot (t, t_1, N) + \tau_v(t, t_1, N) \cdot A_{sh} \cdot \sin\alpha_1 \cdot (t, t_1, N)]. \quad (4.23)$$

Нормальное напряжение к плоскости предельного равновесия:

$$\sigma_v(t, t_1, N) = \sigma_1 \cdot l(t, t_1, N) \cdot l(t, t_1, N) + \sigma_2 \cdot m(t, t_1, N) \cdot m(t, t_1, N) + \sigma_3 \cdot n(t, t_1, N) \cdot n(t, t_1, N) + \sigma_d(t, t_1, N). \quad (4.24)$$

Дилатантные напряжения:

$$\sigma_d(t, t_1, N) = \frac{E \cdot \Delta\delta_d}{(1 + \nu) \cdot r}. \quad (4.25)$$

где E – модуль деформации грунта

Сдвиговые напряжения на участке предельного равновесия:

$$\tau_v(t, t_1, N) = \sigma_v(t, t_1, N) \cdot tg\varphi(t, t_1, N) + c(t, t_1, N). \quad (4.26)$$

где, $\sigma_v(t, t_1, N)$ – нормальное напряжение к плоскости предельного равновесия;

$\varphi(t, t_1, N)$ – угол внутреннего трения грунта при циклическом нагружении [40];

$c(t, t_1, N)$ – удельное сцепление частиц грунта при циклическом нагружении [40].

При одновременном выполнении условий (4.21) и (4.22) несущая способность основания плитно-свайного фундамента обеспечена. Если условия не

выполняются, несущая способность основания не обеспечивается и возможны три варианта достижения предельного состояния по несущей способности основания плитно-свайного фундамента:

1) Не выполняется условие (4.21), т.е. напряжение в грунте под плитой становится больше, чем предельное напряжение в грунте. В этом случае, та часть нагрузки воспринимаемая грунтом, передается на сваю, догружая сваю. Плитно-свайный фундамент воспринимает нагрузку, пока выполняется условие (4.22). После нарушения условия (4.22), происходит продавливание грунта под нижним концом сваи и происходит осадка плитно-свайного фундамента.

2) Первым нарушается условие (4.22), но при этом резкое перемещение фундамента не происходит, т.к. свая зависает на плитном ростверке, догружая грунт под плитным ростверком. Фундамент воспринимает нагрузку до тех пор, пока не нарушается первое условие (4.21). В этот момент происходит резкая осадка плитно-свайного фундамента.

3) Одновременно не выполняются и первое, и второе условие, и происходит резкая осадка (просадка) плитно-свайного фундамента.

Этот процесс периодически повторяется в процессе циклического нагружения, пока осадки основания фундамента не станут больше, чем предельно допустимые.

Таким образом предельная величина несущей способности плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении соответствует максимальному значению нагрузки цикла при которой достигается предельно заданная величина осадки основания фундамента для количества циклов нагружений, установленных условиями эксплуатации конкретного здания или сооружения при значении нагрузок, прочностных и деформационных свойств грунтов принятых для первой группы предельных состояний

4.4. Осадка плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении

При циклическом нагружении происходит увеличение осадок основания плитно-свайных фундаментов с различной интенсивностью на всех этапах

нагружения. Наиболее интенсивное развитие осадок происходит на начальной стадии нагружения (примерно от 100...500 циклов), затем осадки постепенно уменьшаются, но полной стабилизации нагрузки не наступает.

В общем случае при циклическом нагружении осадка основания плитно-свайного фундамента складывается из трех составляющих: осадки условного фундамента, дополнительной осадки продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента и дополнительной осадки за счет сжатия ствола свай и представляется в виде:

$$S(N) = S_{ef}(N) + \Delta S_p(N) + \Delta S_c(N) \quad (4.27)$$

где $S_{ef}(N)$ — осадка условного фундамента;

$\Delta S_p(N)$ — дополнительная осадка за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента;

$\Delta S_c(N)$ — дополнительная осадка за счет сжатия ствола свай.

4.4.1 Осадка условного фундамента при циклическом нагружении.

Размеры условного фундамента определяются в соответствии с нормами проектирования СП 24.13330.2011. Для определения осадки условного фундамента при циклических нагружениях предлагается метод, в основу которого положен метод послойного суммирования с учетом пространственного напряженного состояния грунтового массива ниже условного фундамента и изменения механического состояния грунта в процессе циклического нагружения. Предложенная методика позволяет вычислить осадки условного фундамента при циклическом нагружении, при этом природное давление грунта рассматривается как трехосное всестороннее нагружение, а дополнительная нагрузка в период строительства и эксплуатации, как девиаторное нагружение.

На основе предпосылок и допущений выполняется расчет величины вертикальных деформаций (осадки) основания условного фундамента:

– параметры циклического нагружения и механические характеристики грунтов принимаются для второй группы предельных состояний [89];

- предполагается, что существует нелинейная зависимость между напряжениями, возникающими в массиве грунта от воздействия внешней нагрузки, и деформациями грунтового массива [89];
- рассматривается пространственное напряженное состояние грунта, при этом учитывается, что каждая компонента нормальных напряжений вызывает соответствующую деформацию грунта [89];
- при определении величины дополнительных вертикальных давлений слоистость напластований не учитывается [89];
- учитывается возможность бокового расширения грунта [89];
- высота сжимаемой толщи определяется в соответствии с действующими нормами проектирования оснований [28, 29], при этом считается, что ниже указанной активной зоны грунт не деформируется [89];
- в расчете используются условные модули, характеризующие переход из природного состояния основания в состояние после приложения местной нагрузки [89];
- учитываются изменение напряженно-деформированного состояния и механических свойств при трехосном циклическом нагружении [89].

Схема напряженного состояния основания и расчетная схема приведены на рисунках 4.6 и 4.7.

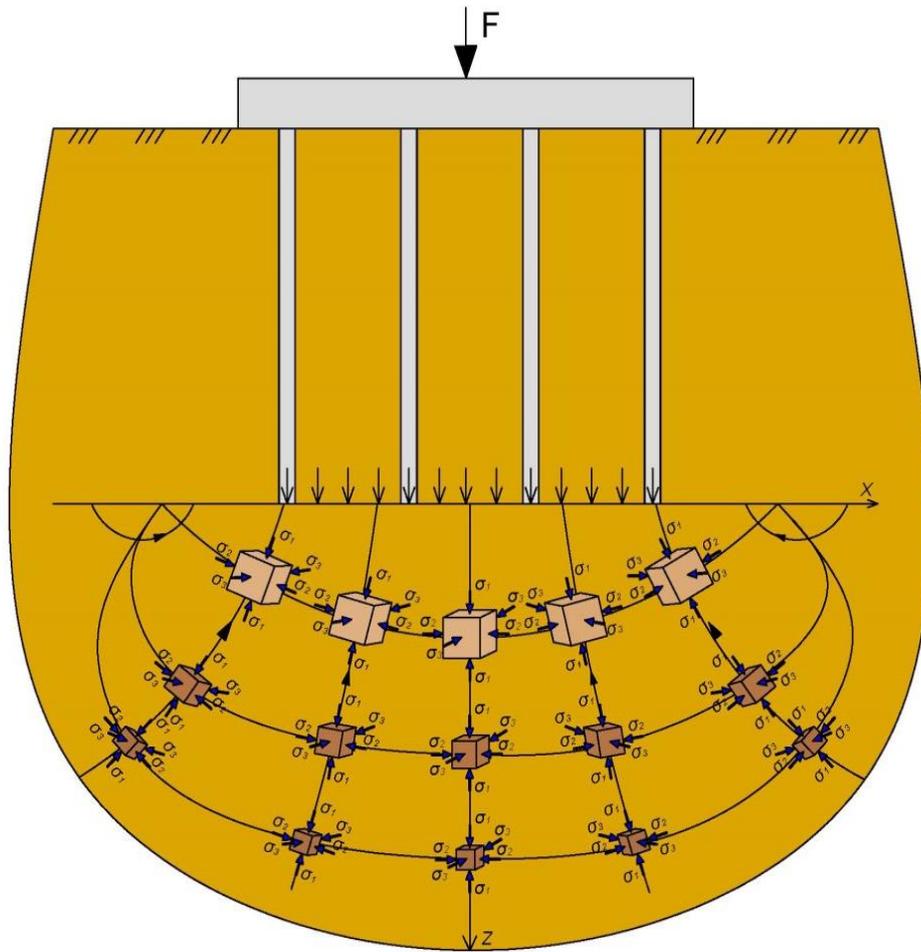


Рисунок 4.6 – Схема напряженного состояния основания условного фундамента при циклическом нагружении

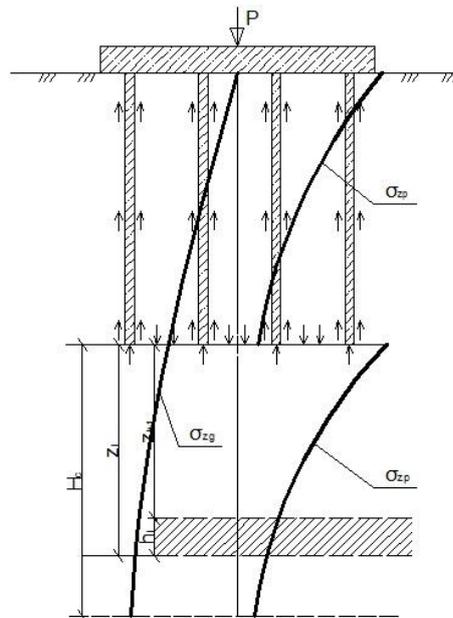


Рисунок 4.7 – Расчетная схема к определению осадки основания плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении

Расчет величины деформации основания проводится в следующей последовательности [89]:

1. Определяется значение вертикального напряжения от действия собственного веса условного фундамента $\sigma_{zq} = \gamma_i \cdot h_i$ [89];

2. Внешняя нагрузка на основание P делится на ступени, учитывается время и длительность ее приложения [89];

3. Высота сжимаемой толщи определяется по СП [28]

$$H_s = Z; \quad \sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zq}, \quad (4.28)$$

где H_s – мощность сжимаемой толщи, принимаемой на глубине Z ;

σ_{zp} – вертикальное нормальное напряжение (девиаторное) на глубине Z от дополнительной нагрузки на основание по вертикальной оси фундамента;

σ_{zq} – вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта основания глубине Z .

4. Активная зона сжатия делится по глубине основания на отдельные слои с учетом грунтовых напластований [89];

5. Определяется природное напряженное состояние от действия собственного веса глинистого грунта. На уровне подошвы фундамента и в середине каждого слоя ниже уровня подошвы вычисляются вертикальные σ_{zqi} и горизонтальные σ_{xqi} , σ_{yqi} напряжения от собственного веса грунта. Величина бокового давления σ_{xqi} и σ_{yqi} составляет долю ξ_{xq} и ξ_{yq} от величины вертикального давления σ_{zqi} соответственно. Значения ξ_{xq} и ξ_{yq} приняты равными друг другу и численно равны 0,25 (значение определено по результатам компрессионных испытаний в приборе трехосного сжатия.) [89].

Вычисления проводят для точек в середине каждого слоя отдельно для каждой ступени нагружения основания [89].

6. Дополнительные вертикальные напряжения σ_{zpi} определяются с

использованием модели основания в виде линейно-деформируемого однородного изотропного полупространства $\sigma_{zp_i} = P_0 \cdot \alpha$, где α – коэффициент рассеивания напряжений [89].

7. Дополнительные горизонтальные напряжения σ_{xp_i} , σ_{yp_i} определяются из условия одномерного уплотнения с коэффициентом бокового давления $\xi = 0,25$ [89].

8. Вычисляются суммарные значения напряжений от собственного веса грунта и дополнительной нагрузки на основание [89]:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma_{zq_i} + \sigma_{zp_i}; \\ \sigma_x &= \sigma_{xq_i} + \sigma_{xp_i}; \\ \sigma_y &= \sigma_{yq_i} + \sigma_{yp_i}.\end{aligned}\tag{4.29}$$

9. Вычисляются среднее нормальное напряжение и интенсивность напряжений [89]

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3},\tag{4.30}$$

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)},\tag{4.31}$$

10. При совпадении осей главных напряжений и деформаций с центральной осью фундамента определяем значения объемных деформаций и интенсивности деформаций [89]

$$\left. \begin{aligned}\varepsilon_v &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3; \\ \varepsilon_i &= \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3),\end{aligned}\right\}\tag{4.32}$$

В иных случаях используем условие соосности тензоров приращений напряжений и деформаций [89]

$$\frac{\Delta(\varepsilon_x - \varepsilon_y)}{\Delta(\sigma_x - \sigma_y)} = \frac{\Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_z)}{\Delta(\sigma_y - \sigma_z)} = \frac{\Delta(\varepsilon_z - \varepsilon_x)}{\Delta(\sigma_z - \sigma_x)} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_i} = \chi\tag{4.33}$$

Значения $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ принимаются по результатам лабораторных испытаний,

которые соответствуют напряжениям в грунте в каждой точке по паспорту грунта и паспорту ползучести [89].

11. Изменение скорости прироста объемных деформаций во времени учитывается с помощью ядер ползучести, полученных из результатов испытаний [89].

$$\text{- для первых суток } \varepsilon_v = 0,0072(t)^{-0,926};$$

$$\text{- со вторых суток } \varepsilon_v = 0,0004(t)^{-0,434}.$$

$$\Delta\varepsilon_i(t) = \sigma_i \cdot K_\gamma(t, \tau); \quad \Delta\varepsilon_v(t) = \sigma \cdot K_v(t, \tau), \quad (4.34)$$

где $K_\gamma(t, \tau)$ – ядро ползучести, представляющее собой скорость сдвиговой деформации при единичном значении интенсивности нагружения [89];

$K_v(t, \tau)$ – ядро ползучести, представляющее собой скорость объемной деформации при единичном значении среднего напряжения [89].

12. Определяются условные мгновенные модули: K_v – объемный модуль и G_v – модуль сдвига, характеризующие переход из природного состояния основания в состояние после приложения местной нагрузки. Мгновенные модули K_v и G_v учитывают переход в момент приложения дополнительной вертикальной нагрузки [89].

$$K_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_v}, \quad (4.35)$$

$$G_v = \frac{\Delta\sigma_i}{3\Delta\varepsilon_i}, \quad (4.36)$$

13. Определяются условные модули: $K_v(N)$ – объемный модуль и $G_v(N)$ – модуль сдвига, характеризующие переход из природного состояния основания в состояние после приложения местной нагрузки [89] с учетом воздействия циклической нагрузки.

$$K_v(N) = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_v + \Delta\varepsilon_v(N)}, \quad (4.37)$$

$$G_V(N) = \frac{\Delta\sigma_i}{3(\Delta\varepsilon_i + \Delta\varepsilon_i(N))}. \quad (4.38)$$

14. Приращение осевой деформации i -го слоя в момент нагружения определяется по формуле

$$\Delta\varepsilon_{z,i} = \frac{\Delta\sigma_z}{G_V} - \Delta\sigma \cdot \frac{3K_V - G_V}{3K_V \cdot G_V}, \quad (4.39)$$

15. Приращение осевой деформации i -го слоя при циклическом нагружении определяется по формуле

$$\Delta\varepsilon_{z,i}(N) = \frac{\Delta\sigma_z}{G_V(N)} - \Delta\sigma \cdot \frac{3K_V(N) - G_V(N)}{3K_V(N) \cdot G_V(N)}, \quad (4.40)$$

16. Осадка основания, разделенного на равные слои до условной глубины сжимаемой толщи при циклическом нагружении вычисляется по формуле [89]:

$$S = \sum_{i=1}^n (\Delta\varepsilon_{z,i} + \Delta\varepsilon_{z,i}(N)) \cdot h_i, \quad (4.41)$$

где h_i – толщина i -го слоя;

$\Delta\varepsilon_{z,i}$ – приращение осевой деформации i -го слоя в момент приложения нагрузки [89];

$\Delta\varepsilon_{z,i}(N)$ – приращение осевой деформации i -го слоя в момент времени $t = N_{\text{цикл}}$;

n – количество слоев.

4.4.2 Дополнительная осадка за счет продавливания свай грунта на уровне подошвы условного фундамента при циклическом нагружении.

Дополнительная осадка за счет продавливания свай грунта на подошве условного фундамента производится при значениях циклической нагрузки механических параметров грунта для второй группы предельных состояний.

При определении осадки продавливания плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении [40], рассматривается предельно напряженно-деформированное состояние системы «плитный ростверк-свая-грунт межсвайного

пространства-грунт ниже острия сваи» для группы предельных состояний. При жестком соединении сваи с плитным ростверком [40] все элементы системы деформируются совместно в процессе циклического нагружения и происходит перераспределение усилий между ними.

Осадка продавливания плитно-свайного фундамент определяется для стадии, когда касательные напряжения по боковой поверхности отсутствуют в верхней и средней части свай вследствие достижения предельного сопротивления на сдвиг. Принимается, что в грунте под подошвой плитного ростверка и под острием сваи реализуется пространственное напряженное состояние. Продавливание грунта под острием сваи происходит, когда напряжения под пятой сваи и под плитным ростверком превышают усталостную прочность и предельные деформации грунта при трехосном циклическом сжатии [40].

Расчет осадки продавливания производится по значению напряжению под пятой сваи $P_{3(N)}^{max}$ величина которой определяется для любого рассматриваемого цикла нагружения из решения системы уравнения (4.9 - 4.14) с учетом перераспределения усилий между элементами системы и их изменения в процессе циклического нагружения [41].

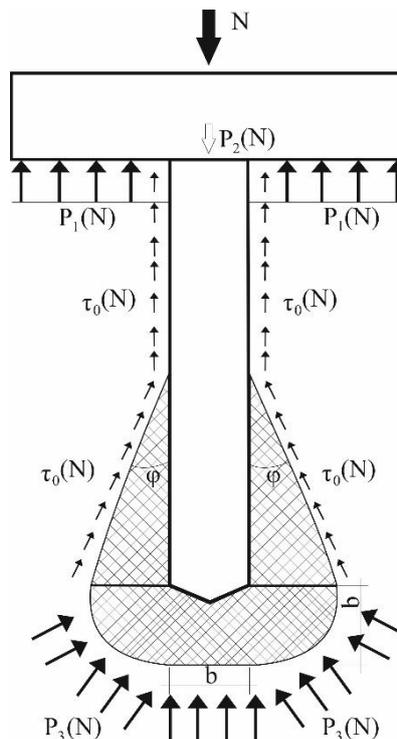


Рисунок 4.8 – Напряженно-деформированное состояние между свай и окружающим грунтом при циклическом нагружении

После определенного количества циклов нагружения напряжения в грунте достигают предела выносливости в каком-то из элементов:

-под плитным ростверком, а затем после какого-то количества циклов под нижним концом сваи;

-под нижним концом сваи;

-одновременное достижение под плитным ростверком и под нижним концом сваи, т.е. в грунте под плитным ростверком $P_{1(N)}^{max} \leq \sigma_{1u}(N)$, в грунте под нижним концом сваи $P_{3(N)}^{max} \leq \sigma_{1u}(N)$. Затем происходит продавливание тонкого слоя грунта под нижним концом сваи и под плитным ростверком [40] и, как следствие, происходит приращение перемещения (осадка) плитно-свайного фундамента и этот процесс периодически повторяется пока общая суммарная осадка свайного фундамента не достигает предельного значения для конкретного здания или сооружения.

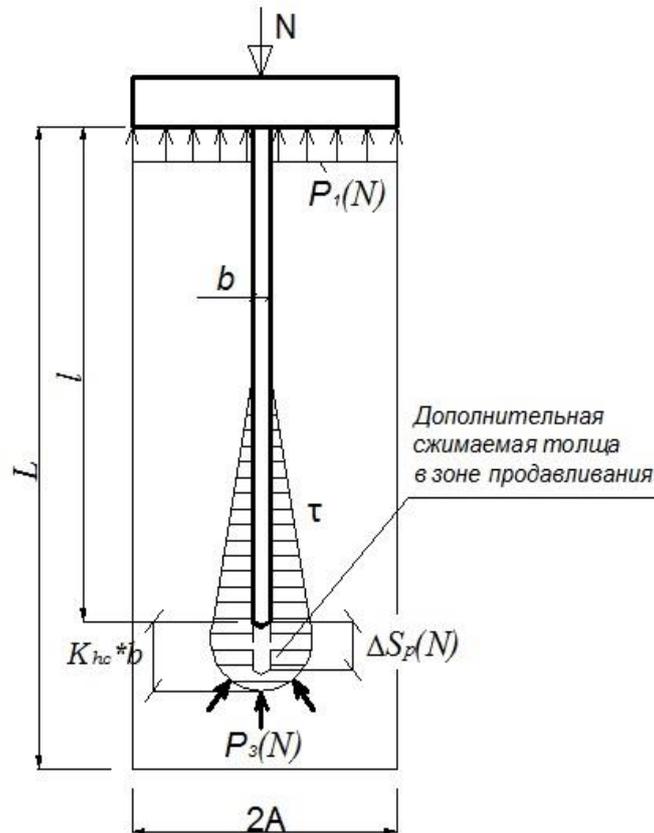


Рисунок 4.9 – Расчетная схема системы свая - грунт при расчете осадки продавливания [40]

Исходя из вышеперечисленного и принятой расчетной схемы системы «свая-грунт» (рисунок 4.9), осадки продавливания [40] плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении [40] определяется методом послойного суммирования деформаций слоев, при разделении условной глубины дополнительной сжимаемой толщи в зоне продавливания на равные слои:

$$\Delta S_p(N) = \sum_{i=1}^n K_{HC} * b * \varepsilon_{zi}(N), \quad (4.42)$$

где $K_{HC}(N)$ – коэффициент, учитывающий размеры зоны продавливания при максимальной нагрузке цикла;

$\varepsilon_z(N)$ – относительная вертикальная деформация грунта в зоне продавливания сваи в условиях напряженного состояния в i -ом слое грунта.

Относительная осевая вертикальная деформация в грунте в зоне продавливания сваи представляется в виде:

$$\varepsilon_z(N) = \Delta\varepsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z(N)}{G_v(N)} - \Delta\sigma_i(N) \frac{3K_v(N) - G_v(N)}{3K_v(N) * G_v(N)}, \quad (4.43)$$

где $\Delta\sigma_z(N) = p_3^{max}, (N)$ – приращение вертикальных напряжений в грунте при циклическом нагружении.

Интенсивность напряжений в грунте в зоне продавливания сваи:

$$\Delta\sigma_i^{max} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y^2 + (\Delta\sigma_y - \Delta\sigma_z)^2 + (\sigma_z - \Delta\sigma_x)^2} + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{zx}^2), \quad (4.44)$$

где $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = P_3^{max}(N) \cdot \cos \varphi$; $\Delta\sigma_z(N) = P_3^{max}(N)$;

$K_v(N) = \frac{\Delta\sigma^{max}(N)}{\Delta\varepsilon_v + \Delta\varepsilon_v(N)}$ – условный модуль объемных деформаций;

$G_v(N) = \frac{\Delta\sigma_i^{max}}{3[\Delta\varepsilon_i + \Delta\varepsilon_i(N)]}$ – условный модуль сдвига грунта при трехосном сжатии;

$\Delta\varepsilon_i(N), \Delta\varepsilon_i(N)$ – приращение объемных деформаций и интенсивности деформаций при циклическом нагружении

4.4.3. Дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи при циклическом нагружении

Дополнительная осадка плитно-свайного фундамента за счет сжатия ствола [41] при действии циклических нагрузок в составе единой системы «плитный ростверк-сваи-грунт межсвайного пространства-грунт ниже острия свай» происходит за счет деформации бетона сваи при первом цикле нагружения и за счет деформации стесненной циклической ползучести бетона при последующих циклах нагружения [41].

Этот процесс рассматривается в пространственной постановке с учетом совместного деформирования всех элементов системы плитный ростверк-сваи-грунт межсвайного пространства-грунт ниже острия свай за счет жесткого соединения свай и плитного ростверка. При определении напряжений в сваях

учитывается перераспределение усилий между элементами системы в процессе циклического нагружения за счет совместного деформирования плитного ростверка, свай, грунта межсвайного пространства и грунта ниже острия свай, а также проявления деформаций циклической ползучести грунта и бетона свай в стесненных условиях (рисунок 4.10) [41].

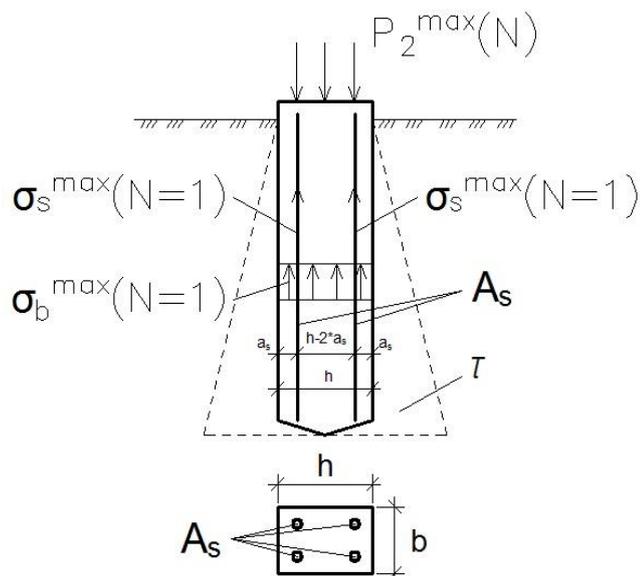


Рисунок 4.10 – Напряженное состояние железобетонной сваи при первом нагружении [41]

При этом учитывается различные стадии работы сваи в зависимости от распределения касательных напряжений на боковой поверхности, т.е. когда касательные напряжения имеются по всей длине сваи и когда касательные напряжения отсутствуют в верхней и средней части боковой поверхности [41].

Эти случаи автоматически учитываются при решениях системы уравнений (4.9-4.14) для разных уравнений нагрузки и количества циклов нагружения [41].

Для этого рассматривается напряженно деформированное состояние сваи как железобетонного сжатого элемента, армированного симметричной продольной арматурой по углам сечения [41].

При этом рассматривается две стадии. Первая стадия соответствует первому циклу нагружения до максимальной нагрузки цикла и расчеты производятся как для статического нагружения. Продольные деформации арматуры и бетона свай в

условиях близких к центральному сжатию благодаря сцеплению материалов будут одинаковы [41]:

$$\varepsilon_s^{max}(N = 1) = \varepsilon_b^{max}(N = 1) = \frac{\sigma_b^{max}(t, t_0)}{E_b} \quad (4.45)$$

Отсюда сжимающие напряжения в продольной арматуре [41]:

$$\sigma_s^{max}(N = 1) = \varepsilon_s^{max}(N = 1) * E_s = \sigma_b^{max}(N = 1) * \frac{\alpha}{V}, \quad (4.46)$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$,

E_s – модуль упругости арматурный стали;

E – модуль упругости бетона;

V – коэффициент упругости бетона [41].

На второй стадии рассматривается влияние деформаций циклической ползучести железобетонной сваи на увеличение общих деформаций ствола сваи и как следствие дополнительных осадок плитно-свайного фундамента за сжатие ствола сваи [41].

Деформации циклической ползучести железобетонной сваи являются следствием циклической ползучести бетона сваи. Стальная арматура становится внутренней связью, препятствующей свободным деформациям циклической ползучести бетона. В железобетонной свае под нагрузкой стесненная циклическая ползучесть бетона приводит к перераспределению усилий между арматурой и бетоном сваи [41].

Стесненные деформации циклической ползучести бетона приводят к появлению в железобетонной свае внутренне уравновешенных напряжений-растягивающих в бетоне и сжимающих в арматуре (рисунок 4.10).

Под влиянием разности деформаций свободной циклической ползучести бетона $\varepsilon_{plb}^{виб}(N)$ и стесненной циклической ползучести армированного элемента $\varepsilon_{pl}^{виб}(N)_{bs}$:

$$\varepsilon_{bpl}^{ост}(N) = \varepsilon_{plb}^{виб}(N) - \varepsilon_{pl}^{виб}(N)_{bs} \quad (4.47)$$

Стесненные деформации циклической ползучести бетона сваи при циклическом нагружении [41] представляются в виде:

$$\varepsilon_{pl\ b_s}^{виб}(N) = \varepsilon_{pl\ b}^{виб}(N) - \varepsilon_{b\ pl}^{ост}(N) - \frac{\sigma_{bt}^{доп}(N)}{E_b(N)}$$

Деформации свободной циклической ползучести бетона сваи определяются по методике [41], предложенной Илизаром Т. Мирсаяповым [41].

$$\begin{aligned} \varepsilon_{pl\ b}^{виб}(N) = & \sigma_b^{max}(t, t_0) * c_{\infty}(t, \tau) \\ & * \left[[1 - e^{-\gamma(t-t_0)}] * \rho_b + [1 - (1 - a)^N] * (1 - \rho_b) \right] \\ & * S_{k*} \left(\frac{\sigma_b^{max}}{R_b} \right) * f(N) \end{aligned} \quad (4.48)$$

где $\sigma_b^{max}(t, t_0)$ – максимальные напряжения сжатия в бетоне сваи при циклическом нагружении [41];

$S_{\infty}(t, \tau)$ – предельная мера ползучести бетона, в практических расчетах можно принимать $C_{\infty}(t, \tau_0) = (1,66 - \frac{0,332R_b}{10})$ [41];

$\rho_b = \frac{\sigma_b^{min}}{\sigma_b^{max}}$ – коэффициент асимметрии цикла напряжений в бетоне сваи [41];

Учитывая вышеизложенное, получаем уравнение дополнительной осадки за счет сжатия ствола $\Delta S_c(N)$ Сваи при циклическом нагружении. При этом дополнительная осадка $\Delta S_c(N)$ представляется в виде суммы [41]

$$\Delta S_c(N) = \Delta S_{c1}(N = 1) + \Delta S_{c2}(N), \quad (4.49)$$

где $\Delta S_{c1}(N = 1)$ – дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи при первом нагружении до максимальной нагрузки [41].

$\Delta S_{c2}(N)$ - дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи при циклическом нагружении вследствие развития и накопления стесненных деформаций циклической ползучести бетона [41].

В общем случае дополнительная осадка $\Delta S_c(N)$ представляется в виде (рассматривается значение дополнительной осадки при максимальной нагрузке цикла) [41]

$$\Delta S_c(N) = [\varepsilon_b^{max}(N = 1) + \varepsilon_{pl\ bs}^{max}(N)](l - a_c), \quad (4.50)$$

где, l – длина сваи; a_c – размер поперечного сечения сваи

Тогда с учетом (4.47), (4.48), (4.49) выражение (4.50) приводим к виду

$$\begin{aligned} \Delta S_c(N) &= \left[\frac{P_2^{max}(N = 1)}{A_{св}(1 + \frac{\mu\alpha}{V}) \cdot E_b(t_0)} + \frac{P_2^{max}(N)}{A_{св}(1 + \frac{\mu\alpha}{V})} \right. \\ &\quad \cdot \left[c_\infty(t, \tau) \cdot [1 - e^{-\gamma(t-t_0)}] \cdot \rho_b + [1 - (1 - a)^N] \cdot (1 - \rho_b) \cdot S_{k*} \left(\frac{\sigma_b^{max}}{R_b} \right) \right] \\ &\quad \cdot f(N) \cdot \left[1 - \frac{E_s}{\left(\frac{1}{\mu} + \frac{\alpha}{V} \right) \cdot E_b(N)} \right] \\ &\quad \cdot (l - a_c) \end{aligned} \quad (4.51)$$

где $P_2^{max}(N=1)$ – продольное усилие в стволе сваи при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла [41];

$P_2^{max}(N)$ – продольное усилие в стволе сваи при циклическом нагружении, когда $N > 1$ цикла [41].

Сопоставление результатов расчета несущей способности и осадок плитно-свайных фундаментов, по разработанным методикам с результатами лабораторных и полевых экспериментальных исследований показало хорошую сходимость расчетных и экспериментальных значений [41] (отклонение не более 15%).

4.5. Выводы к главе 4.

1. Разработана методика расчёта несущей способности плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении, включая выражения для определения: напряжений в грунте межсвайного пространства, ниже острия свай, под плитным ростверком и сваях, предельных касательных напряжений в грунте, зоны

предельного равновесия и условий достижения предельного равновесия. Несущая способность определяется по величине предельного сопротивления грунтового основания по условию ограничения развития в нем вертикальных деформаций в соответствии заранее заданным условиям. Предложенная методика позволяет достоверно рассчитывать несущую способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении на всех стадиях нагружения с учетом совместного деформирования всех элементов системы «плитный ростверк–сваи–грунт межсвайного пространства–грунт ниже острия сваи».

2. Разработан новый метод расчета осадки плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении. Общая осадка представляется в виде суммы осадок условного фундамента, дополнительной осадки за счет продавливания сваей грунта на уровне подошвы условного фундамента и дополнительной осадки за счет сжатия ствола сваи. При вычислении осадки условного фундамента принимается объемно-напряженное состояние грунта основания и учитывается изменение напряженного состояния, прочностных и деформационных характеристик грунта при циклическом нагружении и используется метод послойного суммирования деформаций.

3. Осадка продавливания определяется для стадии, когда касательные напряжения по боковой поверхности отсутствуют в верхней и средней части свай. Установлено, что продавливание грунта под острием сваи происходит, когда напряжения под пятой сваи и плитным ростверком превышают усталостную прочность и предельные деформации грунта при трехосном циклическом сжатии [40].

4. Дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи представляется в виде суммы осадки [41] при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла и осадки при циклическом нагружении вследствие развития и накопления стесненных деформаций [41] циклической ползучести бетона. Предложенная методика позволяет достоверно и точно прогнозировать величину осадки плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.

5. В диссертационной работе получены новые аналитические выражения для определения предельного касательного напряжения в грунте межсвайного пространства, дополнительной осадки продавливания, дополнительной осадки за счет сжатия ствола сваи, осадки условного фундамента, напряжений в грунте с учетом перераспределения усилий между элементами плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.

ГЛАВА 5. АПРОБАЦИЯ РАЗРАБОТАННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДКИ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

5.1. Апробация полученных результатов с лабораторными исследованиями

Для апробации полученных уравнений несущей способности и осадки плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении приведены графики сопоставления результатов расчета осадки с данными экспериментальных исследований при испытании моделей ПСФ в лабораторных условиях (рисунок 5.1-5.5).

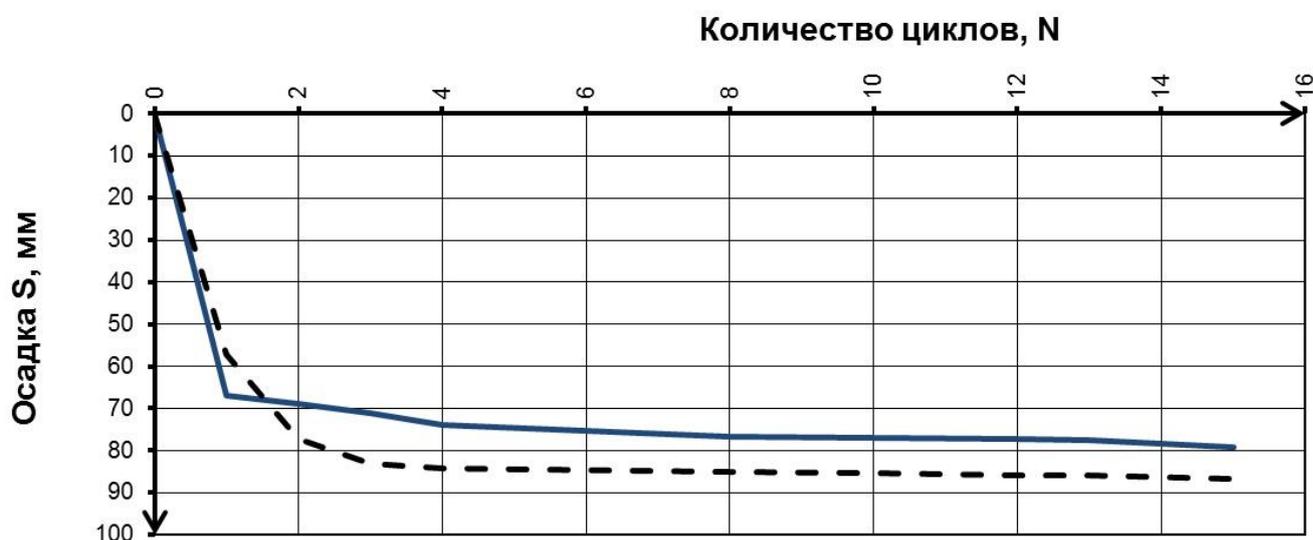


Рисунок 5.1 – График сопоставления результатов расчета с данными экспериментальных исследований при испытании моделей ПСФ-2.

- фактическая осадка;
- - - результаты расчета.

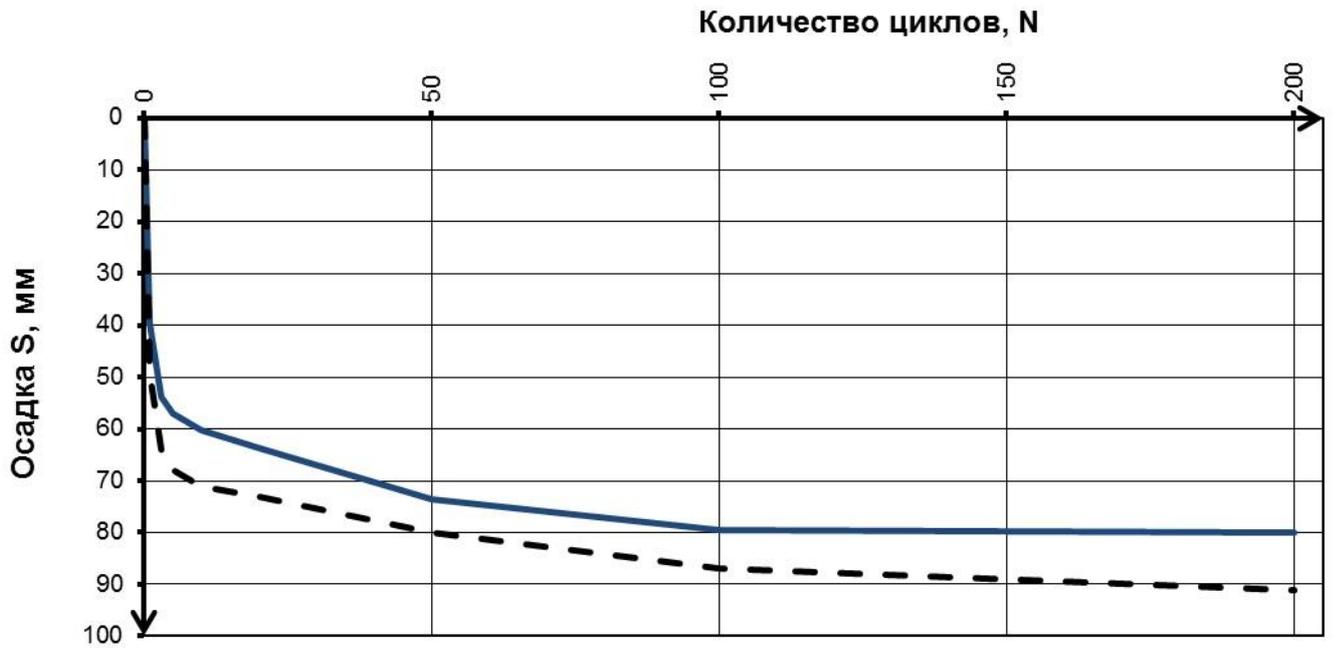


Рисунок 5.2 – График сопоставления результатов расчета с данными экспериментальных исследований при испытании моделей ПСФ-3.

- - фактическая осадка;
- - - результаты расчета.

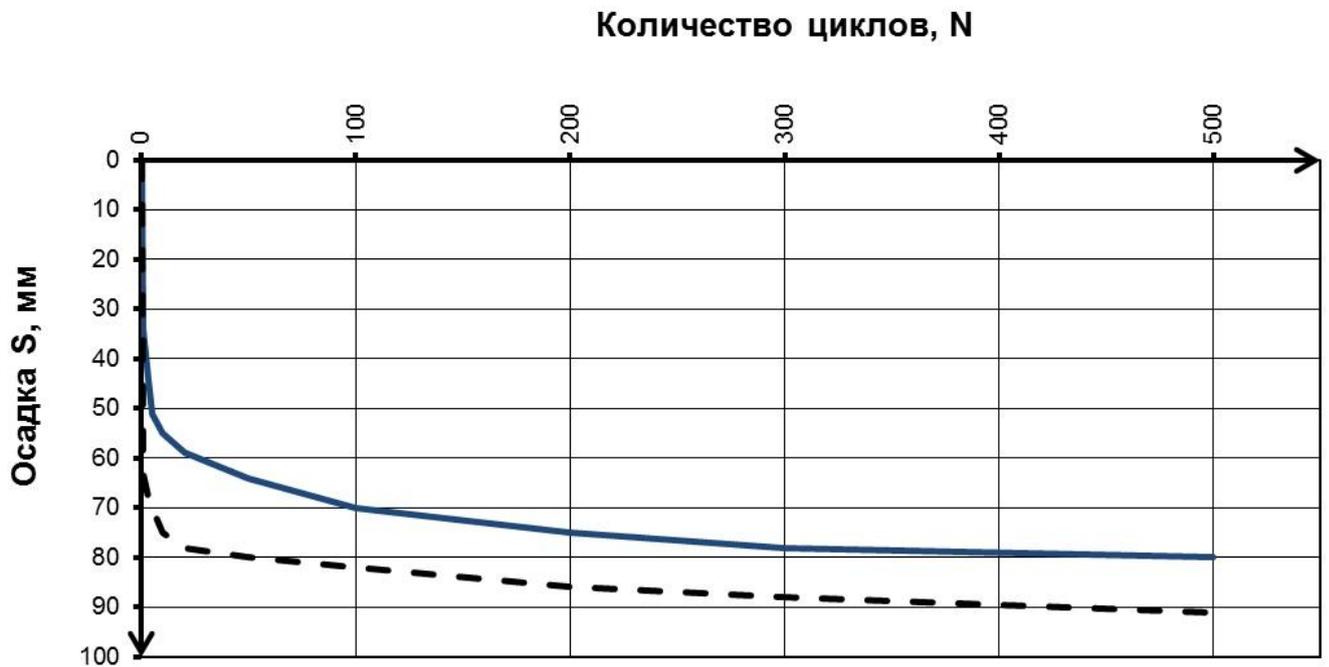


Рисунок 5.3 – График сопоставления результатов расчета с данными экспериментальных исследований при испытании моделей ПСФ-4.

- - фактическая осадка;
- - - результаты расчета.

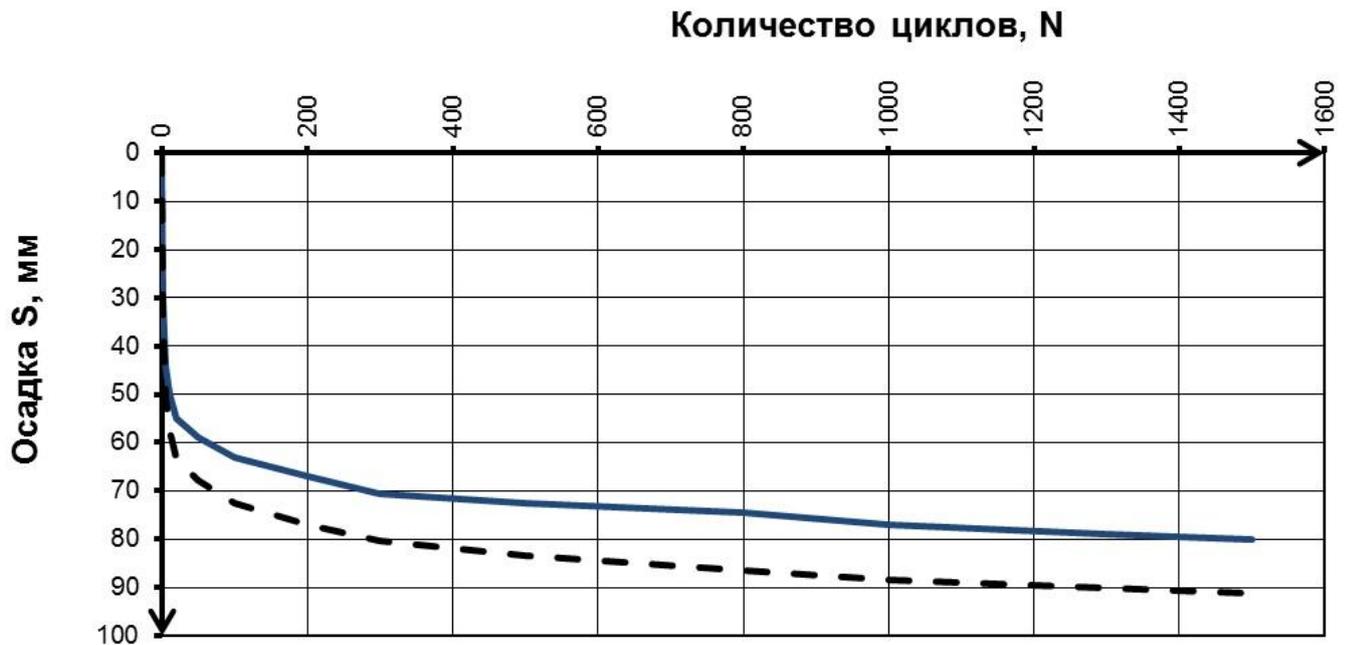


Рисунок 5.4 – График сопоставления результатов расчета с данными экспериментальных исследований при испытании моделей ПСФ-5.

- - фактическая осадка;
- - - результаты расчета.

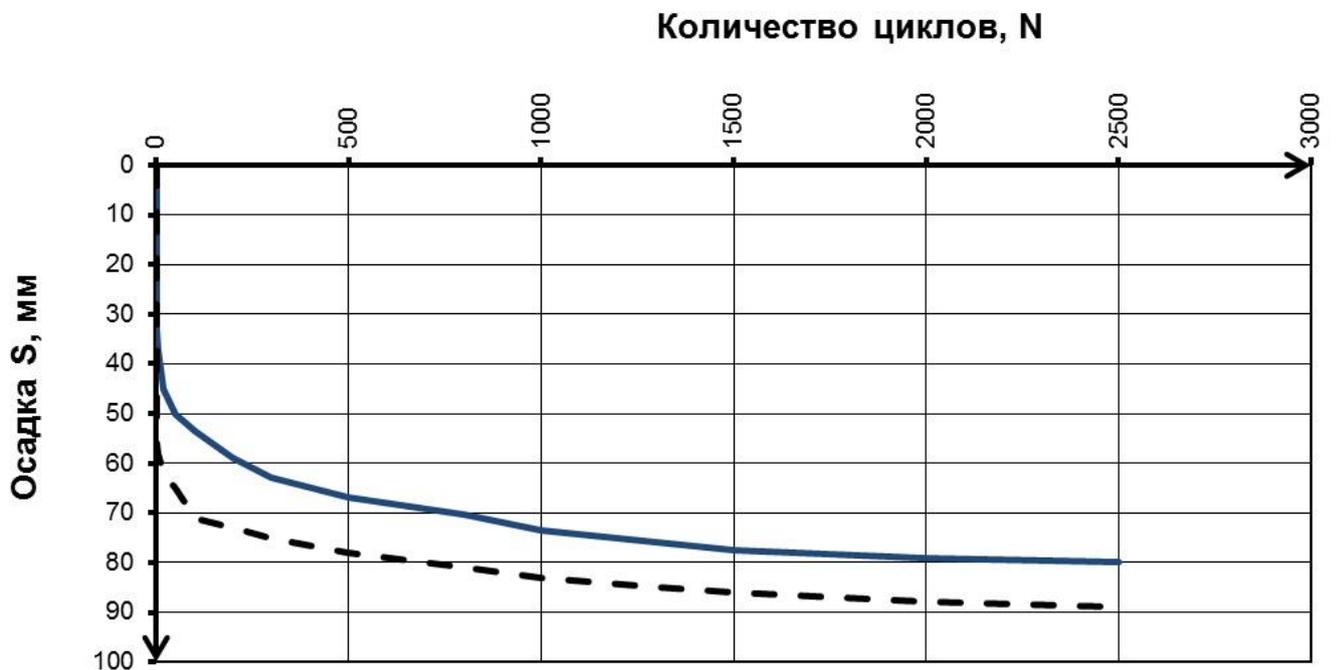


Рисунок 5.5 – График сопоставления результатов расчета с данными экспериментальных исследований при испытании моделей ПСФ-6.

- - фактическая осадка;
- - - результаты расчета.

Таблица 5.1 – Сравнение результатов расчета и фактической осадки моделей плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении

№	№ Эксперимента	Длина свай l, см	P _{max} , кг	P _{min} , кг	Кол-во циклов, N	Осадка фундамента, см		
						фактическая при циклическом нагружении S, см	по СП при статическом нагружении S _c , см	по предложенной методике при циклическом нагружении S, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2.	ПСФ-2	40	1000	500	15	8,0	4,23	8,98
3.	ПСФ-3	40	600	300	200	8,0	3,21	9,1
4.	ПСФ-4	40	500	250	500	8,0	2,95	9,2
5.	ПСФ-5	40	400	200	1500	8,0	2,74	8,9
6.	ПСФ-6	40	350	175	2500	8,0	2,66	9,1

Как видно из рисунков 5.1 - 5.5 и таблицы 5.1, полученные уравнения адекватно описывают процессы, происходящие в грунте при циклическом нагружении, что подтверждается хорошим совпадением экспериментальных данных с разработанными методами расчета. Отклонения между теоретическими (расчетными) и опытными величинами находятся в пределах 11-15%.

5.2. Апробация полученных результатов с данными натуральных наблюдений за реальными сооружениями

Апробация, разработанных методов расчета плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении, была проведена на основе результатов геотехнического мониторинга следующих объектов на плитно-свайных фундаментах:

1. Железобетонный силос, построенный в 1984 г. префектуре Осака Япония. Диаметр плитного ростверка плитно-свайного фундамента под силос составляет 11,6м, выполнен со сваями диаметром 400мм, длиной 22,7м и шагом 7d.

Инженерно-геологические условия строительной площадки в основном состоят из слоев мягких аллювиальных глинистых грунтов на глубину до 44 м и представлены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Инженерно-геологические условия строительной площадки

№	Инженерно-геологические элементы	Мощность слоя, м	Плотность, г/см ³	W, %	c, кПа	φ, град	Rc, кПа	E, МПа
1	Песок среднезернистый (ИГЭ-1)	1,2	1,79	15	0,05	29	40	22
2	Супесь с илистыми отложениями (ИГЭ-2)	28,5	1,9	12	15	31	130	27
3	Глина с линзами песка (ИГЭ-3)	10,0	2,0-2,3	13	26	23	180	49

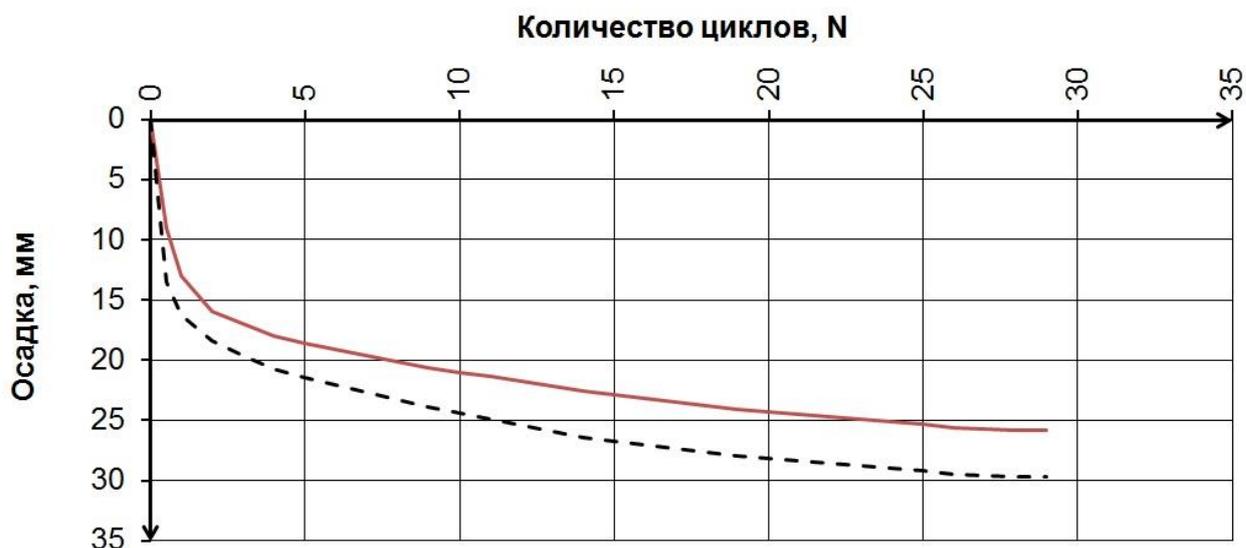


Рисунок 5.6 – Графики сопоставления опытных и расчетных значений осадки.

- фактическая осадка;
- - - результаты расчета

2. Участок высокоскоростной железной дороги Пекин-Шанхай длиной 845м. Ширина участка 12м, толщина плитного ростверка 0,5м, длина свай 39,3м

сечением 0,5м выполнены с шагом 5d. В таблице 5.3 показаны характеристики грунтового основания, сложенного преимущественно из глинистых грунтов.

Таблица 5.3 – Инженерно-геологические условия строительной площадки

№	Инженерно-геологические элементы	Мощность слоя, м	Плотность, г/см ³	W, %	I _p	Прочность на сжатие q _ц , кПа	Коэффициент Пуассона ν
1	Суглинки (ИГЭ-1)	2,0	1,79	15,2	17,0	125,3	0,35
2	Пылеватые глины (ИГЭ-2)	4,1	1,9	21,3	17,4	115,6	0,32
3	Мягкопластичные глины (ИГЭ-3)	5,8	1,92	40,1	21,0	60,4	0,38
4	Пылеватые глины (ИГЭ-4)	2,4	2,12	56,7	17,8	48,6	0,35
5	Мягкопластины е глины (ИГЭ-5)	12,4	2,05	40,5	12,7	52,6	0,35
6	Пылеватые глины (ИГЭ-6)	1,4	2,21	31,4	12,9	51,3	0,35
7	Пылеватые пески (ИГЭ-7)	7	2,12	31,9	-	65,1	0,25
8	Пылеватые глины (ИГЭ-8)	13,2	2,20	32,4	13,7	63,4	0,28

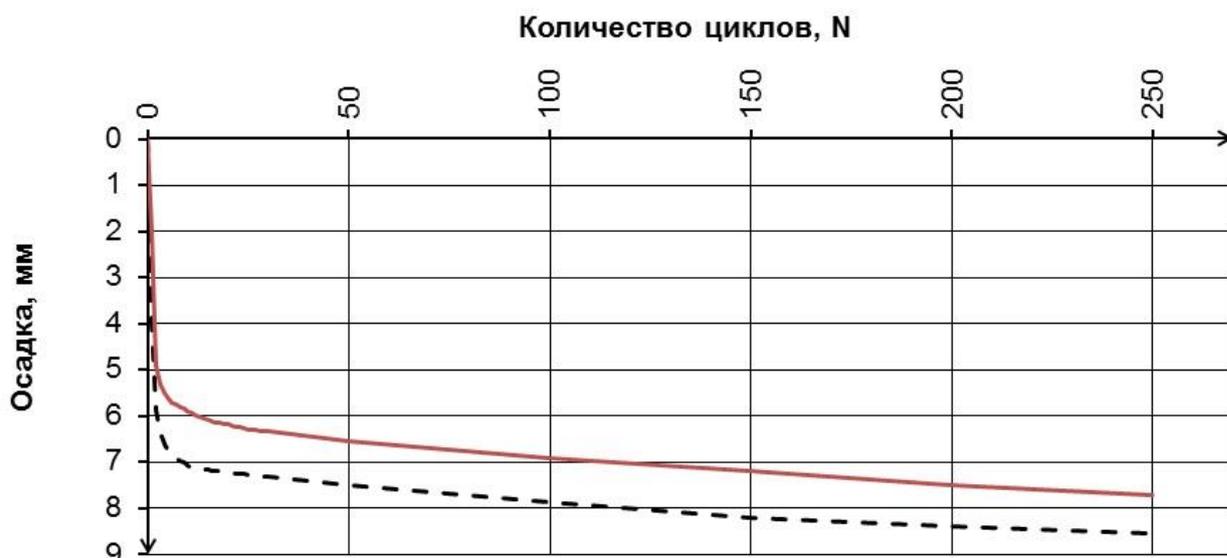


Рисунок 5.7 – Графики сопоставления опытных и расчетных значений осадки.

- фактическая осадка;
 - - - результаты расчета

3. Плитно-свайный фундамент под оборудование в г. Казань, с размерами в плане 4,6 x 5,7м, со сваями диаметром 0,22м, длиной 12м расположенных с шагом 7d. Инженерно-геологические условия участка строительства приведены в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Инженерно-геологические условия строительной площадки

№№ ИГЭ	Номенклатурный вид грунта	Плотность грунта, ρ , г/см ³			Угол внутреннего трения, φ , град.			Удельное сцепление, C , кПа			Модуль деформации, E , МПа	
		норм.	$A=0.85$	$\alpha=0.95$	норм.	$A=0.85$	$\alpha=0.95$	норм.	$A=0.85$	$\alpha=0.95$	природ. Влажн.	Насыщ. Водой
2а	Глина полутвердая	1.86	1.85	1.84	15	14	13	44	42	41	15	15
		1.86	1.85	1.84	15	14	13	44	42	41		
3б	Суглинок тугопластичный	1.94	1.93	1.93	17	16	15	17	16	15	5.8	5.8
		1.97	1.96	1.96	17	16	15	17	16	15		

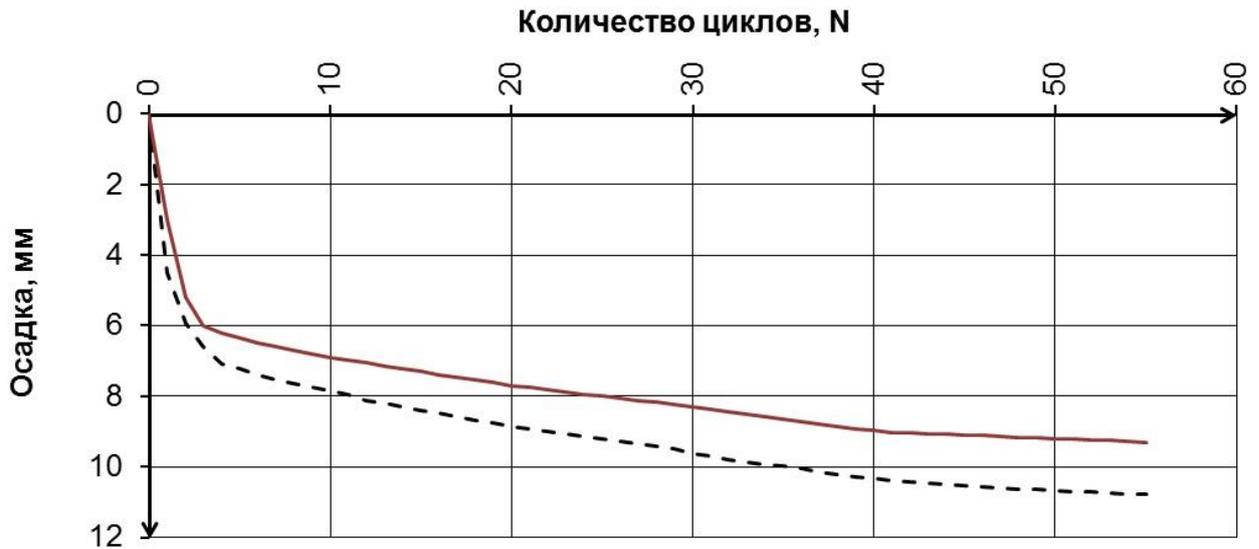


Рисунок 5.8 – Графики сопоставления опытных и расчетных значений осадки.

- - фактическая осадка;
- - - - результаты расчета

Сопоставление результатов расчета с данными геотехнического мониторинга приведены на рисунках 5.7-5.9. Как видно из приведенных рисунков, данные получены на основе расчетных моделей, показывают хорошую сходимость с результатами геотехнического мониторинга реальных объектов. Отклонения между расчетными и фактическими величинами осадок реальных объектов не превышают 11-15%.

5.3. Выводы по главе 5

1. Анализ данных натуральных наблюдений за развитием осадок представленных зданий и сооружений при многократно приложенных нагрузках подтвердил возможность использования полученных аналитических зависимостей прогноза осадок и предельной несущей способности оснований при циклическом нагружении.

2. Приведенные примеры показывают, что при решении расчета предельной несущей способности и осадок оснований плитно-свайных фундаментов, следует учитывать изменяющиеся в процессе циклического нагружения свойства и особенности деформирования грунтов и элементов плитно-свайного фундамента, что позволяет сблизить результаты расчета с

реальным поведением плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

3. Результаты представленных инженерных методов расчета несущей способности и осадок оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении хорошо согласуются с лабораторными и натурными экспериментальными данными. Отклонения между теоретическими (расчетными) и опытными (фактическими) величинами находятся в пределах 11-15%.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Действующие нормы проектирования свайных фундаментов СП 24.13330.2011, СНиП 2.02.03-85 не позволяют рассчитывать плитно-свайные фундаменты при циклическом нагружении с учетом реального деформирования системы свайное основание – плитный ростверк. В связи с этим назрела необходимость в разработке методов расчета несущей способности и осадок плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении, с учетом совместного деформирования системы «плитный ростверк – сваи – грунт межсвайного пространства – грунт ниже острия свай».

2. Выполнены экспериментальные исследования несущей способности и осадок плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении с целью обоснования гипотез, положенных в основу расчетных моделей, а также для проверки точности и надежности инженерных методов расчета. Результаты исследований показали, что при циклическом нагружении несущая способность плитно-свайных фундаментов уменьшается до 3,14 раза по сравнению с однократным кратковременным статическим нагружением, а осадки увеличиваются до 2,2 раза по сравнению с первым статическим нагружением до максимальной нагрузки циклов в зависимости от параметров циклического нагружения.

3. При циклическом нагружении происходит изменение напряжений и усилий в сваях на разных зонах свайного основания. Напряжения в грунте и усилия в сваях с различной интенсивностью развиваются на всем протяжении испытаний, наиболее интенсивные изменения происходят на начальной стадии нагружения, примерно до 100 циклов.

4. Разработана методика расчёта несущей способности плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении, включая выражения для определения: напряжений в грунте межсвайного пространства, ниже острия свай, под плитным ростверком и сваях, предельных касательных напряжений в грунте, зоны предельного равновесия и условий достижения предельного равновесия. Несущая

способность определяется по величине предельного сопротивления грунтового основания, по условию ограничения развития в нем вертикальных деформаций в соответствии заранее заданным условиям. Предложенная методика позволяет достоверно рассчитывать несущую способность плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении на всех стадиях нагружения, с учетом совместного деформирования всех элементов системы плитный «ростверк – сваи – грунт межсвайного пространства – грунт ниже острия сваи».

5. Разработан новый метод расчета осадки плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении. Общая осадка представляется в виде суммы осадок условного фундамента, дополнительной осадки за счет продавливания сваей грунта на уровне подошвы условного фундамента и дополнительной осадки за счет сжатия ствола сваи. При вычислении осадки условного фундамента принимается объемно-напряженное состояние грунта основания и учитывается изменение напряженного состояния, прочностных и деформационных характеристик грунта при циклическом нагружении и используется метод послойного суммирования деформаций.

6. Осадка продавливания определяется для стадии, когда касательные напряжения по боковой поверхности отсутствуют в верхней и средней части свай. Установлено, что продавливание грунта под острием сваи происходит, когда напряжения под пятой сваи и плитным ростверком превышают усталостную прочность и предельные деформации грунта при трехосном циклическом сжатии [40].

7. Дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи представляется в виде суммы осадки при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла и осадки при циклическом нагружении, вследствие развития и накопления стесненных деформаций [41] циклической ползучести бетона. Предложенная методика позволяет достоверно и точно прогнозировать величину осадки плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.

8. В диссертационной работе получены новые аналитические выражения для определения предельного касательного напряжения в грунте межсвайного

пространства, дополнительной осадки продавливания, дополнительной осадки за счет сжатия ствола сваи, осадки условного фундамента, напряжений в грунте с учетом перераспределения усилий между элементами плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении.

9. Результаты расчетов несущей способности и осадок плитно-свайных фундаментах при циклическом нагружении, по разработанным методам расчета хорошо согласуются с результатами испытаний (отклонение составляет не более 11-15%). Достоверность и надежность результатов расчёта подтверждается сопоставлением с данными натурных наблюдений за осадками плитно-свайного фундамента железобетонного силоса, двух фундаментах под оборудование, плитно-свайного фундамента железнодорожных путей, модели плитно-свайного фундамента в полевых условиях и 6-ти моделей в лабораторных условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М.Ю. Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях/ М.Ю. Абелев, В.А. Ильичев, С.Б. Ухов // М.: 1986.
2. Адлер, Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю. П. Адлер, Е. В. Маркова, Ю. В. Грановский// М.: Наука, 1976.
3. Безволев С. Г. Расчетный анализ сопротивления свай и грунта вдавливаю плитного ростверка/ С. Г. Безволев // В сб: Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях - Уфа, Т.1., 2006, 35–42с.
4. Бахолдин, Б.В. Определение модуля деформации грунтов по данным компрессионных испытаний для расчета осадок свайных фундаментов/ Б.В. Бахолдин, Л.П. Чащина// Основания, фундаменты и механика грунтов. -1999. -№ 1. -С.8-11.
5. Берлинов, М. В. Расчет оснований и фундаментов/ М. В. Берлинов, Б. А. Ягупов // М.: Стройиздат, 2004.
6. Готман, А. Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды / А. Л. Готман. — Уфа: Уфимский гос. нефтяной технич. ун-т, Ин-т доп. проф. образования, 2015. — 384 с.
7. Голубков, В.Н. Несущая способность свайных оснований / В.Н. Голубков // Машгиз, 1954.
8. Голубков, В.Н. Экспериментальные исследования работы свай на вертикальную нагрузку / В.Н. Голубков // В сб.: Свайные и естественные основания №10, Госстройиздат, М.-Л., 1939.
9. Гольдштейн, М.И. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений. / М.И. Гольдштейн, С.Г. Кушнер, М.И Шевченко // Киев: БудІвельник, 1977.
10. Гольдштейн, М.И. Механические свойства грунтов (напряженно-деформированные и прочностные характеристики)/ М.И. Гольдштейн // М.: Стройиздат, 1979.

11. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам./ Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1990.-67с.
12. ГОСТ 19903-74. Сталь листовая горячекатаная. Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1974.-67с.
13. ГОСТ 20276-99 Грунты. Метод полевого определения характеристик прочности и деформируемости. Минстрой России.-М.: Стройиздат, 1999.-40с.
14. ГОСТ 25.601-80. Расчеты и испытания на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1980.-50с.
15. ГОСТ 30416-2012. Грунты. Лабораторные испытания. Минстрой России. – М.: Стройиздат, 1996.-29с.
16. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент. Минстрой России. – М.: Стройиздат, 1993.-40с.
17. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии. Издание второе, переработанное и дополненное) / Б.И. Далматов. Л.: Стройиздат, ЛО, 1988, 416 с.
18. Далматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф. К.Лапшин, Ю.В. Россихин. Л.: Стройиздат. – 1975.
19. Ильичев, В.А. Свайные фундаменты в сейсмических районах / В.А. Ильичев, Ю.В. Монголов, В.М. Шаевич. -М.: СИ, 1983. 144 с.
20. Мангушев, Р.А. Расчет плитно-свайного фундамента / Мангушев Р.А., Фадеев А.Б., Лукин В.А. // – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. - 336с.
21. Нуждин, О. А. Практический метод расчета осадок фундаментов с учетом деформационной анизотропии грунтов основания / О. А. Нуждин, О. А. Коробова, Л. В. Нуждин // Тр. Всерос. конф. с междунар. участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства», посвященной 80-летию со дня рождения профессора Бартоломея Адольфа

Александровича (1934–2003 гг.) / Пермский нац. иссл. политехн. ун-т. — Пермь, 2014. — С. 154–162.

22. Петрухин, В. П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства: Научное издание / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. — М.: АСВ, 2015. — 224 с.

23. Луга, А.А. О повышении эффективности и экономичности свайных фундаментов / А.А. Луга // Транспортное строительство, 1978, № 8, с. 12-14.

24. Мангушев, Р.А. Современные свайные технологии: учебное пособие / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин // М.: АСВ, 2007. - 160с.

25. Мангушев, Р.А. Расчет плитно-свайного фундамента / Р. А. Мангушев, А.Б. Фадеев // Вестник гражданских инженеров. — 2007. — № 2(11). — С. 11-14.

26. Методические рекомендации по моделированию грунтового основания при исследовании напряженно-деформированного состояния сооружения. НИИСК, Киев 1981. -45с.

27. Назаров, А.Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел. - АН АрмССР, Ереван, 1965.

28. СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Минстрой России.-М.: ГП ЦПП, 1995.-48с».

29. СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты»

30. СП 63.13330.2010 «СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции».

31. Зарецкий, Ю. К. Вязкопластичность грунтов и расчёты сооружений / Ю. К. Зарецкий. — М.: Стройиздат, 1978. — 344 с.

32. Пономарев, А. Б. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / А. Б. Пономарев, А. С. Кузнецова, С. А. Сазонова. — Пермь: Изд. ПНИПУ, 2014. — 209 с.

33. Пронозин, Я. А. Влияние поверхности нагружения на напряженно-деформированное состояние глинистого грунта нарушенной структуры / Я. А. Пронозин, Р. В. Мельников // Вестн. МГСУ. — 2010. — №2. — С. 169–175.

34. Сахаров, И.И. К оптимизации расчетов плитно-свайных фундаментов / И.И. Сахаров, Г.Ф. Пеньковский, А.В. Ершов // Межвузовский тематический сборник трудов СПбГАСУ. СПб.: СПбГАСУ, 2006. - с. 115-119.

35. Тер-Мартirosян З.Г. "Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве при его взаимодействии со сваей и фундаментом глубокого заложения" Научно-технический журнал Вестник МГСУ, №1, 2006, 38-49с

36. Тер - Мартirosян З.Г., Тер - Мартirosян А.З., Сидоров В.В. Начальное критическое давление под подошвой круглого фундамента и под пятой буронабивной сваи круглого сечения, Естественные и технические науки, 2014, №11-12(78), С. 372-376.

37. Мангушев Р.А. Механика грунтов: учебник / Р.А. Мангушев, В.Д. Карлов, И.И. Сахаров. – М.: изд-во АСВ, 2011. – 264 с.

38. Герсеванов, Н. М. Основы динамики грунтовой массы / Н. М. Герсеванов. — М.: ОНТИ, 1937. — 241 с.

39. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструированных зданий / А.И. Полищук //– 3-е изд., доп. – Нортхэмптон: STT; Томс : STT, 2007. – 476 с.

40. Мирсаяпов И.Т., Несущая способность плитно-свайных фундаментов с учетом перераспределения усилий между сваями при циклическом нагружении. / И.Т. Мирсаяпов // Известия КГАСУ, №2(№56), 2021, 5-12с.

41. Мирсаяпов И.Т., Влияние виброползучести бетона на осадки свай плитно-свайного фундамента. / И.Т. Мирсаяпов // Известия КГАСУ, №1(№55), 2021, 5-13с.

42. Сорочан, Е. А. Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. — М.: Стройиздат, 1986. — 303 с.

43. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие для строит, спец. Вузов/ С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др.; Под ред. С.Б. Ухова. 3-е изд., испр. - М.: Высш. шк., 2004. - 566с.

44. Чунюк, Д.Ю. Оценка эффективности работы составляющих комбинированного свайно-плитного фундамента / Д.Ю. Чунюк, Н.О. Курилин // Научное обозрение. – 2016. – №16. – С.6–10.

45. Федоровский, В.Г. Методика расчета фундаментных плит на нелинейно-деформируемом во времени основании / В.Г. Федоровский, С.Г. Безволев, О.М Дунаев. //Нелинейная механика грунтов: Тр. IV Рос. конф. - С-Петербург, 1993.-Т1.С.81-86.

46. Федоровский, В.Г. Метод расчета свайных полей и других, вертикально армированных грунтовых массивов/ В.Г. Федоровский, С.Г. Безволев // Ж. Основания, фундаменты и механика грунтов №3, М.: Стройиздат, 1994. -С. 11-15.

47. Федоровский, В.Г. Сваи в гидротехническом строительстве / В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курило, Ю.М. Колесников // Учебное пособие. М., - 2003. - 238 с.

48. Тер-Мартirosян, А. З. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком / А. З. Тер-Мартirosян, З. Г. Тер-Мартirosян, Чинь Туан Вьет // Вестн. МГСУ. — 2015. — № 9. — С. 72–83.

49. Федоровский, В. Г. К расчёту комбинированных плитно-свайных фундаментов / В. Г. Федоровский, В. Ф. Александрович, С. В. Курилло, А. Г. Скороходов // Новые технологии в строительстве. — 2008. — №1. — С.59–72.

50. Ярмульник, Ф.В. Методика подбора материала при исследовании железобетонных конструкций на моделях / Ф.В. Ярмульник, Г.В. Шарапов, В.Г. Гайдук // - Киев: Виш. школа, 1974.

51. Улицкий, В.М. Основы совместных расчетов зданий и оснований / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. // СПб. : «Геореконструкция». 2014. 328 с.

52. Randolph, M.F. The effect of pile type on design parameters driven piles/ M.F. Randolph, I.S. Steenfelt, C.P. Wroth // Proc. of the 7th conf. on soil Mechanic and Foundation. Eng.: Brighton, 1979.-v.2.-p. 107-114.

53. Whitaker, T. An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London clay/ T. Whitaker, R.W. Cooke // Proceedings of the symposium on large bored piles, Institution of civil engineers. - London, England - p. 7.

54. Hanna, T. H. Model Studies of Foundations Groups in Sands / T. H. Hanna // Geotechnique. London, England. — Vol. 13. — 1963. — P. 334–351.

55. Девальтовский, Е. . Исследование работы свайных фундаментов с учётом их взаимодействия с межсвайным грунтом: дисс. канд. техн. наук : 05.23.02 / Девальтовский Евгений Эдуардович. — Л., 1982. — 226 с.

56. Разводовский, Д. Е. Взаимодействие свай и грунта в составе большеразмерных кустов и свайных полей : автореферат дисс. ... канд. техн. наук : 05 – 23 – 02 / Разводовский Дмитрий Евгеньевич. — М., 1999. 24 с.

57. Бартоломей, А. А. Основы расчёта ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам / А. А. Бартоломей. — М.: Стройиздат, 1982. — 223 с.

58. Знаменский, В. В. Работа свайных фундаментов в глинистых грунтах и расчёт их по деформациям оснований : автореф. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Основания и фундаменты/ В.В. Знаменский //. — М., 1971. — 14 с.

59. Голубков, В. Н. Вопросы исследования свайных фундаментов и проектирования по деформациям : автореф. д-ра техн. наук : 05.23.02 / В.Н. Голубков // М.,1969. — 35 с.

60. Дорошкевич, Н. М. Исследование напряжений в грунте при свайных фундаментах : автореф. канд. техн. наук : 05 – 23 – 02 / Н.М. Дорошкевич // М., 1959. — 22с.

61. Березанцев, В. Г. Расчёт оснований сооружений : пособие для проектирования / В. Г. Березанцев. // Л.: Стройиздат, 1970. — 297 с.

62. Дмитриев, В. А. Результаты испытаний свай статической нагрузкой в натуральных условиях. Основания, фундаменты и подземные сооружения / В. А. Дмитриев / Тр. первой научн. конф. молодых специалистов. — М.: НИИОСП, 1976. — С. 2–7.

63. Whitaker, T. Some Experiments on Model Piled Foundations. Pile foundations / T. Whitaker / Proc. of Symp. held by the International Association for Bridge and Structural Engineering. — Stockholm. — 1960. — P. 124–139.
64. Kedzi, A. Bearing Capacity of Piles and Pile Groups / A. Kedzi / Proc. 4th ICOSMEF, London. — 1957. — Vol. II. — P. 46–51.
65. Козачок, Л. Д. Исследования распределения вертикальных напряжений в основании кустов висячих свай с низким ростверком : автореферат дисс. канд. техн. наук : 05.23.02 Основания и фундаменты / Козачок Леонид Дмитриевич — Л., 1971. — 23 с.
66. Голубков, В. Н. Опыт проектирования свайных фундаментов по деформациям / В. Н. Голубков, В. Ф. Химич // Изв. вузов. Строительство и архитектура. — 1961. — №3. — С. 2–7.
67. Фурмонавичус, Л. А. экспериментальное исследование работы свай в кусте, заглубленном в моренные грунты / Л. А. Фурмонавичус / Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты. Геотехника. Тезисы III межреспубл. конф. по инж. геологии, механике грунтов и фундаментостроению. — Рига: РИИ, 1975. — С.59–72.
68. Григорян, А.А. Деформируемость лёссового грунта при различном напряжённом состоянии / А. А. Григорян // Механика грунтов. — Сборник №43. — НИИОСП. — 1961. — С.13-26.
69. Бартоломей, А. А. Основы расчёта ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам / А. А. Бартоломей. — М.: Стройиздат, 1982. — 223 с.
70. Mandolini, A. Pile Foundations: Experimental Investigations, Analysis and Design / A. Mandolini, G. Russo, C. Viggiani / Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. — Osaka : Millpress, 2005. — P. 177–213.
71. Randolph, M. F. Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts / M. F. Randolph / Proc. XIII ICSMFE, New Delfi. — 1994. — V. 5. — P. 61–82.

72. Готман, Н. З. Определение параметров свайного поля свайно-плитного фундамента / Н. З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2003. — № 3. — С. 2–6.

73. Готман, Н. З. Определение сопротивления сдвигу грунта по боковой поверхности забивных свай в численных расчётах / Н. З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2018. — №6. С. 8–13.

74. Боков, И. А. О применимости функции влияния, полученной по результатам расчётов одиночной сваи для расчёта свайных групп / И. А. Боков, В. Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2018. — №6. — С. 2–7.

75. МГСН 2.07-97. Основания, фундаменты и подземные сооружения; /НИИООП Госстроя России: - М.: ГУП НИАЦ, 1998

76. Шулятьев, О. А. Распределение усилий в сваях в зависимости от их расположения и прочности грунта / О. А. Шулятьев, А. И. Харичкин // Сб. научн. тр. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. — 2011. — №100. — С. 408–413.

77. Шулятьев, О. А. Основные принципы расчета и конструирования плитных и свайных фундаментов высотных зданий / диссертация доктора техн. наук : 05 – 23 – 02 // Шулятьев Олег Александрович. Москва., 2019. — 352с.

78. Шулятьев, О.А. Особенности взаимодействия свай между собой и с грунтом в составе групп / А.И. Харичкин, О.А. Шулятьев, С.В. Курилло, В.Г. Федоровский // В сборнике: вопросы проектирования и устройства надземных и подземных конструкций зданий и сооружений. межвузовский тематический сборник трудов: Санкт-петербург, 2018. – С. 56-67.

79. Randolph, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. Proc. XIII thICSMFE, New Delhi, 1994, 5: 61-82. Rotterdam: Balkema

80. Horikoshi, K., Randolph, M.F. Optimum design of piled raft foundations. Proc. XIV the ICSMFE, Hamburg, 1997; 2:10 73-10 76. Rotterdam: Balkema

81. Eurocode 7. Geotechnical design in european engineering practice. Workshop 18. October, 1996

82. Яблочков В.Д. К вопросу об учете работы низкого ростверка в расчетах свайных фундаментов на коротких забивных висячих сваях // Тр. Пермского политехнического института - 1964.-Вып.16.

83. Фадеев А.Б., Девальтовский Е.Э., Васильченко А.В. Работа свай при наличии низкого ростверка//Тр. VI Междун. конф. по проблемам свайного фундаментостроения.- М., 1998.

84. Бахолдин, Б.В. Плитно-свайные фундаменты / Б.В. Бахолдин // Научно-технический журнал. Основания, фундаменты и механика грунтов. – М, 2003. – №5. – С. 24–27.

85. Бартоломей, А. А Прогноз осадок свайных фундаментов/ А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак, Б. С. Юшков. — М., Стройиздат, 1994. — 384 с.

86. Александрович, В.Ф., Барвашов В.А., Аршба Э.Т. Расчет свайного поля с увеличенным шагом свай. Труды II Всесоюзной конференции "Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР", Одесса. 1990.

87. Цытович, Н. А. Прогноз скорости осадок оснований сооружений / Н. А. Цытович, Ю. А. Зарецкий, М. В. Малышев, М. Ю. Абелев, З. Г. Тер-Мартirosян. — М.: Изд. лит. По строительству, 1967. — 239 с.

88. Katzenbach, R. Combined Pile-Raft Foundations (CPRF) in theory and engineering practice Current developments / R. Katzenbach, S. Leppla. – The Hague, Netherlands, 27th May 2016. – 64 с.

89. Королева, И.В. Несущая способность и осадка оснований фундаментов с учетом длительного и нелинейного деформирования грунтов / диссертация канд. техн. наук : 05 – 23 – 02 // Королева Ирина Владимировна. Казань., 2011. — 184с.

90. Шакиров, М.И. Несущая способность и осадки плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении. / И.Т. Мирсаяпов, М.И. Шакиров // Известия КГАСУ, №1(№35), 2016, 111-117с.

91. Шакиров, М.И. Полевые испытания комбинированного плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, М.И. Шакиров, Д.Д. Сабирзянов // Известия КГАСУ, №2(№48), 2019, 175-181с.

92. Шакиров, М.И. Деформации грунтовых оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении / М.И. Шакиров // Известия КГАСУ, №1(№59), 2022, 19-28с.

93. Шакиров, М.И. Расчет осадки основания комбинированных плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, М.И. Шакиров // Известия КГАСУ, №4(№50), 2019, 255-262с.

94. Попов, А.О. Несущая способность и деформации армированных грунтовых оснований (массивов) / диссертация канд. техн. наук : 05 – 23 – 02 // Попов Антон Олегович. Казань., 2012. — 218с.

95. Шакиров, М.И. Поведение моделей плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, М.И. Шакиров // Известия КГАСУ, №4(№22), 2012, 199-203с.

96. Шакиров, М.И. Особенности деформирования моделей плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, М.И. Шакиров // Жилищное строительство, №11, 2012, 12-14с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
ДОКУМЕНТЫ, ПОДТВЕРЖДАЮЩИЕ ПРАКТИЧЕСКУЮ РЕАЛИЗАЦИЮ
РАБОТЫ

НАУЧНО-ПРОЕКТНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ ФИРМА
"ФУНДАМЕНТСПЕЦСТРОЙ"

420087, г. Казань, ул. Гвардейская, 56

E-mail: fsrkazan@mail.ru

ИНН 1655036017, КПП 166001001, ОГРН 1021602838894

р/с № 40702810862000025673 в Сбербанк России, г. Казань, к/с 30101810600000000603,

БИК 049205603

тел. (843) 298-44-04

факс 298-44-14

№ 82-22

« 25 » апреля 2022 г.

СПРАВКА

об использовании результатов диссертационной работы
на соискание научной степени кандидата технических наук
Шакирова Марата Илдусовича

Настоящей справкой подтверждаем, что результаты диссертационной работы М.И. Шакирова на тему: «Особенности изменения напряженно-деформируемого состояния глинистых оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении» были использованы нашей организацией для определения деформаций грунтового основания при проектировании плитно-свайного фундамента под резервуар РВСП-10000 НПС «Набережные Челны».

С уважением,

Генеральный директор

ООО НПСФ «Фундаментспецстрой»



Е.М. Хенвен



АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО ВАКУУММАШ

420054, РТ, г.Казань, ул.Тульская, 58
 тел.: +7(843)278-35-27; факс: +7(843)278-32-40
 www.vacma.ru e-mail: kazan@vacma.ru
 ИНН 1653001883 ОГРН 1021603466950

Исх. № 488 от "01" 06 2022 г.

На исх. № _____ от "____" _____ 20__ г.

Справка

о внедрении исследований соискателя кафедры «Основания, фундаменты, динамики сооружений и инженерной геологии» КазГАСУ
 Шакирова Марата Илдусовича

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационной работы Шакирова Марата Илдусовича на тему «Особенности изменения напряженно-деформируемого состояния глинистых оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении» были использованы при разработке проекта плитно-свайного фундамента под горизонтально-расточный станок WHQ13 в производственном корпусе АО «Вакууммаш» по ул. Тульская, д.58 г. Казани.

Использование разработанного Шакировым М.И. метода расчета позволило определить осадку основания плитно-свайного фундамента оборудования при действии циклической нагрузки.

Главный инженер АО «Вакууммаш»



С.Ю. Голоднов