

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Дам Хыу Хынг

**ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ БАРРЕТЫ И
БАРРЕТНОГО ФУНДАМЕНТА С УЧЕТОМ УПРУГО-ВЯЗКИХ
И УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ**

Специальность 2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:

Заслуженный деятель науки РФ

Доктор технических наук, профессор

Тер-Мартиросян Завен Григорьевич

Москва 2023 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТОВ ОСАДОК И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БАРРЕТЫ И БАРРЕТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ .	12
1.1. История развития и применения барретных фундаментов	12
1.2. Существующие методы определения несущей способности барретты	15
1.3. Методы оценки осадки барретных фундаментов.....	24
Методы определения осадок одиночных баррет.....	24
Методы определения осадок групп баррет в составе барретно-плитного фундамента.	30
1.4. Выводы по главе	36
ГЛАВА 2. УПРУГО – ПЛАСТИЧЕСКИЕ И УПРУГО ВЯЗКИЕ МОДЕЛИ И ИХ УРАВНЕНИЯ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ ОСАДКИ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ (БАРРЕТЫ).....	38
2.1. Основные понятия о моделях грунтовой среды.....	38
2.2. Упруго - пластические модели и их математическое описание.....	41
2.3. Простейшие модели грунтовой среды и их математические модели	42
2.4. Учет фактора времени необходимого для расчета осадок барретных фундаментов с помощью эмпирических формул.....	49
2.5. Выводы по главе	54
ГЛАВА 3. ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДИНОЧНОЙ БАРРЕТЫ С УЧЕТОМ ЛИНЕЙНЫХ И НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ ОКРУЖАЮЩИХ И ПОДСТИЛАЮЩИХ ГРУНТОВ	55
3.1. Общие положения о расчетной модели барретты	55
3.2. Взаимодействие одиночной несжимаемой барретты с многослойным грунтовым основанием	55
3.3. Взаимодействие одиночной сжимаемой барретты с двухслойным основанием	62
3.4. Взаимодействие одиночной барретты с двухслойным массивом с учетом их нелинейных свойств.....	69
3.5. Осадка и несущая способность грунтового основания под нижним концом барретты с учетом глубины заложения барретты	74

Учет нелинейной деформируемости слоя грунта в расчете осадки основания	87
Расчет осадки грунтов под нижним концом барреты с учетом их нелинейной деформируемости	90
3.6. Вывод по главе	91
ГЛАВА 4. ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДИНОЧНОЙ БАРРЕТЫ ПРИ УЧЕТЕ УПРУГО - ВЯЗКО-ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ	93
4.1. Введение	93
4.2. Взаимодействие барреты с многослойным грунтовым массивом в упруго-вязко-пластической постановке	94
4.3. Прогноз осадки барреты с учетом несущей способности подстилающего слоя 104	
Определение суммарных деформаций с использованием моделей Тер-зМартиросяна и Кельвина - Фойгта в системе физических уравнений Генки	105
Прогноз длительных осадок и длительной несущей способности подстилающего грунтового основания под нижним концом барреты	106
4.4. Вывод по главе	109
ГЛАВА 5. ОСАДКА БАРРЕТНОГО ФУНДАМЕНТА ПО СХЕМЕ $S_R = 0$ И ПО $S_R \neq 0$	111
5.1. Введение	111
5.2. Взаимодействие абсолютно жесткой барреты с окружающим грунтом в составе барретно-плитного фундамента $S_R \neq 0$	112
5.3. Взаимодействие сжимаемой барреты с массивом грунта в составе барретно-плитного фундамента.	122
Решение задачи по схеме «баррета стойка» $S_R = 0$	122
Решение задачи по схеме «висячая баррета» $S_R \neq 0$	124
5.4. Вывод по главе	133
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	135
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	139
ПРИЛОЖЕНИЕ А	152

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследований

В настоящее время свайные и барретные фундаменты широко используются в современном фундаментостроении. При возведении высотных зданий и сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах чаще всего используются буронабивные длинные сваи прямоугольного сечения под названием барреты. Баррета возводится по одиночке и в составе групп барретно-плитного фундамента. При взаимодействии барреты с окружающим и подстилающим слабым глинистым грунтом, возникает в окружающих и подстилающих грунтах сложное и неоднородное НДС, обусловленное их нелинейными и реологическими свойствами. Это обстоятельство в значительной степени влияет на количественную оценку НДС системы баррета – окружающий и подстилающий грунты в том числе мгновенную и длительную осадку, а также несущую способность барретного фундамента в целом. Однако существующие формулы для оценки НДС системы свайно-барретного основания ограничиваются решением задач по определению мгновенной осадки без учета нелинейных и реологических свойств грунтов. Это связано со значительными трудностями и необходимостью привлечения системы уравнений механики деформируемых сплошных сред, что в конечном итоге связано с решением систем нелинейных уравнений.

Постановка и решение задач о взаимодействии свай и баррет с окружающим и подстилающим грунтами аналитическим методом с помощью ПК Mathcad сыграют важную роль в прогнозе мгновенной и длительной осадки и несущей способности фундаментов, в том числе одиночной барреты, барретного фундамента.

Изложенное выше позволяет утверждать, что проблема количественной оценки НДС системы «барреты – окружающий и подстилающий грунты» с учетом фактора времени является актуальной.

Достоверность результатов решения задач аналитическим методом проверяется путем сопоставления с численными решениями, полученными в ПК Plaxis.

Степень разработанности темы исследований

Вопросы по количественной оценке осадок и несущей способности свай, а также баррет с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств отражены в трудах Советских Российских и зарубежных ученых Бартоломея А.А., Ободовского А.А., Метелюка Н.С., Заренина В.А., Прудентова А.И., Нарбута Р.М., Смородинова М.И., Трофименкова Ю.Г., Грутмана М.С., Знаменского В.В., Далматова Б.И., Лапшина Ф.К., Россихина Ю.В., Флорина В.А., Вялова С.С., Цытовича Н.А., Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Мартirosяна А.З., Месчяна С.Р., Арутюняна Н.Х., Хархута Н.Н., Маслова Н.Н., Шкуле Л., Сидорова В.В., Nguyen G.N., Trinh T.V., Nguyen H.H., Ржаницина А.Р., Shamsheer Prakash, Hari D. Sharma, Carlo Viggiani, Alessandro Mandolini, Gianpiero Russo, Harry Poulos, Davis H.E., Ramaswamy, Pertusier, Davidson, Morrison, Pugh, Johnson, Bishop A.W., Lovenbury H.T., Folque J.B., Geuse E.C.W.A., Tan Tjong-kie, Haefeli R., Mitchell J.K., Campanella R.G., Singh A.

Задачами взаимодействия свайного фундамента с подстилающим окружающими слабыми грунтами с учетом нелинейного и реологических свойств занимались Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Нгуен З.Н., Сидоров В.В., Чинь Т.В. Вопросы о НДС грунтового массива при нагружении фундаментом мелкого изучали Колосов Г.В., Ляв А., Фламан, Мелан Е., Горбунов-Посадов М.И., Махмуд Назир Баиети (под руководством Тер-Мартirosяна З.Г.)

В настоящей диссертации изучаются, ставятся и решаются задачи о взаимодействии одиночной барреты и барретного фундамента аналитическим методом. Получены формулы для определения НДС окружающего и подстилающего грунтов, в том числе изменяющегося со времени осадки при

учете реологических свойств грунта. Они необходимы для прогноза осадки барретно-плитного фундамента на слабом основании.

Цель работы

Цель работы заключается в изучении и совершенствовании методов количественной оценки НДС системы «баррета, окружающий и подстилающий грунты», и прогноза осадки барреты и барретного фундамента аналитическим методом с учетом упруго-вязких и упруго-пластических свойств грунтов.

Задачи исследования

Для достижения поставленной цели сформулированы и решены следующие задачи:

1. Решить задачи о взаимодействии одиночной абсолютной жесткой барреты с окружающим однородным и многослойным линейно деформируемым грунтовым массивом и грунтом основания аналитическим методом без учета проскальзывания между барретой и окружающим грунтом на их контакте;

2. Решить задачу о взаимодействии одиночной сжимаемой барреты с однородным линейно деформируемым грунтовым массивом аналитическим методом;

3. Решить задачу о взаимодействии несжимаемой барреты с упругопластическими окружающим и упругим подстилающим грунтами, в том числе определены нелинейная осадка и несущая способность барреты;

4. Решить задачу о взаимодействии несжимаемой барреты с однородным упруго-вязко-пластичным окружающим и упругим подстилающим грунтами, в том числе определены длительная осадка и несущая способность барреты;

5. Прогнозировать осадку и несущую способность грунтов под нижним концом барреты в трехмерной постановке с применением системы уравнений Генки;

6. Решить задачу о взаимодействии несжимаемой барреты с многослойным упруго-вязко-пластическим окружающим и упругим

подстилающим грунтами, и определить длительную осадку и несущую способность барреты;

7. Решить задачу о взаимодействии несжимаемой барреты с линейно-деформируемым окружающим, упругим подстилающим грунтами и ростверком в составе барретно-плитного фундамента, и представить формулу для определения величины осадки ячейки в составе барретно-плитном фундаменте;

8. Решить задачу о взаимодействии сжимаемой барреты с линейно-деформируемым окружающим, упругим подстилающим грунтами и ростверком в составе барретно-плитного фундамента, и представить формулу для определения осадки ячейки, а также приведенного модуля ячейки в целом.

Объектами исследований являются баррета, барретный фундамент, взаимодействующие с окружающим и подстилающим грунтами.

Предметом исследования является количественная оценка НДС грунтового массива, вмещающего баррету и ростверк с учетом упруго-вязкопластических свойств грунтов; необходимая для осадки барреты и барретно-плитного фундамента.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Дано решение задачи взаимодействия барреты с многослойным грунтовым массивом в линейной постановке.

2. Дано решение задачи о взаимодействии барреты с грунтовым массивом в упруго-пластической постановке, позволяющее рассчитать нелинейную зависимость кривой осадки-нагрузки ($S-P$), а также несущую способность барреты;

3. Даны решения задачи о взаимодействии барреты с окружающими грунтами в упруго – пластической постановке, с использованием реологических моделей Кельвина-Фойгта, Максвелла, Шведова, А.З. Тер-Мартirosяна, что позволяет дать их сравнительную оценку;

4. Включение в системе физических уравнений Генки реологических моделей А.З. Тер-Мартirosяна для описания развития сдвиговой деформации, а также модели Кельвина-Фойгта для описания объемной деформации, позволяет

прогнозировать кривую осадка-время ($S - t$) фундамента конечной ширины, обладающая двойной кривизной с предельном длительной несущей способности фундамента;

5. Дана количественная оценка НДС грунтов при их взаимодействии с барретой, а также ростверком в составе барретно-плитного фундамента с учетом и без учета сжимаемости барреты в линейной постановке.

6. Предложены формулы определения приведенных модулей деформации, а также коэффициентов постели, коэффициента относительной сжимаемости, а также модуля деформации системы «баррета-ростверк-массив грунта» при расчете осадки барретно плитного фундамента.

Теоретическая и практическая значимость работ заключается в:

1. Решении задач по количественной НДС системы барреты с окружающим многослойным и подстилающим грунтами при учете их упруго-вязкопластических свойств аналитическим методом с учетом реологических моделей Максвелла, Кельвина-Фойгта, А.З. Тер-Мартirosяна и Тимошенко;

2. Определении закономерности распределения усилия, приложенного на оголовку одиночной барреты между нижним концом и боковой поверхностью барреты в линейной, нелинейной и реологической постановках при учете и без учета сжимаемости материала барреты;

3. Разработке метода определения несущей способности грунта под нижним концом барреты;

4. Решении задачи взаимодействия барреты с окружающим и подстилающим грунтами, а также с ростверком в составе барретно-плитного фундамента аналитическим и численным методами при учете и без учета сжимаемости материала барреты;

5. Получении формул для определения приведенных коэффициента относительной сжимаемости ячейки (баррета – ростверк – окружающий и подстилающий грунты) и коэффициента постели.

Методология и методы исследований

Для решения поставленной задачи использовались система линейных уравнений Гука, и системы нелинейных уравнений Генки, а также теория прочности Кулона-Мора. В основу аналитического решения лежит расчетная модель З. Г. Тер-Мартirosяна о взаимодействии грунтовой ячейки, вмещающей барреты и плиту ростверка. Для определения приведенной жесткости многослойного массива грунта использован метод равенства условных деформаций слоев. В качестве расчетной для оценки НДС массива грунта, вмещающего баррету, использованы линейные, нелинейные и реологические модели, основанные на элементарных моделях упругости Гука, вязкого Ньютона, и пластичности Сен-Венана.

Положения, выносимые на защиту

1. Результаты аналитического решения задач о взаимодействии одиночной барреты с однородным и многослойным окружающим и подстилающим грунтами (НДС) с учетом упруго, упруго-пластических и упруговязких свойств в составе физических уравнений Гука и Генки;
2. Результаты аналитического задач по прогнозу кратковременной и длительной несущей способности, стабилизированной осадки одиночной барреты при взаимодействии с однородным и многослойным окружающим и подстилающим грунтами в упруго-пластической, упруговязкой постановках;
3. Решении задачи взаимодействия барреты с окружающим и подстилающим грунтами, а также с ростверком в составе барретно-плитного фундамента аналитическим методами при учете и без учета сжимаемости материала барреты. Сопоставление с численным методом.

Степень достоверности и обоснованности результатов исследования

Предлагаемые результаты работы в теоретической части базировались на физических уравнениях Гука и Генки, а также упругих, упругопластических и вязкоупругих моделей грунта по Гуку, Тимошенко, Кулону – Мору, Григоряну, Тер-Мартirosяну, Максвелла и Кельвина – Фойгта. Параметры этих моделей

определены по результатам трехосных испытаний, выполненных в лаборатории НОЦ Геотехнике МГСУ.

Апробация работы.

Результаты исследований, полученные в ходе работы, докладывались и обсуждались на международных научных конференциях «Modelling and Methods of Structural Analysis»; «Deep Foundations and geotechnical problems of territories (DFGC 2021)»; «XXIX R-P-S Seminar 2020».

Личный вклад автора.

Автор лично выполнил обзор современного состояния вопроса, участвовал в формулировании и постановке задачи и ее аналитическом решении. На его основе выполнил нелинейное решение с учетом поведения грунта вокруг барреты и под пятой барреты и его анализ путем построения графиков зависимости осадка-нагрузка, осадка-время при постоянной нагрузке с учетом упруго-вязких свойств грунтов. Выполнена сравнительная оценка аналитического и численного решений.

Публикации

По теме диссертационной работы опубликовано 4 научных работ, в том числе 2 работы – в рецензируемых журналах из перечня, рекомендованного ВАК Министерства образования и 2 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международной реферативной базе Scopus, Web of Science и других. Дам Хыу Хынг принимал участие в подготовке учебного издания «Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью» (Тер-Мартиросян З. Г., Тер-Мартиросян А. З., 2020), где были использованы сведения научного и прикладного характера, приведённые в данной диссертации.

Объем и структура работы.

Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка литературы и приложения А. Общий объем составляет 152 страниц, 64 рисунков,

3 таблицы. Список литературы содержит 126 наименований, в том числе 36 иностранных.

Автор выражает искреннюю благодарность своему научному руководителю Почетному академику РААСН, Заслуженному деятелю науки РФ, почетному профессору МГСУ, доктору технических наук, профессору З.Г. Тер-Мартirosяну, доктору технических наук А.З. Тер-Мартirosяну и сотрудникам научно-образовательного центра «Геотехника» (НОЦ «Геотехника») за ценные практические советы, постоянную помощь и консультации в процессе выполнения настоящей диссертации.

ГЛАВА 1. ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТОВ ОСАДОК И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БАРРЕТЫ И БАРРЕТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1.1. История развития и применения барретных фундаментов

Баррета представляет собой особый вид набивных свай различного поперечного сечения, которые воспринимают и передают значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки на грунты основания. Барретный фундамент чаще всего применяются для тяжелых и ответственных сооружений, в замен свайного фундамента с большим диаметром свай (до 2500 мм). При одинаковом расходе бетона, свая-баррета с прямоугольным сечением имеет большую площадь боковой поверхности в сравнении с традиционной набивной сваей круглого сечения. В настоящее время, термины баррета используется в двух случаях, в первом случае когда она является конструкцией в составе плитного фундамента, при котором необходимо обеспечить условия по I и II предельных состояний. Во втором случае когда необходимо изготовить стену в грунте для ограждения котлована. В результате жесткость сооружение остается достаточно значительной. Впервые термины использовали барреты Французы (Pertusier и Ramaswamy в 1986; Pugh и Morrison в 1990; Johnson в 1992) для описания свай, изготавливаемых на месте, которые имеют прямоугольную, Т-образную или крестовую формы. В последующем барреты были использованы как альтернативный вариант свай круглого сечения. Сопоставлением эффективности между набивной сваей круглого сечения и барретой было проведено G. H. Lei, W. W. Ng в 2007 и Sohail, Qureshi, Sunil Dight, S.W. Thakare, и A.I. Dhattrak в 2021. Были выполнены полевые и крупномасштабные эксперименты в лабораториях. Предпочтение было отдано баррете, т.е. она имеет более высокие предельные значения вертикальной и горизонтальной нагрузок по сравнению с круглой сваей той же площади поперечного сечения. Кроме того Anju Kumari, со своими коллегами выполнили численные расчеты и показали, что несущая способность на горизонтальную нагрузку баррет I (1,5x2;

2,5x1,2; 3x1 м), Т, Н-образных и крестообразной форм оказывается гораздо выше чем сваи круглого сечения при одинаковой площади поперечного сечения. Также показали, что свая круглого сечения воспринимает одно значение силы трения вдоль боковой поверхности, тогда как сила трения на контактной поверхности у барреты зависит от сторон поперечного сечения барреты. Wakil, Nazir (2012), Chu-Eu Ho, Lim (1998) и Zhang (2003) подчеркнули, что в зависимости от поперечного сечения сторон баррета получает различные несущие способности.

Специфическими примерами применения баррет служат некоторые крупные объекты. При возведении башни «Petronas» в городе Куала Лумпуре в Малайзии, для барретного фундамента были использованы барреты длиной 45-105 м. В Санкт-Петербурге 78-этажный Охта-центр высотой 396 м использован фундамент из баррет различного габарита (1.5x2.8 м – 1.5x12 м). Для высотного сооружения «Mirax Plaza», в состав фундамента входят барреты габаритом 0.8x2.8 м и глубиной заложения подошвы около 33 м. Баррета была вариантом для проектирования фундамента офисного комплекс «Siemens» в Москве. Во Вьетнаме, проект офиса-гостиницы «VINCOM» в 2008 в городе Хошимин использованы барреты различными 0.7x3 м и 1.2x3 м с различной длиной.

Технология устройства сваи-барреты аналогична технологии возведения стены в грунте. Перед устройством траншей, в верхней её части которой предусмотрено устраивают форшахту, препятствующую обрушению верха борта траншей, она также предназначается для ориентации в ходе разработки положения арматурных каркасов. Форшахта изготавливается из монолитного железобетона глубиной 70-80 см, шириной на 10 см больше ширины установленной сваи-барреты. Разработку траншей с вертикальными стенками выполняют грейфером под защитной глинистого раствора. Во время отрывки в траншею постоянно подается глинистый (бентонитовый) раствор, верхний уровень которого должен быть в пределах глубины форшахты. После разработки траншей сваи-барреты, устанавливают арматурный каркас с фиксаторами защитного слоя и затем проводят бетонирование методом ВПТ с вытеснением глинистого раствора. В ходе разработки траншей, обрушение стенки может

приводить к уменьшению несущей способности сваи-барреты за счет проникновения обрушенных грунтов в бетонную смесь, так что несущая конструкция остается не однородной при наличии грунта внутри после затвердения бетонной смеси. Для повышения несущей способности барреты, после устройства несущей конструкции, следует очищать дно траншеи от оставшегося глинистого раствора водой под высоким давлением, для этого необходима установка трубок вдоль арматурного каркаса, и через которую после подмыва нагнетается цементный раствор с целью повышения несущей способности нижнего конца барреты.

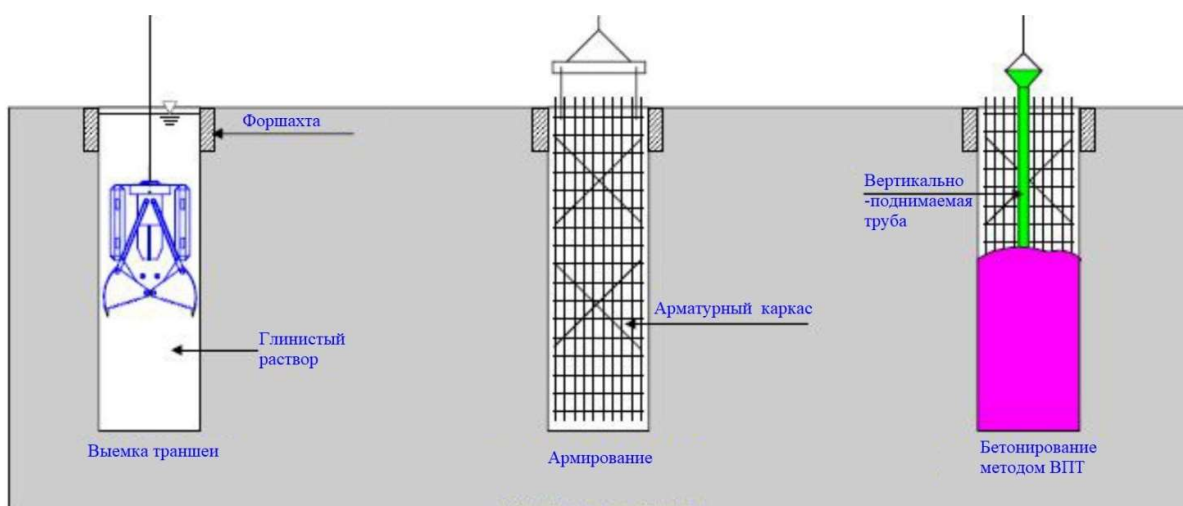


Рисунок 1.1. – Схема устройства сваи-барреты

К настоящему времени разработано большое количество методов расчета несущей способности и осадки сваи-барреты, которые появились и в зарубежных документах и в отечественных литературах. Общие принципы расчетов исходят из методов расчета для свай, в том числе буронабивной и забивной (Еврокод 7, АСІ 318, СП 24 13330.2011).

Вопрос осадки и несущей способности свайных фундаментов, в том числе одиночной и кустовых изучали Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. (1975); Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. (1994), Дорошкевич Н.М. (1959); Луга А.А. (1963); Тер-Мартirosян З.Г. (2007-2021); Тер-Мартirosян А.З. (2016); Сидоров В.В. (2013), Готман Н.З., Боков И.А., Лосева Е.С., Ухов С.Б., Цытович Н.А., и другие авторы. [1-7, 49 - 76, 79 - 92, 121 - 126].

1.2. Существующие методы определения несущей способности барреты

Несущей способностью сваи-барреты является та нагрузка, которая либо фиксируется значением, при котором грунтовое основание под подошвой и по боковой поверхности барреты исчерпывается прочностью, либо фиксируется нагрузка, при которой осадка (перемещение) не превышает предельное значение по второй группе предельного состояния. По первой группе предельного состояния, предельная критическая нагрузка p_u подразумевает то напряжение под нижним концом барреты, при котором образуются зона уплотнения, и зоны пластических деформаций, которые обуславливают образование поверхности скольжения. Иными словами, формируются области предельного равновесия.

Решение вышеуказанной задачи впервые было получено в плоской постановке Л. Прандтлем и Г. Рейснером в 1921 г в предположении невесомости основания ($\gamma = 0$) [6]. Выражение для определения предельной нагрузки основание на глубине z от поверхности представлено в следующем виде:

$$p_u = (\gamma d + c \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi \quad (1.1)$$

где: d - глубина на уровне подошвы барреты;

γ - удельный вес грунта в пределах от поверхности грунта до глубины d ;

c и φ - параметры прочности подстилающего слоя грунта.

Для идеально связных грунтов, формула (1.1) имеет вид:

$$p_u = 5,14c + \gamma d \quad (\text{плоская задача}) \quad (1.2)$$

Известно также, что для круглого фундамента

$$p_u = 5,7c + \gamma d \quad (1.3)$$

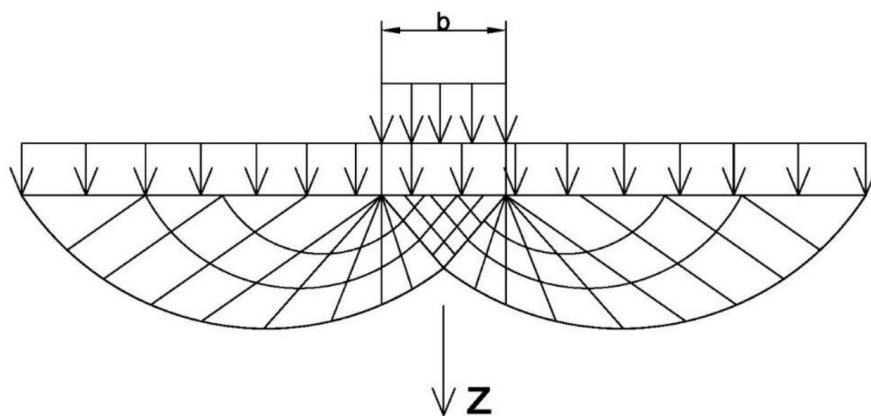


Рисунок 1.2 Линии скольжения грунта по решению Прандтля – Рейснера для случая невесомого основания (плоская задача)

Проведение экспериментальных исследований показало, что игнорирование собственного весом грунтового основания при расчете несущей способности по формуле (1.1) приводит к занижению значения критической нагрузки p_u . Кроме этого, недостаток данного метода заключается в отсутствии учета уплотненной зоны, образующейся непосредственно под подошвой фундамента.

Для трехмерной постановки, согласно пункту 5.7.11 СП 22 13330 2016 «Основания зданий и сооружений» [8], предельная критическая нагрузка P_u допускается вычислять по формуле:

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I \quad (1.4)$$

Где N_γ, N_q, N_c - безразмерные коэффициенты несущей способности, которые определяются по таблице 5.12 пункта 5.7.11 СП 22 13330 2016. Их значения находятся в зависимости от расчетных прочностных параметров грунта, а также угла наклона к вертикали распределенной нагрузки q , приложенной на основание F на уровне заложения фундамента;

γ_I и γ'_I - расчетные удельные веса грунтов, кН/м^3 , которые находятся в пределах потенциально возможной зоны выпирания ниже и выше, соответственно,

подошвы фундамента с учетом взвешенного состояния для грунтов, находящихся ниже уровня подземных вод;

c_l - Расчетное удельное сцепление грунта, кПа;

d - Глубина заложения подошвы фундамента, м;

ξ_γ , ξ_q , и ξ_c - соответственные коэффициенты, учитывающие влияние формы фундамента на несущую способность основания.

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 / \eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5 / \eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3 / \eta \quad (1.5)$$

Где $\eta = l / b$; l и b – соответственно длина и ширина прямоугольного фундамента, м.

Несущая способность барреты возможно вычисляется по формуле (1.4) при учете глубины заложения подошвы барреты d , который принимается расстоянием от поверхности земли до отметки нижнего конца сваи-барреты.

В настоящее время, популярным является способ определения несущей способности барреты методом, используемым для буронабивных и забивных свай по пункту 7.2.2 СП 24 13330 2011 СП «Свайные фундамента» [9]

$$p_u = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} R.A + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i \right) \quad (1.6)$$

где γ_c - безразмерный коэффициент условий работы сваи в грунтах, которые принимается равным единице;

R является расчетным сопротивлением грунта под пятой сваи, кПа. Величины которого в зависимости от показателей текучести для глинистых грунтов и от плотности для песчаного грунта, а также от глубины погружения подошвы сваи принимается по таблице 7.2 в СП 24 13330 2011;

A представляет собой площадь контакта с грунтом поперечного сечения, м²;

u является периметром поперечного сечения тела сваи, м;

f_i понимается расчетным сопротивлением i -ого грунтового слоя основания на контактной поверхности сваи, кПа;

h_i является толщиной i -ого грунтового слоя, который соприкасаются с боковой поверхности сваи, м;

$\gamma_{R,f}$ и $\gamma_{R,R}$ - безразмерные коэффициенты условий работы грунта по боковой поверхности и под нижним концом сваи, соответственно, которые учитывают влияния способа устройства сваи на значение расчетного сопротивления грунта.

Согласно пункту 7.2.7, значение расчетного сопротивления R , кПа, грунта под подошвой сваи для песчано-крупнообломочных грунтов определяется следующим образом:

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h) \quad (1.7)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$, и α_4 характеризуются безразмерными коэффициентами, которые принимаются по таблице 7.7 в СП 24 13330 2011 в зависимости от прочностных параметров грунта;

γ'_1 и γ_1 обусловлены усредненным расчетным значением удельного веса грунтов, кН/м³ которые находятся ниже и выше уровня подземных вод, соответственно, с учетом взвешенного состояния для водонасыщенных грунтов;

d представляет собой диаметр, м, свай;

h понимается глубиной заложения подошвы сваи, м.

Формулы (1.6) и (1.7) оказываются достаточно простыми для определения несущей способности сваи-барреты. Недостаток вышеуказанных формул заключается в пренебрежении геометрической формой фундамента. Значения расчетного сопротивления f_i и R , определяющие по таблицам 7.2 и 7.3 в СП 24 13330 2011 ограничены до глубины 40 м. Для сваи-барреты глубиной ниже 40 м, f_i и R определяются условно, расчетный метод по нормативным документациям приводит к недооценке значения несущей способности.

Согласно зарубежным документам, формула для определения критической нагрузки Q_c состоит из двух составляющих Q_p (критическая нагрузка под пятой сваи-барреты) и Q_s (критическая нагрузка по контактной поверхности сваи-барреты с окружающим грунтом).

$$Q_c = Q_p + Q_s \quad (1.8)$$

Вопросы о определении Q_p и Q_s были изучены многими авторами, в том числе Весик (Vesic) [93] в 1977; Янбу (Janbu) [94] в 1976; Койл и Кастелло (Coyle and Castello) [95] в 1981. Исследования вышеуказанных авторов позволяют определить критической нагрузки Q_c через исходные данные, получаемые и из лабораторных и из полевых испытаний.

Весик (Vesic) в 1977 предложил метод для определения Q_p , формула которого представлена в виде:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + \overline{\sigma}_0 N_\sigma^*) \quad (1.9)$$

Где $\overline{\sigma}_0$ - среднее напряжение подстилающего грунта под подошвой сваи-барреты.

$$\overline{\sigma}_0 = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) q' \quad (1.10)$$

согласно Джейки (Jaку) в 1944, коэффициент бокового давления грунта в покое K_0 имеет вид: $K_0 = 1 - \sin \varphi'$.

q' – эффективное вертикальное напряжение на отметке заложения нижнего конца сваи-барреты.

N_c^* и N_σ^* - факторы несущей способности.

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_0)} \quad (1.11)$$

N_q^* - безразмерный коэффициент, который в связи с прочностными параметрами грунта.

Следует отметить, что N_c^* из (1.9) представляется следующим образом:

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \varphi' \quad (1.12)$$

Согласно Весику (Vesic) фактором N_c^* является функция от I_{r-r} : $N_c^* = f(I_{r-r})$

где I_{r-r} - пониженный индекс жесткости грунта.

$$I_{r-r} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (1.13)$$

$$I_r - \text{индекс жесткости грунта, } I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)(c' + q' \tan \varphi')} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \varphi'} \quad (1.14)$$

E_s - модуль упругости грунта; ν_s - коэффициент Пуассона; G_s - модуль сдвига грунта;

Δ - осредненное значение объемной в пластических зонах, развивающихся под пятой сваи-барреты при нагружении.

В частном случае, для плотного песка и водонасыщенной глины, когда объем пор не меняется $\Delta = 0$.

Формула для оценки несущей способности Q_p сваи была предложена Янбу (Janbu) в 1976.

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (1.15)$$

В данном случае, факторы несущей способности N_c^* и N_q^* вычисляются, изучая форму поверхностей скольжения грунта под подошвой сваи (рисунок 1.3)

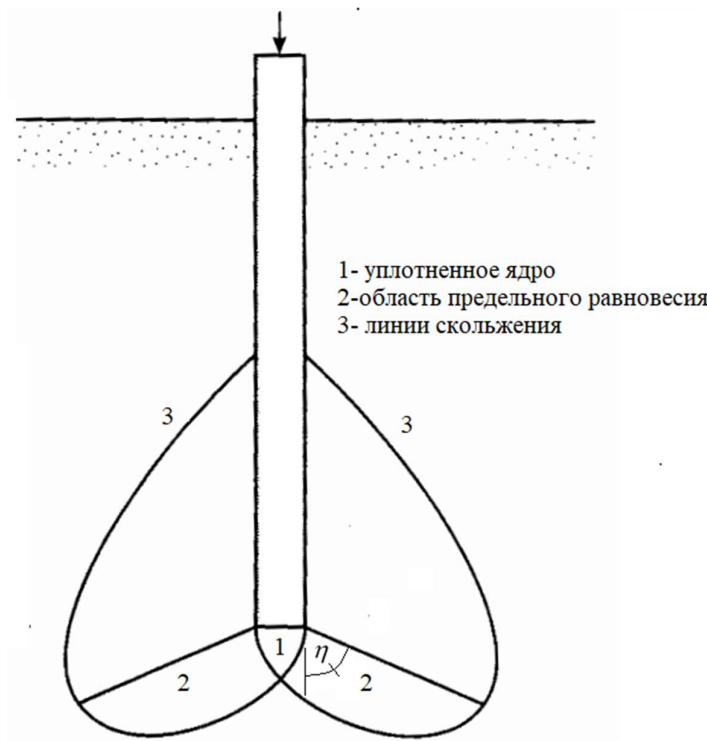


Рисунок 1.3 Линия скольжения и уплотненное ядро при развитии областей предельного равновесия в полном [82].

$$N_q^* = \left(\tan \varphi' + \sqrt{1 + \tan^2 \varphi'} \right)^2 e^{2\eta \tan \varphi'} \quad (1.16)$$

где угол η - находится в интервале от 60 до 90 градусов (рисунок 1.3)

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \varphi' \quad (1.17)$$

Таблица 1.1. Факторы несущей способности по Янбу (Janbu) [82]

ϕ'^0	$\eta' = 60^0$		$\eta' = 75^0$		$\eta' = 90^0$	
	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

Койл и Кастелло [95] (Coyle and Castello) в 1981 провели 24 крупномасштабного полевого испытания для свай в песчаном основании и предложили формулу для определения Q_p , имеющего следующий вид:

$$Q_p = q' N_q^* A_p \quad (1.18)$$

Определение фактора несущей способности N_q^* в зависимости от значения внутреннего трения грунта и соотношения глубины заложения подошвы свай L к их диаметру D в данном случае проведено графическим методом, который изображается на рисунке 1.5.

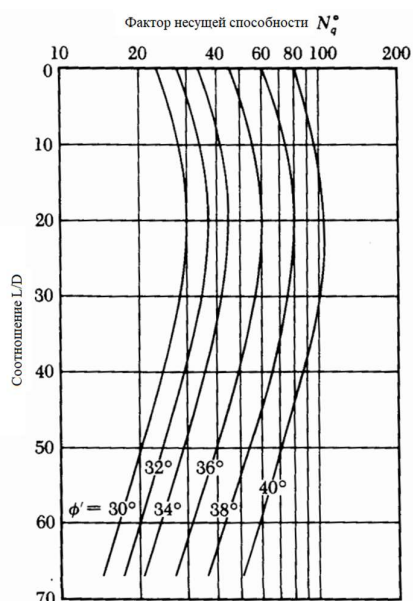


Рисунок 1.4 Различные значения N_q^* по L/D и ϕ' .

В 2009 аналитический метод для определения несущей способности барреты был разработан Тер-Мартirosяном З.Г. [3] Данный метод основан на предпосылке, что напряженно-деформированное состояние (НДС) подстилающего грунта находится в условии трехосного напряженного состояния. Предельное значение сопротивления грунта по аналогии определяется с методом предельной нагрузки под подошвой свай через формулу:

$$R_{np} = \sigma_z \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (1.19)$$

где $\sigma_z = \sigma_{re} + \sigma_{zg}$, $\sigma_{re} = \sigma_{zg} K_0 = \gamma \cdot z \cdot K_0$ (1.20)

z - глубина заложения подошвы сваи; K_0 – коэффициент бокового давления;

σ_{re} - значение сопротивления обжатию окружающего грунта при погружении сваи, находящееся в зависимости от диаметра сваи и жесткости грунта.

$$\sigma_{re} = \frac{2\sigma_{zg}r_c^2 + \omega E(r_2^2 - r_c^2)}{r_c^2(1-\nu) + r_2^2(1+\nu)} \quad (1.21)$$

где r_c - радиус (м) сваи, $r_2 \approx 5r_c$ - радиус зоны уплотнения окружающего грунта вокруг сваи (м);

E и ν - значения модуля деформации и коэффициента Пуассона подстилающего грунта под нижним концом сваи; ω - коэффициент, находящийся в зависимости от величины вертикального перемещения оголовка сваи к ее радиусу.

$$\omega \cong \sqrt{1 + 0,5 \left(1 - \left(1 - \frac{S}{r_c} \right)^2 \right)} \quad (1.22)$$

Сопротивление грунта R_{np} , вычисленное формулой (1.19) дает значение приблизительно больше 4-5 раза превышающего значения R , полученного по пункту 7.2.2 СП 24 13330 2011 «Свайные фундаменты» при глубине 40 м. Для решения задачи со свайей круглого сечения, внедрялось решение Лява в определении перемещений труб определенной толщины. При нагружении барреты, форма отжимаемого подстилающего грунта оказывается достаточно сложной, в первом приближении, можно ее принять эллиптической.

В 2016 году, рассматривая в первую очередь условия образования предельного равновесия под фундаментом круглого сечения на глубине $z = z_{\max}$, Тер-мартirosян З.Г. представлял формулу для оценки начальной критической нагрузки под подошвой сваи. [4]

$$z_{\max} = a \sqrt{\frac{a(1+\nu)}{7-2\nu}} \quad (1.23)$$

$$p^* = \gamma d + \frac{2\gamma d \sin \varphi + 2c \cos \varphi}{1 - 2\nu} \quad (1.24)$$

где a – радиус сваи (м); ν , γ , φ , c – коэффициент Пуассона, удельный вес, угол внутреннего трения и сцепление окружающего грунта в пределе от оголовка до подошвы сваи; d – погружаемая длина сваи.

1.3. Методы оценки осадки барретных фундаментов

Методы определения осадок одиночных баррет

В прошлом веке, до 50-х годов, метод статических испытаний являлся единственным методом для оценки осадок одиночной сваи. Данный метод позволял построить кривую зависимость осадки от нагрузки, действующей на оголовок сваи. Затем Х.Р. Хакимова и А.А. Луга [10] проводил большое число испытаний свай различной длины и диаметра соответственно и в различных геологических условиях. Были получены кривые зависимости, позволяющие определить кривые «осадка – нагрузка». Многие авторы предлагали разные подходы к решению вопросов по расчету осадки сваи. В.А. Голубков [11] рассматривал кривую зависимость осадки от нагрузки на основе полевых экспериментальных испытаний и их анализа; А. Кезди определял осадку сваи, используя линии влияния окружающего грунта при взаимодействии со сваями и функции распределения силы трения на боковой поверхности и сопротивления под нижним концом сваи; Р. Хефели, Х.Бечера [12] построили эмпирическую зависимость осадки от нагрузки, которая оказывалась удобной для определения значения осадки в соответствии с нагрузкой.

В 1936-ом году Миндлин [13, 102] представил известное решение задачи о сосредоточенной силе, приложенной внутри линейно-деформируемого полупространства.

$$W = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (1.25)$$

где $R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2}$; $R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2}$; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$; ν - коэффициент Пуассона;

R - расстояние от линии действия сосредоточенной силы по горизонтали до рассматриваемых точек; z - глубина рассматриваемых точек; c - глубина приложения сосредоточенной силы P ; E - модуль деформации грунта.

С целью оценки осадки любой точки на глубине $z = c = h$ от сосредоточенной силы P , приложенной в точке $(0, 0, c)$, в (1.25) следует подставить $z = c = h$, т.е. получаем:

$$W = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(3-4\nu)4h^2 - 2h^2}{R_2^3} + \frac{24h^4}{R_2^5} \right] \quad (1.26)$$

$$R_1 = r, \quad R_2 = \sqrt{r^2 + 4h^2}$$

Осадка грунтового основания от действия равномерно-распределенного напряжения под пятой сваи вычисляется путем проведения интегрирования в пределах площадки сваи от 0 до a , на глубине $z = c$.

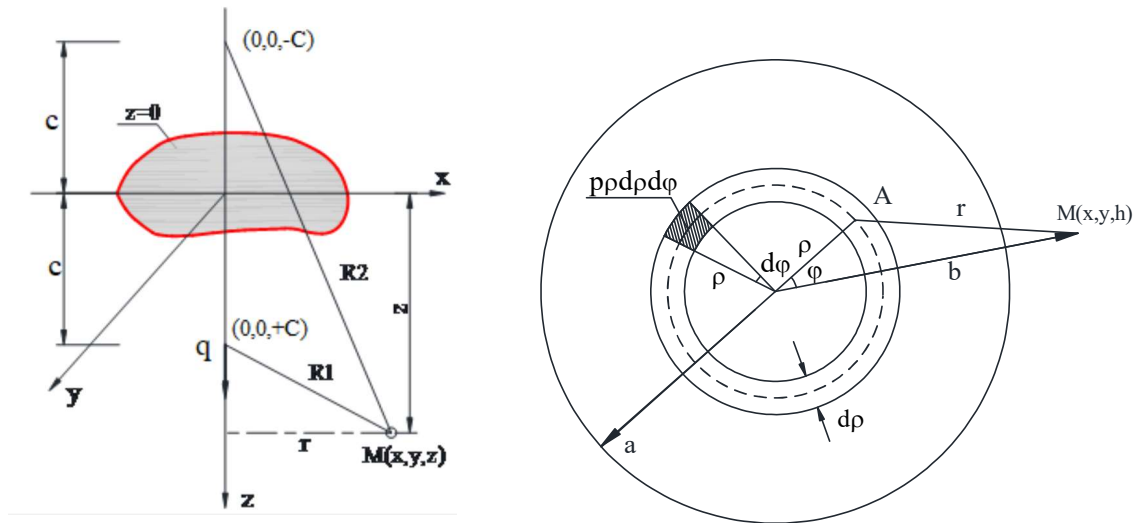


Рисунок 1.5 Расчетная схема задачи Миндлина по площадке круглого сечения радиусом $r = a$ на глубине $z = c$

$$S = \frac{\pi a^2 (1+\nu)}{8\pi E (1-\nu)} \int_0^a \int_0^{2\pi} \left[\frac{3-4\nu}{r} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{\sqrt{r^2 + 4h^2}} + \frac{(3-4\nu)4h^2 - 2h^2}{\sqrt{r^2 + 4h^2}^3} + \frac{24h^4}{\sqrt{r^2 + 4h^2}^5} \right] r dr d\varphi \quad (1.27)$$

где $r = \sqrt{\rho^2 + b^2 - 2b\rho \cos \varphi}$

Формула осадки в центре круга имеет вид:

$$S_0 = \frac{\pi a^2 p d (1+\nu)}{E} K_c \quad (1.28)$$

где

$$K_c = \frac{1}{8(1-\nu)^2} \left[(3-4\nu) + (8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)) \left(\sqrt{1+4\left(\frac{h}{a}\right)^2} - 2\frac{h}{a} \right) + \right. \\ \left. + (16\nu-10) \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{1}{\sqrt{1+4\left(\frac{h}{a}\right)^2}} - \frac{a}{2h} \right) + \right. \\ \left. + 8\left(\frac{h}{a}\right)^4 \left(\frac{1}{8} \left(\frac{a}{h}\right)^3 - \frac{1}{\left(\sqrt{1+4\left(\frac{h}{a}\right)^2}\right)^3} \right) \right] \quad (1.29)$$

Очевидно, что коэффициент K_c зависит от соотношения h/a и коэффициента бокового расширения грунта ν .

Х. Бечера и Р. Хефели [4] представляли выражение для оценки осадки одиночной сваи-барреты в виде:

$$S = \frac{\sigma_0}{E_0} \beta \quad (1.30)$$

где σ_0 принимается как соотношения приложенной нагрузки P к площади круглого сечения сваи F ; E_0 - значение модули деформации грунта, определенное эмпирическим методом; $\beta = D\Phi_c$ является эквивалентным диаметром сваи. Φ_c - коэффициент, который зависит от соотношения N длины сваи L к ее диаметру D ; и соотношения λ нагрузки под нижним концом сваи P_1 к тотальной нагрузке P , приложенной на оголовок сваи.

Таблица 1.2. Значения Φ_c при различных N.

N	Φ_c
20	$0.0747 + 0.9253\lambda$
30	$0.0549 + 0.9451\lambda$
40	$0.0437 + 0.9563\lambda$
50	$0.0366 + 0.9563\lambda$
70	$0.0262 + 0.9738\lambda$
100	$0.0210 + 0.9790\lambda$

З.Г. Тер-Мартirosян в 2009-ом [3] году предложил решение для задачи взаимодействия одиночной барреты с двухслойным грунтовым основаниям в трехмерной постановке.

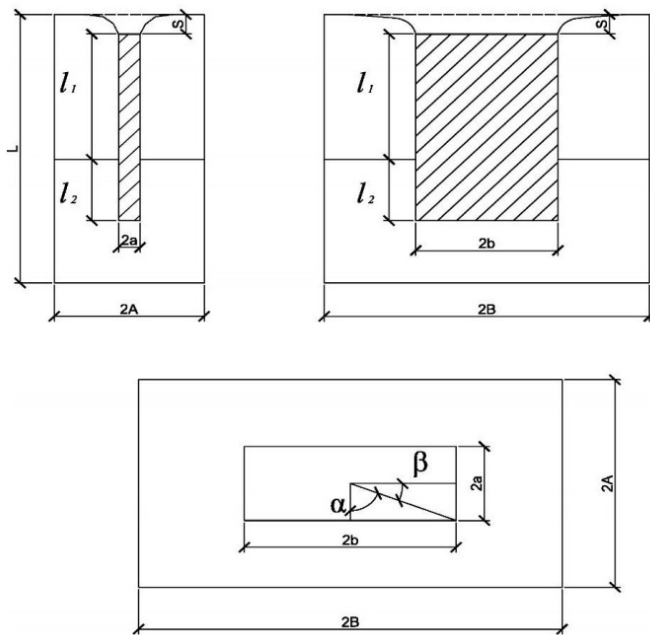


Рисунок 1.6 Расчетная схема для задачи оценки осадка одиночной барреты в двухслойном грунтовым основании, $2a \times 2b$ диаметры барреты; $2A \times 2B$ размеры грунтовой ячейки; L - глубина грунтовой ячейки расчетной области

Формула для решения данной задачи имеет вид:

$$S_B = \frac{P\omega(1-\nu^2)}{2\beta * E_2 K_1 \sqrt{ab}} \quad (1.31)$$

$$\text{где } \beta^* = 1 + \frac{\omega(1-\nu^2)(G_1L_1 + G_2L_2)}{2G_2\sqrt{ab}} \left(\frac{\tan \alpha}{\ln(B/a)} + \frac{\tan \beta}{\ln(B/a)} \right) \quad (1.32)$$

G_1 и G_2 - модуль сдвига грунта 1-го и 2-го слоя;

ω - коэффициент, учитывающий жесткость и формы подошвы барреты;

l_1 и l_2 - длины сваи-барреты, погруженной в 1-ом и 2-ом слоях грунта, соответственно.

При $b \gg a$, формула (1.31) может быть представлена в новом виде:

$$S_B = \frac{P^* \omega(1-\nu^2)}{2\beta' E_2 K_1 \sqrt{ab}} \quad (1.33)$$

где P^* - погонная нагрузка кН/м;

$$\beta' = 1 + \frac{2\omega(1+\nu)(G_1L_1 + G_2L_2)}{(A-a)G_2K_1} \quad (1.34)$$

Данное решение по вышеуказанной представленной схеме (рисунок 1.6) предназначено для случая, при котором диагонали сваи-барреты с диагоналями грунтовой ячейки находятся в одних линиях, иными словами, диагонали пересечены в центральной точке прямоугольного сечения барреты и обладают одним и тем же углами наклона α и β . Для устранения перечисленных недостатков, под руководством З.Г. Тер-Мартirosяна В.В. Сидоров [5] включил в расчет осадки одиночной барреты коэффициенты k_1 и k_2 , учитывающие доли (от единицы) в значении осадки меньших и больших стороны барреты, соответственно. Полная осадка одиночной барреты за счет касательной напряжения τ на контактной поверхности представлена следующим образом:

$$S_{B,пол} = k_1 \frac{\tau \cdot a}{G \tan \alpha} \ln \left[\frac{a + (B-b) \tan \alpha}{a} \right] + k_2 \frac{\tau \cdot b}{G \tan \beta} \ln \left[\frac{b + (A-a) \tan \beta}{b} \right] \quad (1.35)$$

Недостатки решение, представленного в (1.35) заключаются в том, что определение k_1 и k_2 определяют опытом, т.е. автор в своем исследовании

выяснил значения k_1 и k_2 в зависимости от соотношения a/b для учета влияния сторон a и b на расчет без указания специфического метода для их определения. Решение для оценки напряженно-деформированного состояния системы барреты – грунтовая ячейка будет в новой постановке рассмотрено в главе 3.

Методы определения осадок групп баррет в составе барретно-плитного фундамента.

При взаимодействии баррет при наличии ростверка в окружающем и подстилающем грунтах, образуется достаточно сложное НДС особенно в межсвайном пространстве. Касательное напряжение, возникающее в межбарретном пространстве, находится в непосредственной связи с расстоянием между барретами. Фактические наблюдения за осадками свай показали, что за счет пересечения зоны влияния под нижними концами свай в составе свайных фундаментов, осадка группы свай оказывается значительно больше чем осадка одиночных свай.

В 20-30ых годах прошлого века, С.Стенфорд (Stanford S.W.), Г.Форшел (Forsell G.); Миллер Р. (Miller R.) и другие авторы выясняли, что такие факторы, как шаг свай, время нагружения, грунтовые условия оказывают значительное влияние на полученные величины осадки кустовых свай. К.Е. Егоров в 1946-ом году для прогноза осадки кустовых свай предложил расчетную схему, которая представлена в следующем виде (рисунок 1.7):

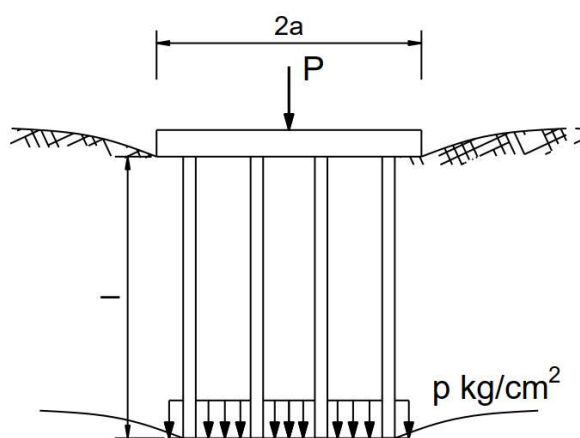


Рисунок 1.7 Схема передачи нагрузки, приложенную на кустовые сваи грунту по К.Е. Егорову

Согласно К.Е. Егорову, осадка кустовых свай определяется следующим образом:

$$S = 2aP \sum_{i=1}^K \frac{K_i - K_{i-1}}{C_i}, \quad (1.36)$$

где $2a$ – ширина фундамента; P – расчетная нагрузка под нижним концом свай; K_i и K_{i-1} представляют собой безразмерные функции, которые зависят от соотношений больших к меньшим сторонам $n = \frac{b}{a}$; глубины заложения подошвы условного фундамента к половине меньшей стороны $m = \frac{z}{a}$; $C_i = \frac{E}{1-\nu^2}$ – коэффициент сжимаемости грунта.

Данный метод имеет значительное практическое значение, так как он позволяет включить в расчет осадки кустовых свай сжимаемую мощность под подошвой условного фундамента, а также структурную прочность грунта и переменную жесткости грунта.

Терцаги и Песк (1948) [96] предложили рассматривать кустовые сваи как единый условный фундамент, который расположен на одной трети длины свай с отметки заложения подошвы свай. Причем напряжения внутри условного фундамента распределены под уклоном 2:1 (2 единицы вертикали к 1 горизонтали). С целью учитывать влияния глубины заложения нижнего конца свай на расчет осадки кустовых свай, Фокс (1948) представил фактор глубины F_D . В этом случае формула для оценки осадки кустовых свай имеет вид:

$$S_{\text{кyc}} = F_D \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i h_i}{E_i} \quad (1.37)$$

где Δq_i – приращение напряжения в i -ом грунтовом слое, соответственно уклону 2:1; h_i – мощность i -ого слоя; E_i – модуль деформации i -ого слоя; F_D – фактор глубины.

Недостаток данного метода заключается в том, что сжимаемость части свай выше верха условного фундамента не включена в расчет осадки.

Мейерхоф (Meyerhof) [81] в 1976 предложил метод расчета осадки свайных фундаментов, в котором учтены глубина заложения свай и габариты ростверка. Выражение для расчета осадки методом Мейерхоф представлено в виде:

$$S_{\text{кyc}} = \frac{qBI_d}{E_i} \quad (1.38)$$

где q – распределенная нагрузка, приложена на ростверк; B – ширина ростверка; E_i – модуль деформации i -ого слоя, определенный соответственно q_c ; q_c – сопротивление под нижним концом зонда, полученное статическим зондированием; I_d – фактор влияния глубины заложения свай.

$$I_d = 1 - \frac{D}{8B} \geq 0,5 \quad (1.39)$$

где D – расстояние от низа ростверка до отметки заложения нижнего конца свай.

Иной метод расчета осадки кустовых свай, пяты которых опираются на несвязанные грунты был предложен Шмертманном (Schmertmann) (1970) [120]. Формула данного метода основана в базе концепции условного фундамента, верх которого расположен на глубине, принимающей одну третью длины свай по направлению к пяте свай представлена в виде:

$$S_{\text{кyc}} = C_1 C_2 q \sum_{i=1}^n \frac{I_{zi} h_i}{E_i} \quad (1.40)$$

где C_1 – безразмерный коэффициент, учитывающий глубины заложения пяты свай;

C_2 – коэффициент ползучести грунта; q – приложенная на ростверк нагрузка; I_{zi} – фактор влияния вертикальной деформации кустовых свай; h_i – мощность i -ого грунтового слоя; E_i модуль деформации i -ого грунтового слоя.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{q} \right) \geq 0,5 \quad (1.41)$$

σ'_{v0} - напряжение под подошвой условного фундамента.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log_{10} \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (1.42)$$

t – время наблюдения осадки.

Согласно Шмертманну E_i может быть вычислены по формуле:

$$E_i = c_{kd,i} M \quad (1.43)$$

где $c_{kd,i}$ - сопротивление под нижним концом зонда при проведении статического зондирования; M – безразмерный коэффициент, предложенный Шмертманном в зависимости от классификации грунтов. (таблица 1.3).

Таблица 1.3 Различные значения M в зависимости от грунтов

№	Описание грунтов	Значения M
1	Для торфяных, и пылеватых песчаных грунтов	2.0
2	Для мелкого песка, песка средней крупности и супеси	3.5
3	Для крупного песка и гравия средней крупности	5.0
4	Для крупного гравия	6.0

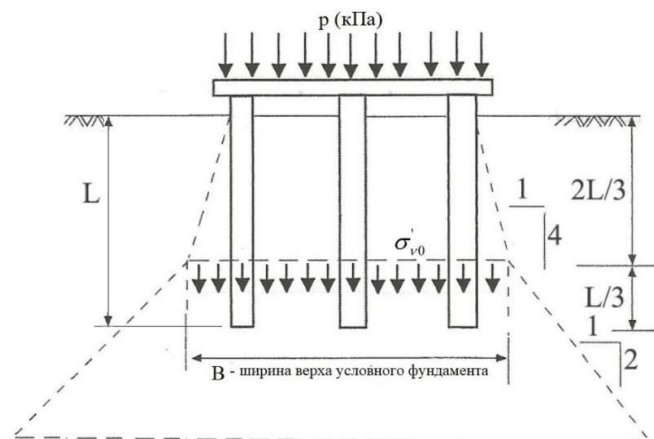


Рисунок 1.8 Расчетная схема для определения подошвы условного фундамента

Для расчета осадки свайного фундамента Тер-Мартirosян З.Г. рассматривал взаимодействие сжимаемой сваи с окружающим и подстилающим грунтами по схеме висячей сваи. При котором распределение нагрузки между свайей и грунтом меняется по диаметру, шагу сваи и глубине грунтовой ячейки. Согласно Тер-Мартirosяну З.Г. осадка грунтов под нижним концом сваи учитывается как вертикальное перемещение штампа на большую глубину по формуле Шлейхера, трение по боковой поверхности сваи и напряжение в стволе сваи по глубине подчиняются экспонентному закону. Закон изменения касательных напряжений в грунте в зависимости от расстояния r от сваи предложен профессором Тер-Мартirosяном З.Г. имеет вид:

$$\tau(r) = \tau_a \frac{(b-r)^2}{(b-a)^2} \quad (1.44)$$

где τ_a - максимальное касательное напряжение на контактной поверхности сваи с окружающим грунтом, a и b являются радиусом сваи и окружающим грунтом.

Расчетная схема представлена на рисунке 1.9.

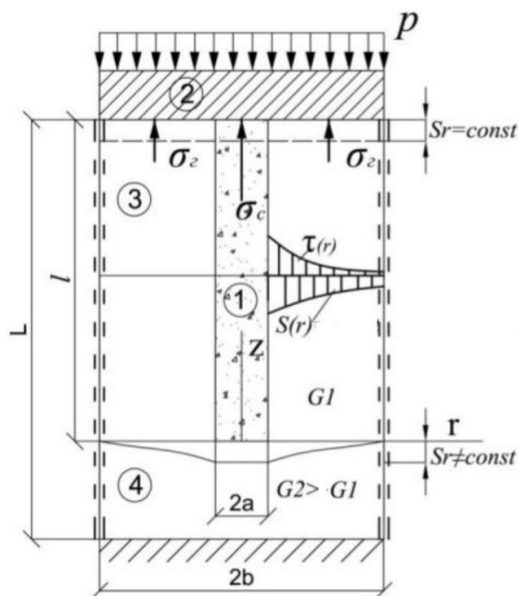


Рисунок 1.9 Расчетная схема взаимодействия сваи с грунтовым массивом и ростверком по схеме висячей сваи по Тер-Мартirosяну З.Г. На рисунке: свая-1; ростверка-2; окружающий грунт-3; подстилающий грунт-4 [3]

В первом приближении, принимается основной закон распределения вертикального напряжения между свайей и окружающим грунтом:

$$p = \sigma_c(z)\omega + \sigma_z(z)(1 - \omega) \quad (1.45)$$

$$\omega = a^2/b^2$$

Тер-Мартirosян З.Г. предлагает формулу для определения осадку сваи в составе свайно-плитного фундамента:

$$S_p = m_2 \left[\frac{pl}{1 - \omega} - \frac{\omega}{1 - \omega} \left(\frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \frac{\sigma_c}{\lambda} + \frac{\sigma_0 K_0 E_c}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} [2 - (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})] \right) \right] \quad (1.46)$$

где $\lambda = \frac{6G_1}{a(b-a)E_c}$; (1.47)

m_2 - коэффициент относительной сжимаемости грунта.

В случае пята сваи опирается на значительно плотный подстилающий грунт, за счет отсутствия деформации в подстилающем грунте сжатие грунтовой ячейки считается как компрессионное сжатие сваи с окружающим грунтом (по схеме сваи-стойки. Расчетная схема данного случая изображена на рисунке 1.10.

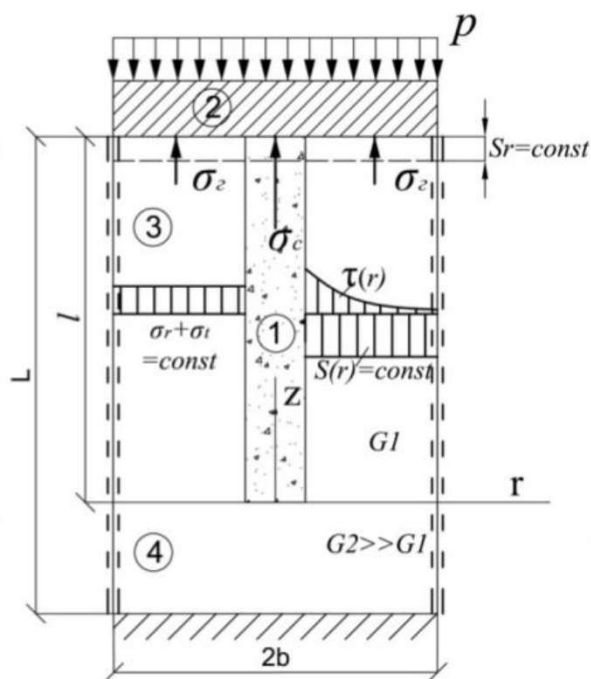


Рисунок 1.10 Расчетная схема взаимодействия сваи с грунтовым массивом и ростверком по схеме сваи стойки. На рисунке: свая-1; ростверка-2; окружающий грунт-3; подстилающий грунт-4 [3]

При этом осадки ростверка, сваи и окружающего грунта равны и определяются формулой:

$$S_p = p\bar{m}l \quad (1.48)$$

где \bar{m} - приведенный коэффициент относительной сжимаемости грунтовой ячейки.

$$\bar{m} = \frac{m_z m_c}{m_z \omega + m_c (1 - \omega)}, \text{ или } \bar{E} = E_c \omega + E_s (1 - \omega) \quad (1.49)$$

При расчете осадки сваи по схеме сваи-стойки следует убедиться, что напряжение под пятой сваи не должно превышать значение критической нагрузки.

Преимущества подхода к расчету, предложенного Тер-Мартirosьяном З.Г. заключаются в том, что выданы формулы для оценки НДС системы грунтовой ячейки, сваи с ростверком, в том числе касательное напряжение, напряжение в стволе сваи, напряжение в окружающем грунте и деформации грунтовой ячейки.

1.4. Выводы по главе

1. В настоящее время в фундаментостроении не отличают барреты от сваи как одиночную так и в составе свайного (барретного) фундамента, в расчете несущей способности и осадки барреты, а также не учитываются конкретно все геометрические параметры барреты а также грунтовой ячейки. Это приводит к необоснованным конструктивным решениям фундаментов а также перерасходу материалов и превышению срок возведения.

2. Параметры, барреты и грунтовой ячейки, глубина заложения нижнего конца барреты играют важную роль в расчете осадки и несущей способности.

3. В соответствии с отсутствием специфических методов расчета осадок барретных фундаментов, в том числе одиночных и кустовых, в нормативных документах, следует разрабатывать метод расчета, который позволяет учитывать особенности барретных фундаментов при взаимодействии

с грунтовым массивом с учетом их линейного и нелинейного свойств и сжимаемости ствола барреты.

4. Из вышеизложенных очевидно, что необходимо совершенствовать аналитическое и численные методы моделирования напряженно-деформированного состояния грунтовой ячейки в целях количественной оценки поведения барретных фундаментов под воздействием внешней нагрузки.

ГЛАВА 2. УПРУГО – ПЛАСТИЧЕСКИЕ И УПРУГО ВЯЗКИЕ МОДЕЛИ И ИХ УРАВНЕНИЯ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ ОСАДКИ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ (БАРРЕТЫ)

2.1. Основные понятия о моделях грунтовой среды

В прикладной механике грунтов для описания НДС грунтового массива, взаимодействующего с подземными конструкциями (фундамент, свая, баррета, стена в грунте) используют упругую, нелинейную (упруго-пластическую) и упруго-вязкую модели, параметры которых определяются по результатам лабораторных испытаний. Наиболее ярко в грунтовой среде проявляются реологические свойства (ползучесть, релаксация). Эти свойства определяют различные реологические модели.

Реология – это область науки, которая изучает и описывает изменяющиеся процессы НДС в твердых и жидких телах во времени [15-22]. В инженерной прикладной науке реологию рассматривают в основном процессы ползучести и релаксации. Грунты проявляют свои реологические свойства по-разному при объемных и сдвиговых деформациях (рисунок 2.1). Наиболее ярко реологические свойства проявляются в водонасыщенных глинистых грунтах. При взаимодействии со строительными конструкциями (свая, баррета, стена в грунте), эти свойства грунтов оказывают существенное влияние на развитие деформации и на длительную устойчивость строительных конструкций. В настоящей главе приводится обзор механических свойств грунтовой среды и их описания с помощью механических моделей (упругих, вязких, пластических и их комбинации).

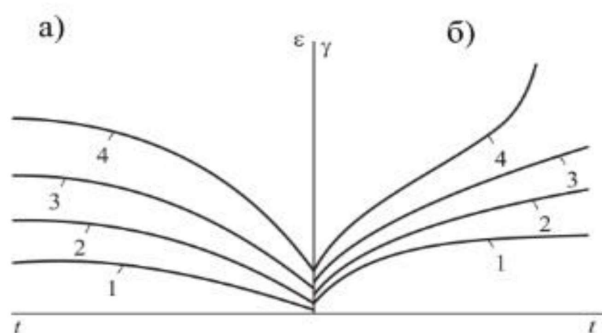


Рисунок 2.1 График объемных (а) и сдвиговых (б) деформаций во времени по З.Г. Тер-Мартirosяну. Индексы 1, 2, 3, 4 показывают уровни напряжений, приложенных к грунтовым образцам [3]

Формирование реологической прикладной науки обязано работами J.H. Yin [98], M.J. Keedwell [99], Флорин В.А. [13], Н.Х. Арутюнян [15], С.С. Вялов [17], С.Р. Месчан [22], Л.М. Качанов [23], З.Г. Тер-Мартirosян [24, 100] и другие [101 – 119].

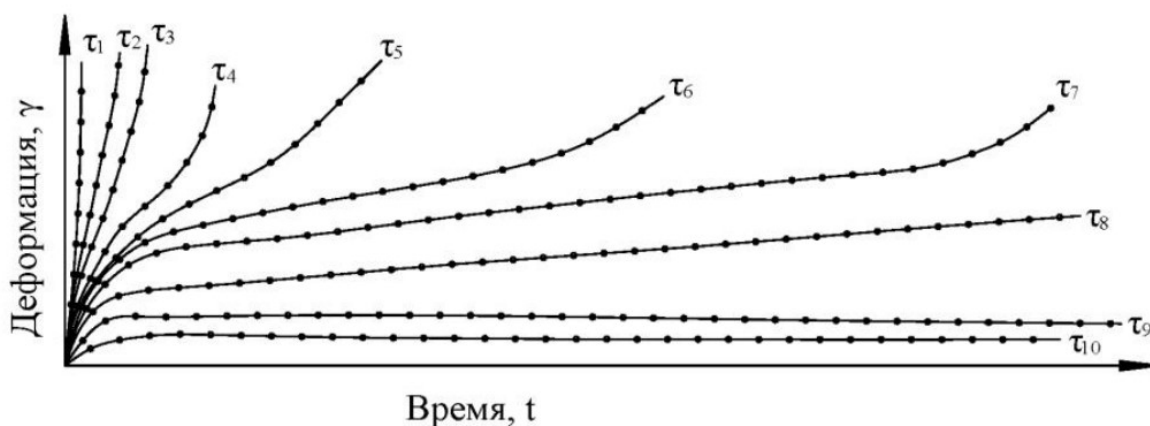


Рисунок 2.2 Кривые зависимости деформации ползучести во времени при различных ступенях нагружения, по Вялову С.С. при $\tau_1 > \tau_2 > \dots > \tau_{10}$ [17]

Согласно С.С. Вялов [17], процесс ползучести протекает с возрастающей или с уменьшающейся скоростью (рисунок 2.3).

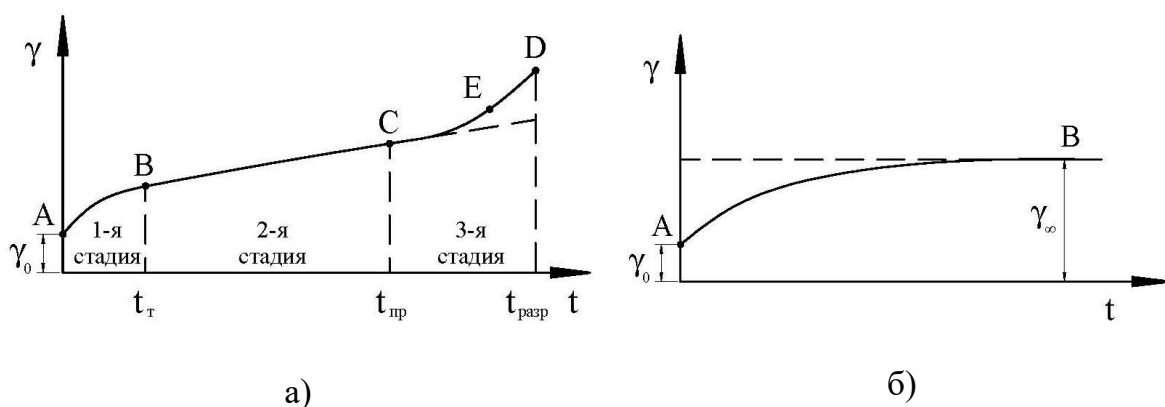


Рисунок 2.3 Общая зависимость деформации во времени; а – незатухающая ползучесть; б – затухающая ползучесть

Из рисунка 2.3 следует, что суммарная деформация состоит из условно – мгновенной γ_0 и развивающейся во времени деформации $\gamma(t)$, т.е:

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma(t) \quad (2.1)$$

Участком АВ (первая стадия) на рисунке 2.3 изображает затухающую ползучесть когда $d\gamma/dt \rightarrow 0$, тогда деформация $\gamma(t)$ достигает конечного значения, величина которого зависит от интенсивности внешней нагрузки. Вторая стадия (участок ВС) описывает установившееся течение. Третья стадия (участок CD) представляет собой стадию прогрессирующего течения.

Релаксация представляет собой одно из проявлений реологических свойств твердого тела, обладающего упруго-вязким свойством. Под релаксацией понимается процесс уменьшения (расслабления) напряжения без изменения деформации во времени. Релаксация обусловлена следствием процесса превращения пластической в упругую деформацию при фиксации накопленной деформации. Суммарная деформация состоит из упругого γ_i^e и вязкого (остаточного) γ_i^p компонентов.

$$\gamma_i = \gamma_i^e + \gamma_i^p \quad (2.2)$$

Вопросы релаксации конструкционных материалов изучали и описали Максвелл в 1868, Томпсон в 1874, Больцман в 1876, Вольтерра в 1931 [17, 25, 26]. Максвелл подчеркнул, что упругая сила τ , которая вызывает деформацию γ не является константой, а проявляет тенденцию к уменьшению с скоростью $d\gamma/dt$ в зависимости от силы и среды материала. Статистическая физика рассматривает релаксацию как физический процесс, в котором устанавливается статическое равновесие, когда микроскопические параметры, которые характеризуются состоянием системы (напряжением) в физической системе, асимптотически достигает своих равновесных значений. Одним среди важных параметров, описывающих особенности релаксации, является параметр T_r – время релаксации. По физической сущности под временем релаксации T_r подразумевается так называемое время оседлой жизни молекул в положении равновесия, T_r по-другому понимается как подвижность среды. На рисунке 2.4 показан способ определения T_r в зависимости от напряжения τ .

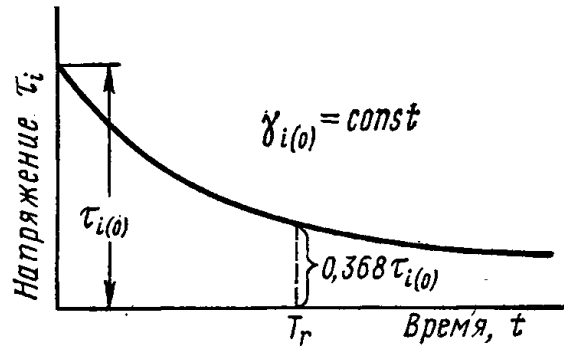


Рисунок 2.4 Кривая релаксации напряжения [17]

С увеличением количества глинистых частиц в грунте, а также с повышением степени влажности, процесс релаксации грунта происходит интенсивнее и переход упругой деформации в необратимую ускоряется. Наиболее ярко релаксационный процесс проявляется в грунтовой среде после забивки или внедрения сваи в лидирующую скважину, т.к. деформация на контакте сваи-грунта автоматически фиксируется радиальное перемещение но при этом избыточное напряжение падает. Эти явления описывали многие ученые, в том числе А. Надаи, Тер-Мартirosян и другие. Это явление иногда называется отдыхом сваи, после которого повторное внедрение сваи облегчается.

2.2. Упруго - пластические модели и их математическое описание

Упруго-пластические модели содержат разность $\tau^* - \tau$, ($\gamma = (\tau^* - \tau)/G$), и как правильно имеют точку перегиба зависимости $\gamma - \tau$ (рис 2.5).

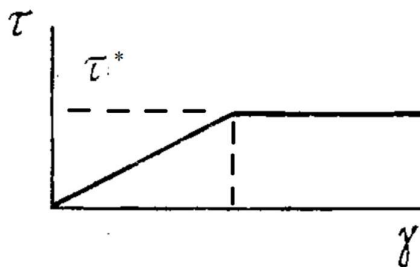


Рисунок 2.5 Идеальная упруго-пластическая модель [17]

Это позволяет разделить НДС на область расширения на упруго и предельную (например в задаче Лямэ радиус пластической зоны). Замкнутое решение получается если в отдельности решать задачу в упругой зоне и в зоне предельного равновесия и сшивать по линии раздела. Это значительно осложняет решение упруго-пластических задач. Для лишения такого недостатка возможны дробно-линейная функция Тимошенко $\gamma = \frac{\tau}{G} \cdot \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau}$, и также гиперболическая $\gamma = \gamma_0 sh \frac{\tau}{\tau^*}$ и степенная $\gamma = \frac{\tau}{G} \cdot (\tau^*/\tau)^n$ функции.

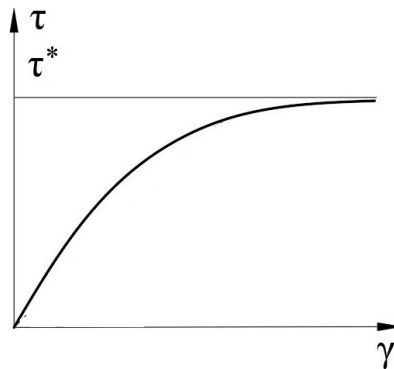


Рисунок 2.6 Гиперболическая зависимость между касательным напряжениям и угловой деформацией [17]

2.3. Простейшие модели грунтовой среды и их математические модели

Для описания поведения твердого тела, обладающего реологическими свойствами, применяют механические тела, которые в отдельности изображают упругое, вязкое и пластическое свойства. Допускается сочетание разных тел в целях создание адекватной модели для описания реологических свойства грунта. На рисунке 2.7 представлены основные механические модели.

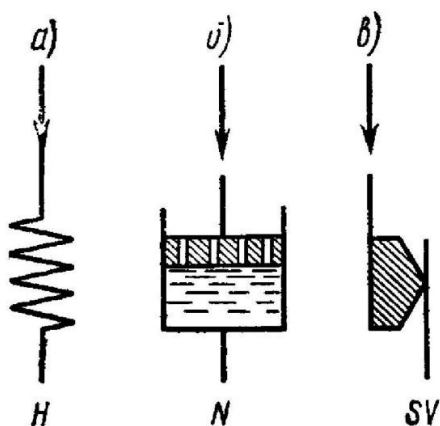


Рисунок 2.7 Механические модели: а – упругого тела Гука; б – вязкого тела Ньютона; в – пластичного тела Сен-Венана [17]

При сочетании вышеуказанных элементарных моделей могут получаться различные механические модели, которые изображают упруговязкое и упруговязко-пластическое поведения грунта.

Упруговязкие модели включают в себя тела Кельвина-Фойгта и Максвелла. При соединении параллельно упругого (H) и вязкого (N) элементов, получаем модель тела Кельвина-Фойгта с обозначением буквой K , $K=H \parallel N$ (рисунок 2.8).

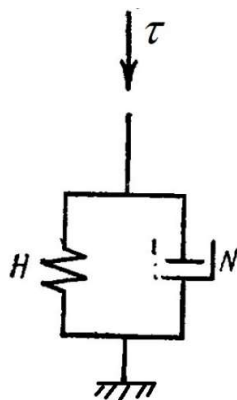


Рисунок. 2.8 Модель тела Кельвина-Фойгта [17]

Реологическое уравнение тела Кельвина-Фойгта имеет вид:

$$\tau = \tau^H + \tau^N \quad (2.3)$$

где τ^N и τ^H - напряжения в вязком элементе (ньютоновом) и упругом (гуковом) элементах.

Поставляя $\tau^H = G\gamma$ и $\tau^N = \eta\dot{\gamma}$ в уравнение (2.3), получаем дифференциальное уравнение, описывающее деформирования тела Кельвина-Фойга.

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (2.4)$$

Решение уравнения (2.4) при $\tau = \text{const}$ с начальным условиям $\gamma(t=0) = 0$ принимает вид:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \left[1 - e^{-\frac{G}{\eta}t} \right] \quad (2.5)$$

При постоянстве деформации $\gamma = \text{const}$, уравнение (2.4) превращается в исходное выражение закона Гука $\tau = G\gamma$. В результате, тело Кельвина – Фойга рассматривается как тело, обладающее свойством ползучести, но не релаксации.

При соединении последовательно упругого (H) и вязкого (N) элементов, получаем модель тела Максвелла с обозначением буквой M , $M=H - N$ (рисунок 2.9 а).

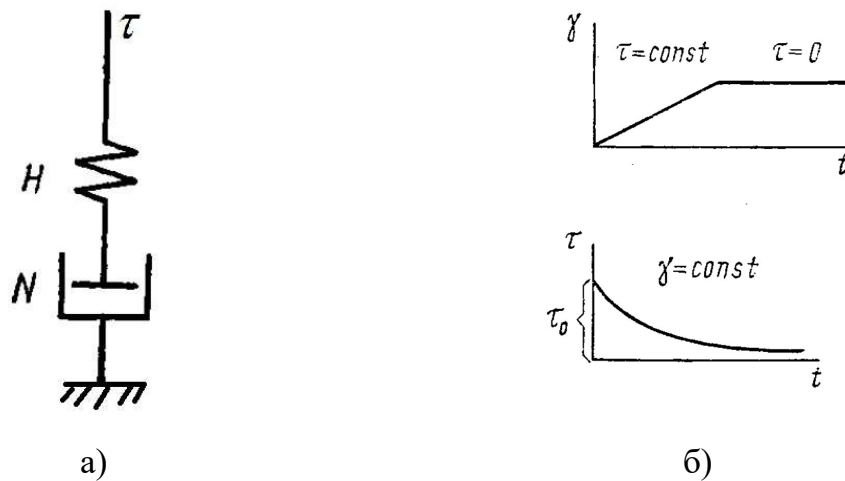


Рисунок 2.9 Модели Максвелла (а), модель ползучести и релаксации Максвелла (б) [17]

Реологическое уравнение тела Максвелла имеет вид:

$$\gamma = \gamma^H + \gamma^N \quad (2.6)$$

где γ^N и γ^H - деформации в вязком элементе (ньютоновом) и упругом (гуковом) элементах.

Поставляя $\gamma^H = \tau/G$ и $\dot{\gamma}^N = \tau/\eta$ в уравнение (2.6), получаем дифференциальное уравнение, описывающее деформирования тела Максвелла вида:

$$\tau + T_r \dot{\tau} = \eta \dot{\gamma} \quad (2.7)$$

где $T_r = \eta/G$ - время релаксация.

Решение уравнения (2.4) при $\gamma = \text{const}$ с граничными условиям $\tau(t=0) = \tau_0$ принимается:

$$\tau = \tau_0 e^{-t/T_r} \quad (2.8)$$

Согласно решению (2.8), напряжение уменьшается экспоненциально в зависимости от времени от начальной величины τ_0 до нуля (рисунок 2.9 б). При этом G рассматривают как начальный – условно мгновенный модуль деформации.

При $\tau = \text{const}$, дифференциальное уравнение (2.7) превращается в уравнение Ньютона $\dot{\gamma} = \tau/\eta$, которые в соответствии с непрерывным нарастанием деформации с неизменяющейся скоростью. В результате, телом Максвелла считается тело, обладающее свойством релаксации, но не ползучести.

В состав упруго-вязко-пластических моделей входят модели Прандтля, Бингама и Шведова. Модель Прандтля формируется последовательным соединением упругого элемента Гука (H) – пружины с пластическим элементом Сен-Венана (SV). Для модели тела Прандтля ($\Pi = H - SV$), протекает только упругая деформация $\gamma = \tau/G$ при $\tau < \tau_T$, а при $\tau \geq \tau_T$, деформация стремится к бесконечности $\gamma \rightarrow \infty$ (рисунок 2.10 а).

Модель тела Бингама моделируется последовательным соединением упругого элемента Гука (H) – пружины с системой, в которой соединяются

параллельно вязкий (N) и пластичный (SV) элементы (рисунок 2.10 б). Модель Бингама обозначается буквой B , и имеет формулировку следующим образом: $B = H - (N | SV)$. Уравнения, описывающие деформирования тела Бингама, получаются из условия $\tau = \tau^H + \tau_T$.

$$\tau = G\gamma \text{ при } \tau < \tau_T; \tau - \tau_T = \eta\dot{\gamma} \text{ при } \tau \geq \tau_T \quad (2.9)$$

где G – модуль деформации элемента Гука; η – коэффициент вязкости элемента Ньютона; τ_T – предельное сопротивление элемента Сен-Венана.

Путем соединения двух упругих элементов H_0 и H_1 с Сен-Венана SV и вязким N элементами по схеме $SW = H_0 - [(H_1 - N) | SV]$, получается модель тела Шведова (рисунок 2.10 в).

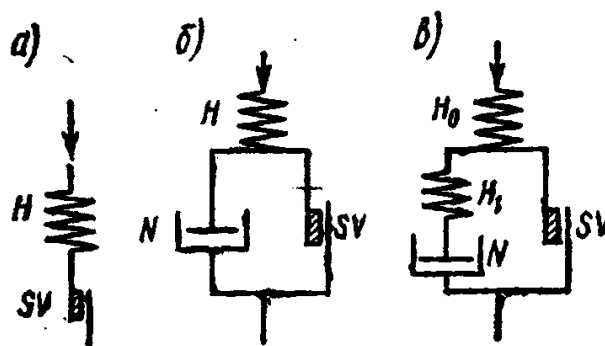


Рисунок 2.10 Модели упруго-вязкопластических тел: модель Прандтля (а); модель Бингама (б); модель Шведова (в) [17]

Дифференциальное уравнение деформирования модель Шведова имеет вид:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_T}{\eta} + \frac{\dot{\tau}}{G} \quad (2.10)$$

Все вышеуказанные уравнения применяются частично как физические уравнения для учета реологических свойств, в том числе процессы ползучести и релаксации грунтов. При приложении постоянной нагрузки, зависимости деформации-время можно получить путем интегрировать данные уравнения. Предельное сопротивление сдвигу грунта τ_T может быть определено из условия прочности Кулона-Мора, $\tau_T = \sigma \tan \varphi + c$.

А.З. Тер-Мартirosян [4] предложил реологическую модель, учитывающее скорость деформации образца грунта при $\tau = const.$ (рисунок 2.12)

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_\tau}{\eta_\gamma(\sigma_m)} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{-\beta\gamma}}{b} \right) \quad (2.11)$$

где τ и τ_τ - действующее и предельное значения касательных напряжений на образец грунта; $\dot{\gamma}(\gamma)$ - скорость угловой деформации, зависящая самой деформации γ . Выделенное скобками выражение представляет функцию упрочнения (разуплотнения), где γ по существу является лучшей мерой упрочнения согласно терминологии ползучести Ю.Н. Работнова [25].

$\eta_\gamma(\sigma_m)$ - начальная сдвиговая вязкость грунта, которая в общем случае зависит от среднего напряжения σ_m . α, β, a и b - параметры упрочнения (разупрочнения) глинистого грунта, которые определяются по результатам кинематического сдвига ($\dot{\gamma} = const$), представленного на рисунке 2.11.

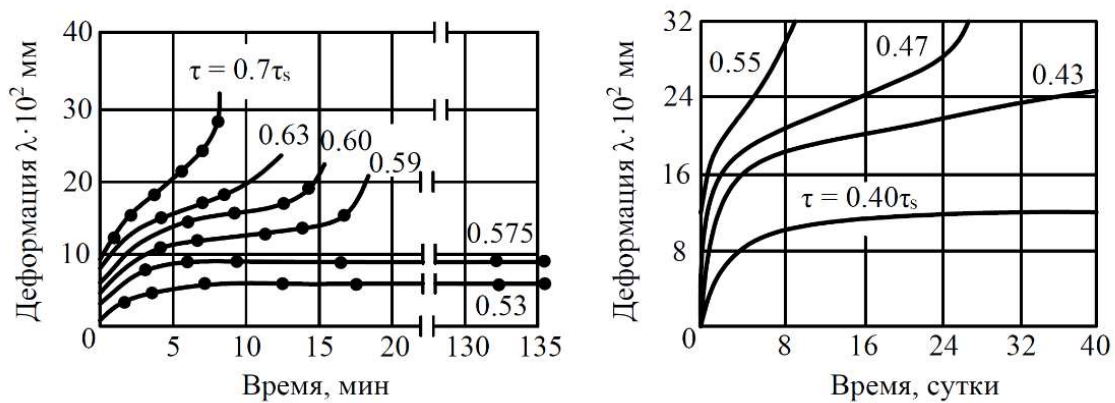


Рисунок 2.11 Кривые ползучести пластичных глин при сдвиге по Вялову С.С., 1978 г. (τ_s - предельное значение касательных напряжений) (напряжений сдвига)) [17]

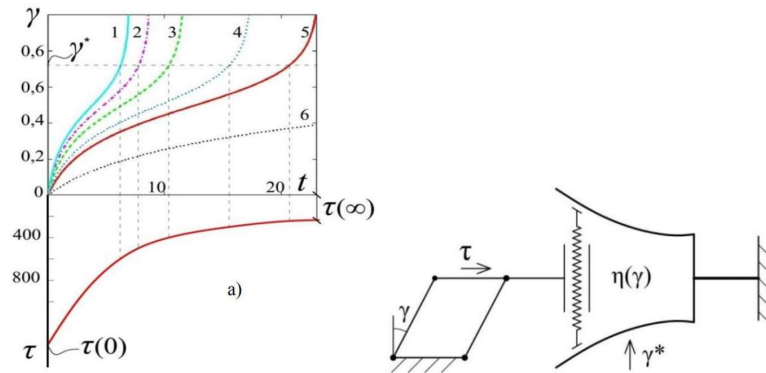


Рисунок 2.12 Кривые ползучести (сверху) и кривая длительной прочности (снизу) и механическая модель по А.З. Тер-Мартirosяну [4]

Преимущество уравнения А.З. Тер-Мартirosяна состоит в том, что оно описывает все три кривые реологии грунтовой среды, в том числе ползучести, релаксации, и кинематического сдвига при одних же параметрах. Данное уравнение позволяет учитывать одновременно упрочнения и разупрочнения глинистых грунтов.

При различных значениях скорости сдвига $\dot{\gamma}_1, \dot{\gamma}_2, \dots, \dot{\gamma}_n$, получаются кривые зависимости $\tau_1(t), \tau_2(t), \dots, \tau_n(t)$ на рисунке 2.13. При $\gamma_0 = \text{const}$, семейство $\tau - t$ представлены на рисунке 2.14

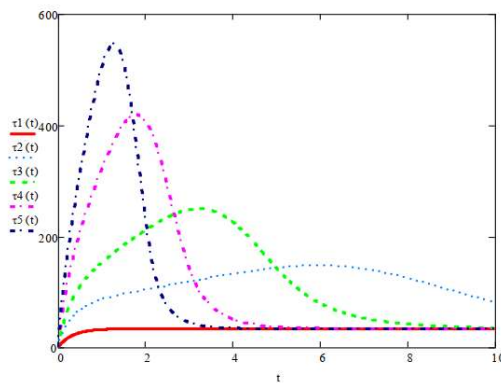


Рисунок 2.13 Кривые $\tau - t$ по результатам испытания в кинематическом режиме соответственно различным значениям $\gamma = \text{const}$; $\dot{\gamma}_1 > \dot{\gamma}_2 > \dots > \dot{\gamma}_5$ [4]

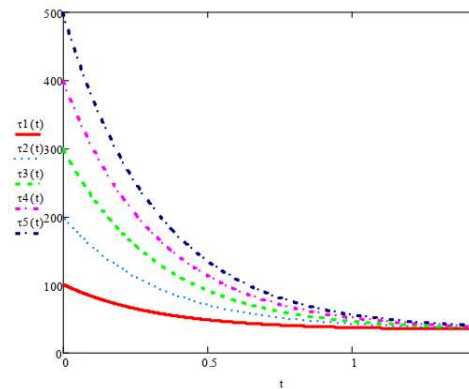


Рисунок 2.14 Кривые релаксации напряжения сдвига $\tau(t)$ при $\gamma_0 = \text{const}$ и различных начальных напряжениях сдвига $\tau(0)$ [4]

2.4. Учет фактора времени необходимого для расчета осадок барретных фундаментов с помощью эмпирических формул

Прогноз развития осадок грунтового основания во времени имеет существенное значение при проектировании фундаментов, в том числе свайно-барретного по второй группе предельного состояния. В многих нормативных документах, оценка окончательного значения осадки свайных фундаментов проводится без учета развития деформации грунтового основания во времени за счет их реологических свойств. Не учет влияния реологических свойств грунта для расчета осадки свайных фундаментов может привести к недооценке осадки по предельным деформациям.

Вопросами о взаимодействии свайных фундаментов с глинистым грунтом во времени занимались С.С. Вялов, М.А. Ясин, Ю.К. Знаменский, М.А. Метс, Б.И. Далматов, А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков, Ф.К. Лапшин, З.Н. Нгуен, З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян [1, 17, 26 – 35].

Закономерность развития осадки свайных фундаментов во времени была изучена на основе различных положений. Значительная часть среди них имеет простые зависимости осадки от времени $S_c = \alpha f(t)$, α может быть постоянным или функцией нагрузки $\alpha = f(P)$.

С. Вееном [36] в 1953 году были проведены испытания свай статической нагрузкой с ожиданием по 20 часов между каждыми ступенями нагружения. В результате получено логарифмическое уравнение осадок во времени.

$$S_c(t) = \gamma \ln t + \beta \quad (2.12)$$

где $S_c(t)$ - общая осадка во времени; γ , β - безразмерные эмпирические коэффициенты.

Формула для расчета осадок во времени при неизменяющейся нагрузке была предложена Р. Чардейсеном и Г. Камбфортотом [36].

$$S_c(t) = \delta_1 + \delta_2 \log(1 + m\sqrt{t}) \quad (2.13)$$

Длительная осадка свайных фундаментов, предложенная Ю.В. Россихином [37], также следует за логарифмическим уравнением.

$$S_c(t) = \alpha_i \sqrt{t_{ci}} + b_i \ln t_{ci} \quad (2.14)$$

где t_{ci} - время выдержки каждой ступени нагрузки; α_i , b_i - безразмерные эмпирические коэффициенты для каждой ступени нагрузки.

Логарифмическая зависимость была использована Г.Поулосом (Н. Poulos) и Д. Буккер (J. Booker) [4] для учета влияния фактора времени на расчет осадки свайных фундаментов.

$$S_c(t) = \frac{C_r A}{B} + C_r \log(1 + \alpha t) \quad (2.15)$$

где $S_c(t)$ - общая осадка во времени; C_r , A , B , α - безразмерные эмпирические коэффициенты, определяемые из эксперимента.

На основе результата статических испытаний свайных фундаментов в связанных грунтах, была предложена формула типа гиперболы Д. Ролбергом для прогноза осадки во времени.

$$S_c(t) = \frac{t}{\alpha_i + b_i t} \xi \quad (2.16)$$

где α_i и b_i представляют собой безразмерные эмпирические параметры, которые в связи с отношением приложенной нагрузки на сваи в моменты времени к полному значению нагрузки во время испытания.

Также на основе полученных результатов из экспериментов, И.Ш. Фазулин получил эмпирическую формулу для прогноза осадки свайных фундаментов во времени.

$$S_c(t) = \alpha l \left(\frac{F}{F_{кр}} \right)^\beta (t - t_1) + S_0 + S_i \quad (2.17)$$

где l является глубиной погружения сваи; $F_{кр}$ - критическое значение нагрузки, приложенной на сваи; α, β - безразмерные эмпирические параметры; S_0 - мгновенное значение осадки, получено непосредственно после нагружения; S_i - промежуточное значение осадки за время t_i , t_i принимается в интервале от 10 до 15 часов.

При рассмотрении связанных грунтов, в том числе твердой, полутвердой, туго-пластичной, мягко-пластичной консистенции как однокомпонентных систем, и использовании теории наследственной ползучести для скелета грунта, А.А. Бартоломей [1] предложил формулу:

$$S_c(t) = \frac{1}{B} \arctan \frac{F}{b} (1 + At^{1-\lambda}) \quad (2.18)$$

где A, B, b, λ - являются опытными коэффициентами, получаемыми по результатам статических испытаний сваи; F – приложенная нагрузка в момент времени t .

А также на основе нелинейной теории наследственной ползучести, И.М. Омельчак [1] разработал метод расчета длительной осадки свайных фундаментов с приложенными постоянными и переменными нагрузками. Формула для данного расчета представлена следующим образом:

$$S_c(t) = S_0 \tan \left[b F_a \theta_b \sum_1^n \delta(KT) \right] [1 - \Gamma(-a)] \quad (2.19)$$

где $\Gamma(-a)$ - гамма функция Эйлера; F_a представляет собой максимальную переменную нагрузку; T является периодом приложения нагрузки; θ_b - безразмерный коэффициент уравнения.

Ю.В. Росихином [1] на основе теории Больцмана-Вольтера для грунтового основания разработана расчетная модель, формула которой имеет вид:

$$S_c(t) = S_{\text{мгн}} + \int_{\nu=0}^{\nu=t} \bar{K}(t-\nu) F(\nu) d\nu \quad (2.20)$$

где $S_{\text{мгн}}$ является мгновенной осадкой в момент t , $\bar{K}(t-\nu)$ представляет собой ядро ползучести, которое принимается равным $C_i \exp[\xi(t-\nu)]$.

А.З. Тер-Мартиросян в 2016 году [4] применял реологическую модель тела Шведова (рисунок 2.8 в) для описания упруго-вязко-пластического свойства окружающего грунта при взаимодействии с одиночной свайей. Формула прогноза изменяющейся во времени осадки сваи имеет вид:

$$S_c(t) = \frac{\pi a(1-\nu_0)}{4G_0} K(l) \left[\sigma_N - \frac{2a}{l} \frac{Q}{P} (1 - e^{-P \cdot t}) \right] \quad (2.21)$$

где $Q = B_3/B_1$; $P = B_2/B_1$; $B_1 = 1 + \frac{\pi l(1-\nu_0)K(l)G}{4G_0}$; $B_2 = G/\eta$; $B_3 = \frac{2\tau^* G(b-a)}{\eta a \ln(b/a)}$

a – радиус сваи; b – радиус грунтовой ячейки; τ^* – предельное сопротивление сдвигу, которое можно определить из условия прочности Кулона-Мора, $\tau_r = \sigma_m \tan \varphi + c$; σ_m – среднее напряжение.

η , G – вязкость и модуль сдвига окружающего грунта, соответственно; ν_0 , G_0 – коэффициент Пуассона и модуль сдвига подстилающего грунта под нижним концом сваи, соответственно; l – глубина погружения сваи; σ_N – напряжение, действующее на оголовок. $K(l)$ – безразмерный коэффициент, учитывающий глубину заложения пяты сваи и ее форму.

По сравнению с вышеуказанными методами расчета осадок свайных фундаментов, выражение (2.21) проявляет существенные преимущества, для получения теоретического решения (2.21) учитываются не только геометрические параметры сваи и грунтовой ячейки, но и механические и реологические параметры окружающего и подстилающего грунтов. Такие теоретические параметры не входят полностью в состав остальных формул. В

результате были добавлены эмпирические параметры и коэффициенты, которые требуют непосредственно полевые измерения на площадке. С помощью решения (2.21) можно прогнозировать развитие осадки свайных фундаментов со тщательным контролем за внесенными геометрическими, механическими и реологическими параметрами грунтового основания.

За последнее время появились многие решения задачи оценки длительной осадки свай круглого сечения при учете фактора времени, в том числе ползучести и релаксации с использованием моделей механических тел. Это подчеркивает важность учета реологических свойств грунтового основания в строительстве. До настоящего времени, еще отсутствуют специфические постановки и решения задачи взаимодействия барретных фундаментов с грунтовым основанием при учете их реологических свойств аналитическим методом. Очевидно, что возникла необходимость совершенствования метода расчета барретных фундаментов с учетом фактора времени. Постановка и решение данных расчетов будут проведены в следующих главах.

В главах 3 и 4 приводятся постановка и решение задачи по оценке осадки и несущей способности свай барреты на основе упругих, упруго-пластических и упруго-вязких моделей грунтов и среды. Такие постановка и решение существенно отличаются от приведенных выше в настоящей главе эмпирических формул, т.к. они имели частный характер и справедливы при заданных параметрах задач. Аналитические решения основаны на моделях грунтовой среды не зависят от расчетных моделей взаимодействия подземных конструкций т.к. одна и та же модель грунтовой среды можно использовать для решения задач о взаимодействии фундамента, свай, барреты, и др.

2.5. Выводы по главе

1. Для описания деформации образцов грунта, обладающего реологическими свойствами, применяются различные модели из механических тел, которые отображают упругим, вязким, пластичным, упруговязким, упруго-пластичным и упруго-вязко-пластическим элементами. Однако допустима возможность создавать обобщенные модели путем комбинации из нескольких элементов для описания сложные реологические процессы в соответствии с экспериментальными результатами.

2. Значительное количество факторов, которые оказывают влияние на развитие осадок свайных фундаментов во времени и сложность их учета в нахождении теоретических решений представляют собой причины того, что при разработке и совершенствовании методов расчета осадок свайных фундаментов необходимо принять ряд зависимостей, которые установлены испытаниями.

3. При взаимодействии грунтов со свайным фундаментом, учет реологических свойств грунтового основания необходим. Он оказывает значительное влияние на кривые осадок во времени, а также на особенности распределения воспринимаемой нагрузки на грунты через боковые поверхности и нижнего конца свай.

4. Необходимо совершенствовать существующие методы и разрабатывать современные методы расчета осадок барретных фундаментов аналитическим и численным учетами с учетом их реологические свойств, основанные на расчетных моделях грунтовой среды.

ГЛАВА 3. ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДИНОЧНОЙ БАРРЕТЫ С УЧЕТОМ ЛИНЕЙНЫХ И НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ ОКРУЖАЮЩИХ И ПОДСТИЛАЮЩИХ ГРУНТОВ

3.1. Общие положения о расчетной модели барреты

В настоящее время применение длинных баррет является одним из наиболее надежных вариантов фундамента глубокого заложения под высокие и крупные сооружения во всем мире и особенно в Юго-Восточных Азиатских странах. Однако в нормативных документах, проведены методы расчета осадки и несущей способности барретного фундамента на основе метода расчета свай круглого сечения, т.е. использованы приведенные геометрические характеристики в качестве исходных данных для барреты прямоугольного сечения.

Рассматриваемые одиночные барреты в настоящей работе считаются сжимаемыми и несжимаемыми при взаимодействии с упругими и упруго-пластическими свойствами грунтового массива, который может состоять из однородного подстилающего грунта, однородного и многослойного окружающего грунта.

3.2. Взаимодействие одиночной несжимаемой барреты с многослойным грунтовым основанием

Рассматриваем задачу взаимодействия одиночной барреты с многослойным грунтовым основанием. Допустим, что жесткость окружающего грунтового массива намного меньше жесткости материала барреты, т.е. баррета практически считается несжимаемой ($E_{\text{бр}} \gg E_{\text{гр}}$). К оголовку барреты приложим усилие N , которое воспринимается нижним концом R и боковой поверхностью T барреты. В соответствии с геометрическими особенностями барреты, имеющей прямоугольное сечение $2a \times 2b$, возникает трение на боковых поверхностях обозначим T_a и T_b , соответственно. Суммарная сила трения $T = 2T_a + 2T_b$. Требуется определить осадку S_R ; величины T и R . Для решения данной задачи, принимаем расчетную схему, представленную на рисунке 3.1.

Расчетная схема представляет взаимодействие барреты размером $2a \times 2b$ с многослойным грунтовым массивом $2A \times 2B$ и длиной L . При этом вдоль каждого слоя, действуют силы трения $T_{a1,2, \dots, n}$ и $T_{b1,2, \dots, n}$, причем индексами 1, 2, 3, ..., n обозначены номера слоев грунтов по порядку сверху вниз. Таким образом суммарная сила трения T принимается равным:

$$T = 2 \sum_{i=1}^n T_{a,i} + 2 \sum_{i=1}^n T_{b,i} \quad (3.1)$$

Граничные условия расчетной схемы фиксированы по вертикали и горизонтали. Под действием нагрузки N на оголовок барреты перемещаются вниз, в результате формируется суммарные касательные напряжения на поверхности барреты в целом. Эти напряжения с удалением от поверхности барреты убывают на определенное расстояние.

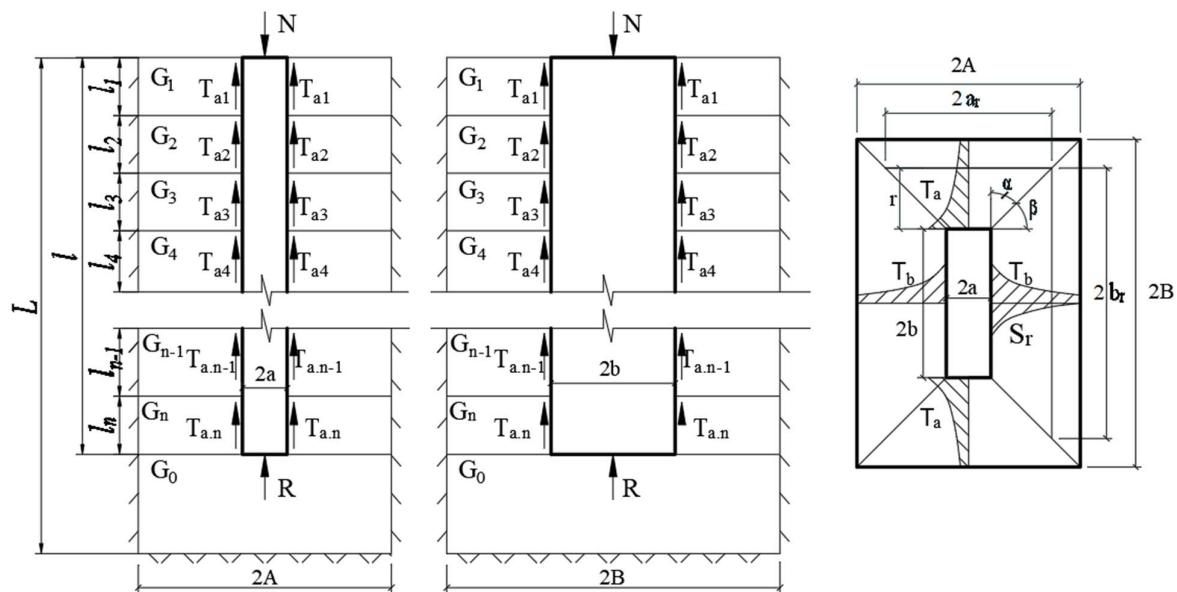


Рисунок 3.1 Расчетная схема задачи взаимодействия барреты с многослойной грунтовой прямоугольной призмой ячейки

Зависимость сдвиговой деформации $\gamma(r)$ от касательных напряжений $\tau(r)$ в грунте вокруг барреты имеет вид:

$$\gamma(r) = \frac{-dS(r)}{dr} = \frac{-\tau(r)}{G} \quad (3.2)$$

где $S(r)$ представляет осадку на расстоянии r в грунте от края барреты, а G является модулем сдвига грунта.

Касательное напряжение на расстоянии r в грунте от края барреты $\tau(r)$ находится в связи с силой трения на поверхности барреты т.е.

$$\tau(r) = \frac{T}{2a(r)l} \quad (3.3)$$

где $a(r) = a + r \cdot \operatorname{tg} \alpha$; (согласно рисунку 3.1). (3.4)

Согласно расчетной схеме, касательные напряжения на i -ом слое в соответствии с двумя сторонами $2a$ и $2b$ представлены в видах:

$$\tau_{a.i}(r) = \frac{T_{a.i}}{2(a + r \operatorname{tg} \alpha)l_i}; \quad \tau_{b.i}(r) = \frac{T_{b.i}}{2(b + r \operatorname{tg} \beta)l_i} \quad (3.5)$$

Отсюда отметим, что осадку грунта за счет касательных напряжений можно определить интегрированием (3.2) по r с учетом (3.5).

$$S_{a.i}(r) = \frac{-T_{a.i}}{2G_i l_i} \int \frac{dr}{(a + r \operatorname{tg} \alpha)} = \frac{-T_{a.i}}{2G_i l_i \operatorname{tg} \alpha} \ln(a + r \operatorname{tg} \alpha) + C_{a.i}$$

$$S_{b.i}(r) = \frac{-T_{b.i}}{2G_i l_i} \int \frac{dr}{(b + r \operatorname{tg} \beta)} = \frac{-T_{b.i}}{2G_i l_i \operatorname{tg} \beta} \ln(b + r \operatorname{tg} \beta) + C_{b.i} \quad (3.6)$$

Константы $C_{a.i}$ и $C_{b.i}$ могут быть определены из граничных условий, что на границе грунтовой ячейки при $r = B - b$; $S_{a.i}(B - b) = 0$; при $r = A - a$; $S_{b.i}(A - a) = 0$

$$C_{a.i} = \frac{T_{a.i}}{2G_i l_i \operatorname{tg} \alpha} \ln[a + (B - b) \operatorname{tg} \alpha]$$

$$C_{b.i} = \frac{T_{b.i}}{2G_i l_i \operatorname{tg} \beta} \ln[b + (A - a) \operatorname{tg} \beta] \quad (3.7)$$

Поставляя полученные константы $C_{a.i}$ и $C_{b.i}$ из (3.7) в (3.6), после некоторых преобразования получаем:

$$S_{a.i} = \frac{T_{a.i}}{2G_i l \operatorname{tg} \alpha} \ln \left[\frac{a + (B - b) \operatorname{tg} \alpha}{a} \right]$$

$$S_{b.i} = \frac{T_{b.i}}{2G_i l \operatorname{tg} \beta} \ln \left[\frac{b + (A - a) \operatorname{tg} \beta}{b} \right]$$
(3.8)

где $S_{a.i}$ и $S_{b.i}$ представляют собой осадки окружающего грунта в соответствии со стороной $2a$ и $2b$ на поверхностях барретты.

Осадку нижнего конца барретты получаем по известной зависимости осадки прямоугольного жесткого штампа с учетом коэффициента глубины $K_l < 1$ [38], т.е. и имеем:

$$S_R = \frac{\sigma_R (1 - \nu_0) a K_l w}{G_0} = \sigma_R K$$
(3.9)

где G_0 и ν_0 - параметры деформируемости подстилающего слоя; w - коэффициент, учитывающий формы штампа (квадрат, прямоугольник); σ_R - напряжение под нижним концом барретты; $K = (1 - \nu_0) a K_l w / G_0$.

$$K_1 = \frac{1}{(1 - \nu_0^2) w} \left\{ \begin{aligned} & \left[\frac{(1 + \nu_0)(3 - 4\nu_0)}{4\pi(1 - \nu_0)} \left[\ln \left[(n^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + n \right] + n \ln \left[\frac{(n^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + n}{n} \right] \right] \right. \\ & + \frac{(1 + \nu_0)(8\nu_0^2 - 12\nu_0 + 5)}{8\pi(1 - \nu_0)} \left[\ln \left[\frac{(m^2 n^2 + m^2 + 16)^{\frac{1}{2}} + m.n}{(m^2 n^2 + m^2 + 16)^{\frac{1}{2}} - m.n} \right] + \right. \\ & \left. \left. + n \ln \left[\frac{(m^2 n^2 + m^2 + 16)^{\frac{1}{2}} + m}{(m^2 n^2 + m^2 + 16)^{\frac{1}{2}} - m} \right] \right] \right. \\ & + \frac{2mn(1 + \nu_0)}{\pi(1 - \nu_0)(m^2 n^2 + m^2 + 16)^{\frac{1}{2}}} \left[(m^2 + 16)^{-1} + (m^2 n^2 + 16)^{-1} \right] \\ & \left. + \frac{2(1 + \nu_0)(2\nu_0 - 1)^2}{\pi m(1 - \nu_0)} \left[\arcsin \left[4n(m^2 + 16)^{\frac{1}{2}}(n^2 + 1)^{\frac{1}{2}} \right] + \right. \right. \\ & \left. \left. + \arcsin \left[4(m^2 n^2 + 16)^{\frac{1}{2}}(n^2 + 1)^{\frac{1}{2}} \right] - \frac{\pi}{2} \right] \right\} \quad (3.10) \end{aligned} \right.$$

$$m = 2a/l; n = b/a.$$

Из условия абсолютной жесткости барреты отметим, что осадки на поверхностях барреты $S_{a,i}$ и $S_{b,i}$ во всех слоях окружающего грунта и осадка S_R продавливания в подстилающий грунт нижнего конца барреты являются равными, т.е:

$$S_R = S_{a1} = S_{b1} = S_{a2} = S_{b2} = S_{a,i} = S_{b,i} = \dots = S_{a,n} = S_{b,n} \quad (3.11)$$

На основе полученного условия равенства (3.11), построим систему уравнения равновесия.

$$\begin{aligned} \frac{T_{a1}}{2l_1G_1} H_1 &= \frac{T_{b1}}{2l_1G_1} H_2; \quad \frac{T_{a2}}{2l_2G_2} H_1 = \frac{T_{b2}}{2l_2G_2} H_2; \quad \frac{T_{a2}}{2l_2G_2} H_1 = \frac{T_{b1}}{2l_1G_1} H_2; \\ \frac{T_{a,i}}{2l_iG_i} H_1 &= \frac{T_{b,i}}{2l_iG_i} H_2; \quad \frac{T_{a,i}}{2l_iG_i} H_1 = \frac{T_{a,i+1}}{2l_{i+1}G_{i+1}} H_1 \\ \frac{T_{a,n}}{2l_nG_n} H_1 &= \frac{T_{b,n}}{2l_nG_n} H_2; \quad \frac{T_{a,i}}{2l_iG_i} H_1 = \sigma_R K \end{aligned} \quad (3.12)$$

$$\text{где } H_1 = \frac{1}{\text{tg}\alpha} \ln \left[\frac{a + (B-b)\text{tg}\alpha}{a} \right]; \quad H_2 = \frac{1}{\text{tg}\beta} \ln \left[\frac{b + (A-a)\text{tg}\beta}{b} \right] \quad (3.13)$$

Рассматривая расчетную схему (рисунок 3.1), получаем:

$$T + R = N \quad (3.14)$$

где T – суммарная сила трения на всех боковых поверхностях барреты; R – сила реакции под нижним концом барреты. N – нагрузка, приложенная к оголовку барреты.

Исходное выражение (3.14) может быть представлено в виде:

$$2T_{a1} + 2T_{b1} + 2T_{a2} + 2T_{b2} + \dots + 2T_{a,n} + 2T_{b,n} + 4ab\sigma_R K = N \quad (3.15)$$

Совмещая (3.15) с (3.12) получаем систему уравнения для нахождения усилий, возникающего в грунтовом массиве при взаимодействии с барретой.

$$\begin{aligned}
\frac{T_{a,i}}{2l_i G_i} H_1 &= \frac{T_{b,i}}{2l_i G_i} H_2; \quad \frac{T_{a,i}}{2l_i G_i} H_1 = \frac{T_{a,i+1}}{2l_{i+1} G_{i+1}} H_1 \\
\frac{T_{a,n}}{2l_n G_n} H_1 &= \frac{T_{b,n}}{2l_n G_n} H_2; \quad \frac{T_{a,i}}{2l_i G_i} H_1 = \sigma_R K \\
2 \sum_{i=1}^n T_{a,i} + 2 \sum_{i=1}^n T_{b,i} + 4ab\sigma_R K &= N
\end{aligned} \tag{3.16}$$

Решение системы уравнения (3.16) имеет вид:

$$\begin{aligned}
T_{a1} &= \frac{G_1 \cdot l_1 \cdot H_2 \cdot K \cdot N}{2 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}; \quad T_{b1} = \frac{G_1 \cdot l_1 \cdot H_1 \cdot K \cdot N}{2 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]} \\
T_{a,i} &= \frac{G_i \cdot l_i \cdot H_2 \cdot K \cdot N}{2 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}; \quad T_{b,i} = \frac{G_i \cdot l_i \cdot H_1 \cdot K \cdot N}{2 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]} \\
T_{a,n} &= \frac{G_n \cdot l_n \cdot H_2 \cdot K \cdot N}{2 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}; \quad T_{b,n} = \frac{G_n \cdot l_n \cdot H_1 \cdot K \cdot N}{2 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]} \\
\sigma_R &= \frac{H_1 \cdot H_2 \cdot N}{4 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}; \quad S_R = \sigma_R K = \frac{K \cdot H_1 \cdot H_2 \cdot N}{4 \left[K \left(\sum_{i=1}^n G_i l_i \right) (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}
\end{aligned} \tag{3.17}$$

При взаимодействии барреты с однородным окружающим грунтом, система уравнение (3.17) переходит в новую форму:

$$\begin{aligned}
T_a &= \frac{K \cdot G \cdot l \cdot H_2 \cdot N}{2 \left[K G l (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}; \quad T_b = \frac{K \cdot G \cdot l \cdot H_1 \cdot N}{2 \left[K G l (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]} \\
\sigma_R &= \frac{H_1 \cdot H_2 \cdot N}{4 \left[K G l (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}; \quad S_R = \sigma_R K = \frac{K \cdot H_1 \cdot H_2 \cdot N}{4 \left[K G l (H_1 + H_2) + H_1 H_2 ab \right]}
\end{aligned} \tag{3.18}$$

где G, l – модуль сдвига окружающего грунта и глубина погружения барреты.

Таким образом поставленная в этом разделе настоящей работы, задача решена. Показана существенная зависимость σ_R и $T_{a1}, T_{b1}, \dots, T_{a,n}, T_{b,n}$ от деформационных параметров окружающего и постилающего грунтов;

$(G_i / G_0; G_n / G_0)$, $(i=1 \dots n)$, и также геометрических параметров барретты (a, b, l_i, l_n) , $(i = 1 \dots n)$ и прямоугольного столба, вмещающего баррету $(2A \times 2B \times L)$.

Очевидно, что при определенном соотношении этих параметров усилие на нижнем конце барретты R может меняться в широких пределах от нуля и до конечных значений. Определяя расчетную величину σ_R в линейной постановке следует проверить степень её приближения к предельному состоянию ($\sigma_R < \sigma_R^*$). Такую проверку можно осуществить по формуле Л.Прандтля [3] в виде:

$$\sigma_R^* = (\gamma d + c_0 \cdot \text{ctg} \varphi_0) \frac{1 + \sin \varphi_0}{1 - \sin \varphi_0} e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi_0} - c_0 \cdot \text{ctg} \varphi_0 \quad (3.19)$$

где: d - глубина на уровне подошвы барретты; γ - удельный вес грунта в пределах от поверхности грунта до глубины d ; c_0 и φ_0 - параметры прочности подстилающего слоя грунта.

Рассматриваем пример: $N=50000$ кН; $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $A = 3.75$ м; $B = 4.5$ м; $l_1 = 25$ м; $l_2 = 15$ м; $\alpha = \beta = 45^\circ$; $K_1 = 0.72$; $G_1 = 4400$ кПа; $G_2 = 6000$ кПа; $G_0 = 30000$ кПа; $\omega = 1.22$; $\nu_0 = 0.25$; $\gamma = 19$ кН/м³; $d = 40$ м; $\varphi_0 = 19^\circ$; $c_0 = 60$ кПа. С помощью ПК Mathcad, получаем $T_{a1} = 4505$ кПа; $T_{a2} = 3686$ кПа; $T_{b1} = 6599$ кПа; $T_{b2} = 5400$ кПа; $\sigma_R = 2138$ кПа; $\sigma_R^* = 3967$ кПа; $S_R = 0.033$ м.

Зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим и численным методами, представлено на рисунке 3.2. Как видно из рисунка 3.2 расхождение между двумя методами составляет около 3%.

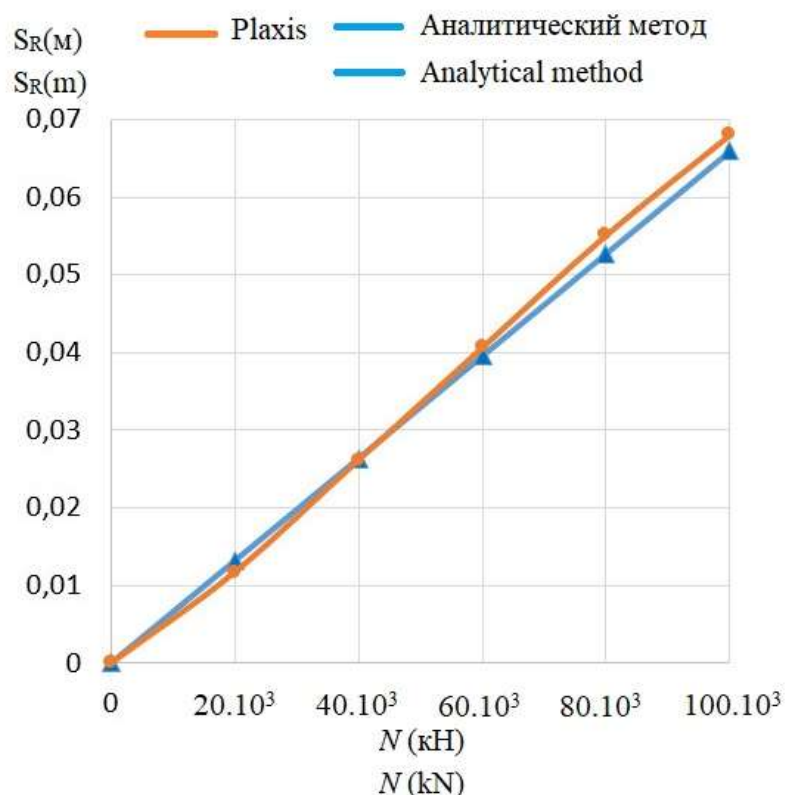


Рисунок 3.2 Графики «нагрузка – осадка», полученные аналитическим методом по формуле (3.17) и численным методом в Plaxis 3D

3.3. Взаимодействие одиночной сжимаемой барретты с двухслойным основанием

При восприятии нескольких тысяч тонн, ствол барретты деформируется и передает нагрузку на грунтовое основание преодолевая силы трения на боковой поверхности и силу реакции под нижним концом барретты. В разделе 3.2 касательные напряжения равномерно распределяются по мощности слоев окружающего грунта. Так, это явление объясняется отсутствием деформации ствола барретты по глубине. При учете сжимаемости материала барретты, распределение касательных напряжений будет существенно отличаться от рассмотренного варианта в разделе 3.2. Этот факт существенно осложняет расчет осадки барретных фундаментов при взаимодействии с грунтовым массивом. Очевидно, что с ростом длины барретты, доля нагрузки на ее боковую поверхность растет и может достичь до 70-80%, а иногда до 90-100%, т.е. на пяту

сваи приходится незначительная нагрузка. В таких случаях говорят, его нижний конец сваи не работает. С ростом жесткости подстилающего слоя при прочих равных условиях растёт и доля нагрузки на нижний конец барретты. Расчетная схема взаимодействия сжимаемой барретты с окружающим и подстилающим грунтами представлена на рисунке 3.3.

Рассматриваем взаимодействие длинной сжимаемой барретты с окружающим и подстилающим грунтами. Поместим начало координат $z=0$ на нижнем конце в линейной барретты. Из рассмотрения условия равновесия элементарного слоя dz грунтового параллельного массива вмещающего барретту по [39-44] следует, что приращение напряжения в стволе барретты на $d\sigma_b$ уравновешивается касательными напряжениями на контакте барретты окружающих грунтов $\tau_{a,z}$, $\tau_{b,z}$ причем:

$$2a \cdot 2b \cdot d\sigma_b = (4 \cdot \tau_a \cdot a + 4 \cdot \tau_b \cdot b) \cdot dz \quad (3.20)$$

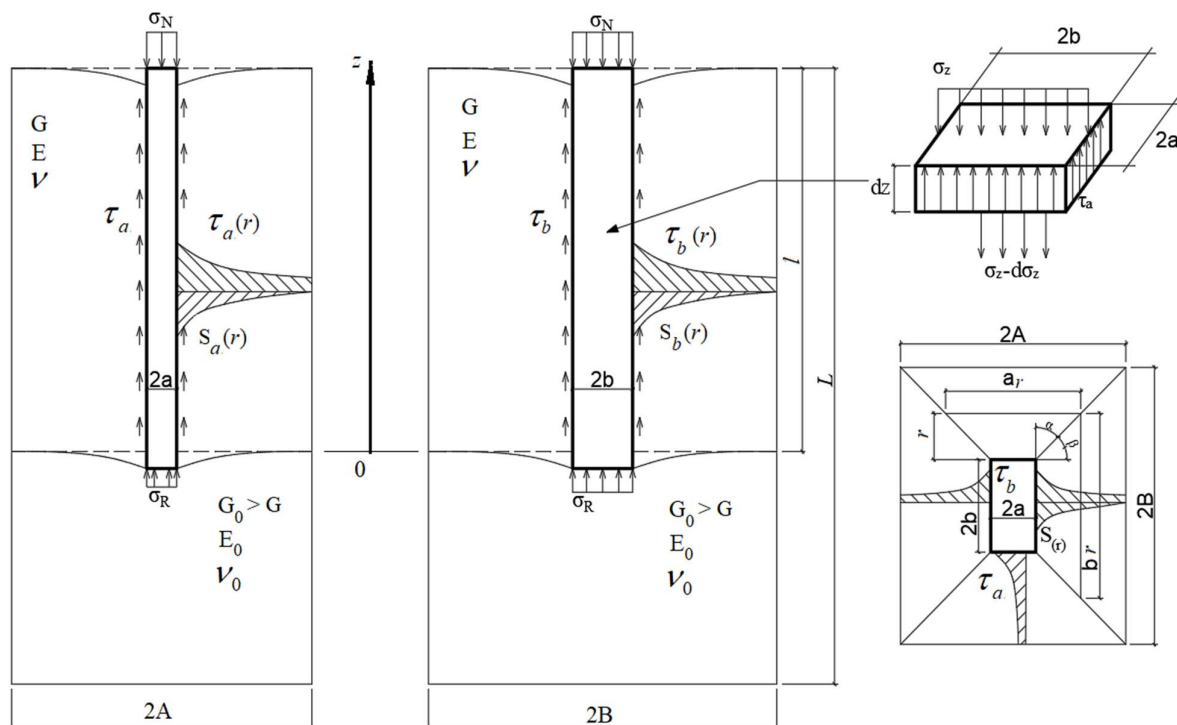


Рисунок 3.3 Расчетная схема задачи взаимодействия сжимаемой барретты с окружающим и подстилающим грунтами.

После преобразования выражение (3.20) получаем:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \frac{\tau_a \cdot a + \tau_b \cdot b}{a \cdot b} \quad (3.21)$$

Очевидно что, на одной и той же глубине z деформации барреты на 4-х сторонах не отличаются друг от друга, т.е. $S_a(z) = S_b(z)$. Данное равновесие превращается в новую форму вида:

$$\frac{\tau_a \cdot a}{2G \operatorname{tg} \alpha} \ln \left[\frac{a + (B - b) \operatorname{tg} \alpha}{a} \right] = \frac{\tau_b \cdot b}{2G \operatorname{tg} \beta} \ln \left[\frac{b + (A - a) \operatorname{tg} \beta}{b} \right] \quad (3.22)$$

и окончательно
$$\tau_b = \tau_a \frac{a H_1}{b H_2} \quad (3.23)$$

где H_1 и H_2 определяются по (3.13)

С учетом выражения (3.23) уравнение (3.21) представляется следующим образом:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \frac{\tau_a \cdot a + \tau_a \cdot a \cdot \frac{H_1}{H_2}}{a \cdot b} = \tau_a \cdot \frac{(H_2 + H_1)}{b \cdot H_2} \quad (3.24)$$

Из условия линейного деформированной барреты, получаем:

$$\sigma_b(z) = \varepsilon_z \cdot E_{\sigma} = (dS / dz) \cdot E_{\sigma} \quad (3.25)$$

Дифференцируя это выражение по z получаем:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \frac{d^2 S}{dz^2} \cdot E_{\sigma} \quad (3.26)$$

Из условия отсутствия проскальзывания ($S_{\sigma}(z) = S_a(z)$) в пределах длины барреты получаем дифференциальное уравнение второго порядка, которое представлено в виде:

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda^2 \cdot S = 0 \quad (3.27)$$

где

$$\lambda^2 = \frac{G_0 \cdot (H_2 + H_1)}{E_\sigma \cdot a \cdot b \cdot H_1 \cdot H_2} \left[\frac{1}{\text{см}^2} \right] \quad (3.28)$$

E_σ - модуль упругости материала барреты.

Решение дифференциального уравнения второго порядка (3.27) имеет вид:

$$S(z) = C_1 \cdot sh\lambda z + C_2 \cdot ch\lambda z \quad (3.29)$$

где C_1 и C_2 постоянные интегрирования, определяющиеся из граничных условий следующим образом.

при $z = 0$; $S = S_R$; $sh0 = 0$; $ch0 = 1$; при $z = l$; $\frac{dS}{dz} = C_1 \cdot \lambda ch\lambda z + C_2 \cdot \lambda sh\lambda z = \varepsilon(z)$ (3.30)

Оттуда получаем значения C_1 и C_2 :

$$C_2 = S_R; \quad C_1 = \frac{\sigma_N}{E_\sigma \cdot \lambda \cdot ch\lambda l} - S_R \cdot \frac{sh\lambda l}{ch\lambda l} \quad (3.31)$$

Подставляя полученные значения из (3.31) в (3.29) получаем выражение осадки сжимаемой барреты по глубине

$$S(z) = \left(\frac{\sigma_N}{E_\sigma \cdot \lambda \cdot ch\lambda l} - S_R \cdot \frac{sh\lambda l}{ch\lambda l} \right) \cdot sh\lambda z + S_R \cdot ch\lambda z \quad (3.32)$$

$$S(z) = \left(\frac{\sigma_N}{E_\sigma \cdot \lambda \cdot ch\lambda l} - \sigma_R K \cdot \frac{sh\lambda l}{ch\lambda l} \right) \cdot sh\lambda z + \sigma_R K \cdot ch\lambda z \quad (3.33)$$

где $S_R = \sigma_R K$ - осадка продавливания пяты барреты на подстилающий грунт, определяется по формуле (3.9).

Дифференцируя (3.33) по z получаем:

$$\frac{dS_z}{dz} = \varepsilon(z) = \frac{\sigma(z)}{E_\sigma} = \left[\frac{\sigma_N}{E_\sigma \cdot ch\lambda l} - \sigma_R K \cdot \lambda \frac{sh\lambda l}{ch\lambda l} \right] \cdot ch\lambda z + \sigma_R K \cdot \lambda \cdot sh\lambda z \quad (3.34)$$

Выражение вертикального напряжения в стволе барреты по глубине имеет вид:

$$\sigma_b(z) = \left[\frac{\sigma_N}{ch\lambda l} - \sigma_R \cdot K \cdot \lambda \cdot E_\sigma \frac{sh\lambda l}{ch\lambda l} \right] \cdot ch\lambda z + \sigma_R \cdot K \cdot \lambda \cdot E_\sigma \cdot sh\lambda z \quad (3.35)$$

$$\sigma_b(z=0) = \sigma_R = \frac{\sigma_N}{ch\lambda l + K \cdot \lambda \cdot E_\sigma \cdot sh\lambda l} \quad (3.36)$$

При расчете необходимо подтвердить, что поведение грунтового основания подчиняется линейной постановке согласно условию $\sigma_R < \sigma_R^*$ в (3.19).

С учетом полученного выражения (3.36), зависимость осадки одиночной барреты конечной жесткости от глубины z имеет вид:

$$S_b(z) = \sigma_N \cdot V_1 \cdot sh\lambda z + \sigma_N \cdot V_2 \cdot ch\lambda z \quad (3.37)$$

$$\text{где } V_1 = \frac{1}{E_\sigma \cdot \lambda \cdot ch\lambda l} - \frac{K \cdot sh\lambda l}{(ch\lambda l)^2 + K \cdot \lambda \cdot E_\sigma \cdot sh\lambda l \cdot ch\lambda l}; \quad V_2 = \frac{K}{ch\lambda l + K \cdot \lambda \cdot E_\sigma \cdot sh\lambda l} \quad (3.38)$$

Закономерность распределения касательных напряжений на поверхности барреты определяется сопоставлением осадки, полученной за счет касательного напряжения с осадкой, полученной за счет сжатия ствола барреты, т.е:

$$\begin{aligned} \tau_a(z) &= \sigma_N \frac{V_1 \cdot G}{a \cdot H_1} sh\lambda z + \sigma_N \frac{V_2 \cdot G}{a \cdot H_1} ch\lambda z \\ \tau_b(z) &= \sigma_N \frac{V_1 \cdot G}{a \cdot H_2} sh\lambda z + \sigma_N \frac{V_2 \cdot G}{a \cdot H_2} ch\lambda z \end{aligned} \quad ; \quad (3.39)$$

Интегрируя выражение (3.39) по z от 0 до 1 получаем значения сил трения на поверхностях барреты по стороне 2a и 2b, T_a и T_b :

$$\begin{aligned} T_a &= 2a \int_0^1 \tau_a(z) dz = 2 \cdot a \cdot \sigma_N \cdot \frac{V_1 \cdot G}{\lambda \cdot H_1} [ch\lambda l - 1] + 2 \cdot a \cdot \sigma_N \cdot \frac{V_2 \cdot G}{\lambda \cdot H_1} \cdot sh\lambda l \\ T_b &= 2b \int_0^1 \tau_b(z) dz = 2 \cdot b \cdot \sigma_N \cdot \frac{V_1 \cdot G}{\lambda \cdot H_2} [ch\lambda l - 1] + 2 \cdot b \cdot \sigma_N \cdot \frac{V_2 \cdot G}{\lambda \cdot H_2} \cdot sh\lambda l \end{aligned} \quad (3.40)$$

Рассмотрим пример $N = 45000$ кН; $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $A = 3.75$ м; $B = 4.5$ м; $l = 30$ м; $\alpha = \beta = 45^0$; $K_l = 0.72$; $G = 5000$ кПа; $G_0 = 30000$ кПа; $\omega = 1.22$; $\nu_0 = 0.25$; $\gamma = 19$ кН/м³; $d = 30$ м; $\varphi_0 = 19^0$; $c_0 = 60$ кПа.

Тогда получаем $\sigma_R = 2294$ кПа; $\sigma_R^* = 3967$ кПа; $\sigma_{30} = 1.5 \cdot 10^4$ кПа; $T_a = 7034.3$ кН; $T_b = 20610$ кН; $S_R = 0.035$ м; $S_{30} = 0.041$ м.

Зависимости $\tau_a(z)$, $\tau_b(z)$, $\sigma_b(z)$ и $S_b(z)$ от глубины при различных значениях длины барретты $l_1 = 30$ м; $l_2 = 40$ м; $l_3 = 50$ м представлены на рисунках 3.4; 3.5; 3.6 и 3.7.

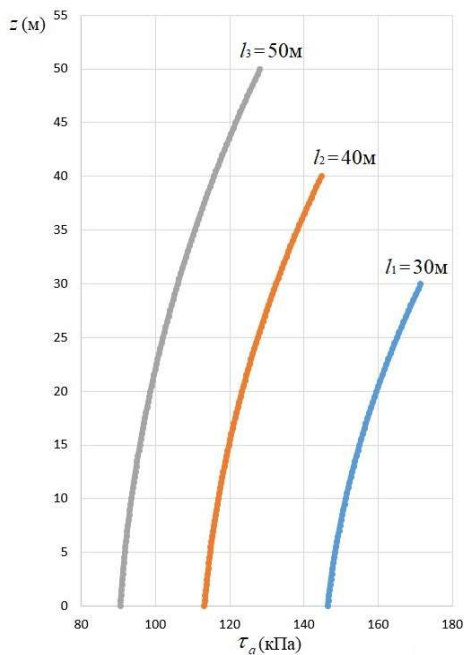


Рисунок 3.4 Кривая зависимости $\tau_a(z)$ по боковой поверхности барретты от глубины

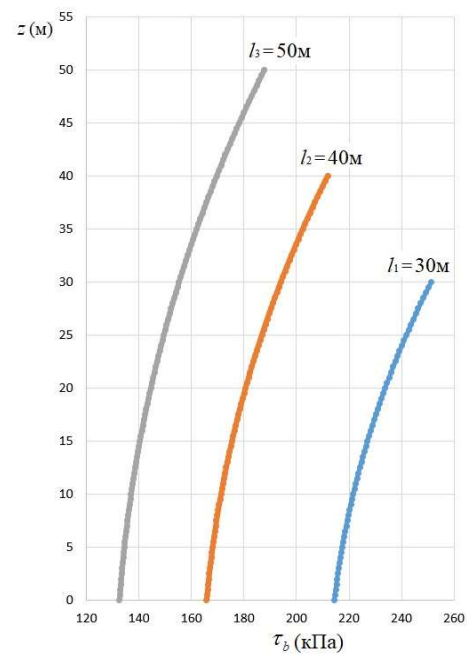


Рисунок 3.5 Кривая зависимости $\tau_b(z)$ по боковой поверхности барретты от глубины

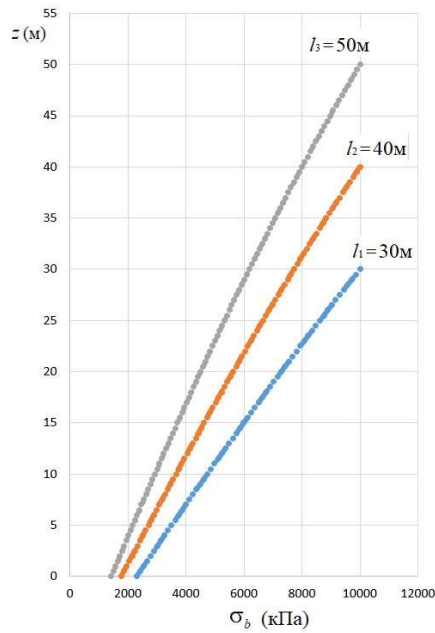


Рисунок 3.6 Кривая зависимости $\sigma_b(z)$ от глубины

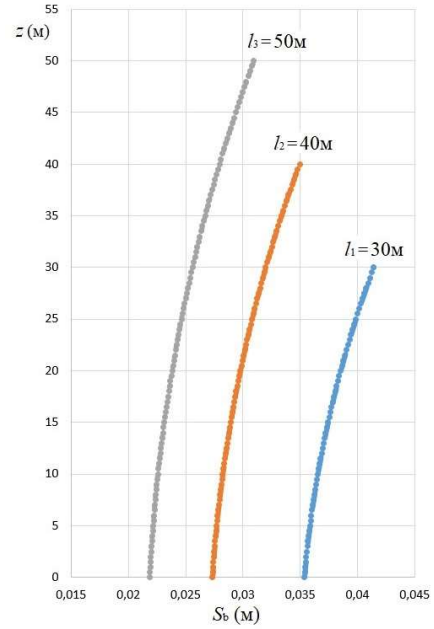


Рисунок 3.7 Кривая зависимости $S_b(z)$ от глубины

Зависимости осадки на уровне оголовка барреты от нагрузки, полученные аналитическим и численным методами, представлено на рисунке 3.8. Как видно из рисунка 3.8 расхождение между двумя методами составляет около 7%

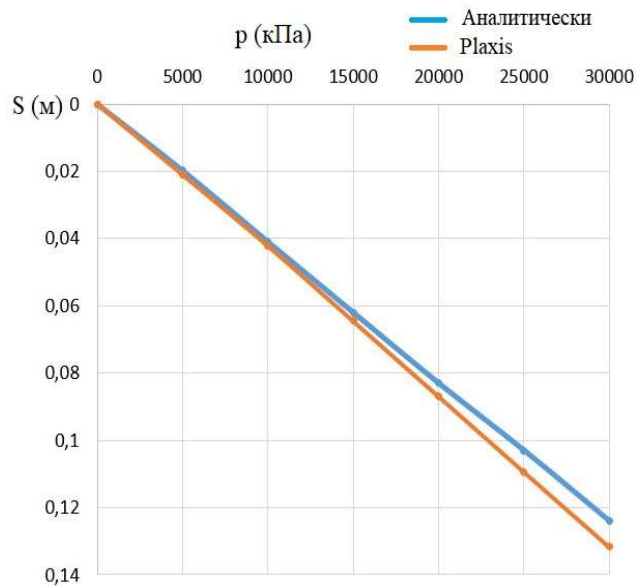


Рисунок 3.8 Графики «нагрузка – осадка», полученные аналитическим методом по формуле (3.47) и численным методом в Plaxis 3D.

3.4. Взаимодействие одиночной барреты с двухслойным массивом с учетом их нелинейных свойств

В качестве расчетной для решения поставленной задачи примем геомеханическую модель в виде грунтовой колонны конечных размеров (L ; $2A \times 2B$), вмещающей баррету длиной l и размерами $2a \times 2b$ полагая, что влияние барреты ограничен размерами $2A \times 2B$, где осадка грунта равна нулю (рисунок 3.9).

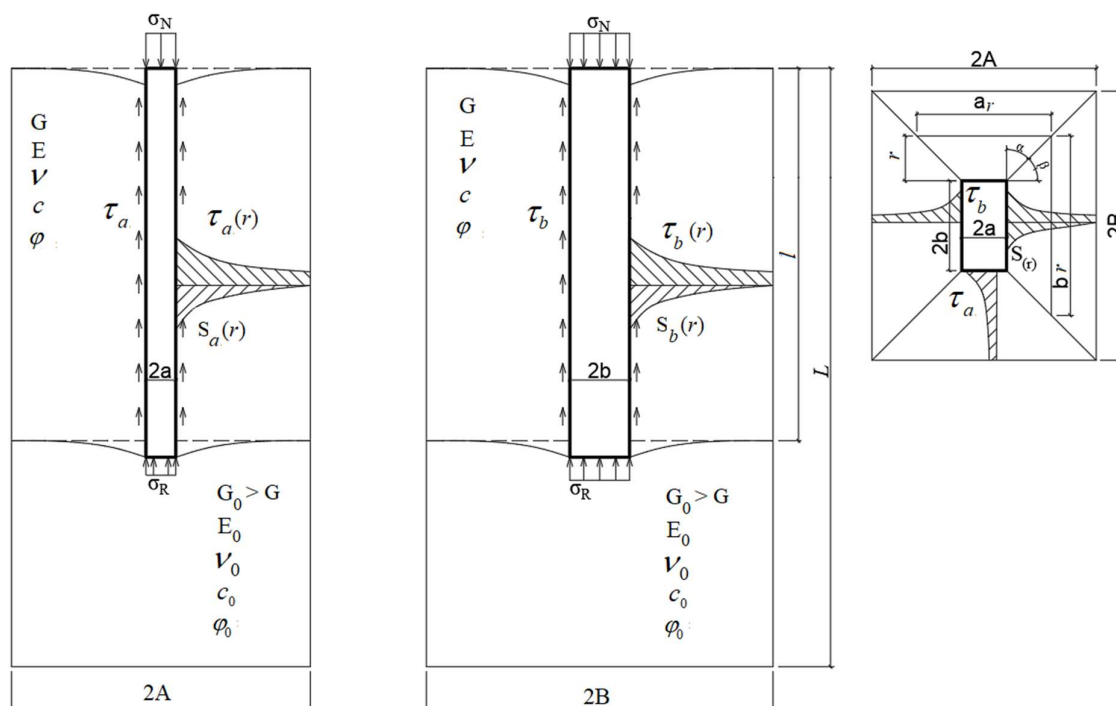


Рисунок 3.9 Расчетная схема задачи взаимодействия одиночной абсолютно жесткой барреты с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их нелинейных свойств

В качестве расчетной для количественной оценки НДС окружающего грунта, обладающего упруго-пластическим свойством, при взаимодействии с одиночной барретой, принято нелинейная модель С.П. Тимошенко [45, 48]. Для случая описания нелинейной сдвиговой деформации от касательного напряжения, имеем:

$$\gamma(r) = \frac{\tau(r)}{G} \cdot \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau(r)} \quad (3.41)$$

где $\gamma(r)$ - сдвиговая деформация, зависящая от расстояния r от края барреты; $\tau(r)$ и τ^* - действующее и предельное касательное напряжение в окружающем грунте, причем $\tau^* = \sigma_m \tan \varphi + c$; φ и c - параметры прочности грунта; σ_m - среднее напряжение:

$$\sigma_m(z) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_1 \cdot \xi}{3} = \gamma z \frac{1 + 2\xi}{3} \quad (3.42)$$

$\sigma_1 = \gamma z$ - наибольшее главное напряжение; $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_1 \cdot \xi$ - наименьшее главное напряжение; $\xi = \nu / (1 - \nu)$ - коэффициент бокового давления грунта, ν - коэффициент Пуассона.

Согласно эпюре распределения σ_m по глубине предельное значение силы трения по стороне 2a определяется следующим образом:

$$T_a^* = \int_0^l 2a \cdot \tau^* dz = \int_0^l \left[2a \left(\gamma z \frac{1 + 2\xi}{3} \right) \tan \varphi + c \right] dz = \gamma l^2 a \frac{1 + 2\xi}{3} \tan \varphi + 2al \cdot c \quad (3.43)$$

аналогично для силы трения по стороне 2b, получаем:

$$T_b^* = \int_0^l 2b \cdot \tau^* dz = \int_0^l \left[2b \left(\gamma z \frac{1 + 2\xi}{3} \right) \tan \varphi + c \right] dz = \gamma l^2 b \frac{1 + 2\xi}{3} \tan \varphi + 2bl \cdot c \quad (3.44)$$

Для удобства расчета, примем, что касательное напряжение и приведенное предельное сопротивление сдвигу окружающего грунта τ_n^* равномерно распределяются вдоль тела барреты, т.е. τ_n^* определяется следующим образом:

$$\tau_n^* = \frac{T_a^*}{2al} = \frac{T_b^*}{2bl} \quad (3.45)$$

С учетом выражений (3.5) и (3.45) нелинейная зависимость сдвиговой деформации (3.41) записывается в виде:

$$\gamma_a(r) = \frac{T_a}{2Gl(a + r.tg\alpha)} \cdot \frac{\frac{T_a^*}{2al}}{\frac{T_a^*}{2al} - \frac{T_a}{2l(a + r.tg\alpha)}} \quad (3.46)$$

$$\gamma_a(r) = \frac{T_a^*}{2Gl} \cdot \frac{T_a}{(a + r.tg\alpha)T_a^* - a.T_a} \quad (3.47)$$

Аналогично для сдвиговой деформации по стороне 2b, получаем:

$$\gamma_b(r) = \frac{T_b^*}{2Gl} \cdot \frac{T_b}{(b + r.tg\beta)T_b^* - b.T_b} \quad (3.48)$$

Осадки грунта за счет касательных напряжений можно определить интегрированием (3.47) и (3.48), т.е. получаем:

$$S_a(r) = \int \gamma_a(r) dr = \frac{T_a^*}{2Gl} \cdot \int \frac{T_a dr}{(a + r.tg\alpha)T_a^* - a.T_a} \quad (3.49)$$

$$S_b(r) = \int \gamma_b(r) dr = \frac{T_b^*}{2Gl} \cdot \int \frac{T_b dr}{(b + r.tg\beta)T_b^* - b.T_b}$$

$$S_a(r) = \frac{-T_a}{2Gltg\alpha} \cdot \ln \left[(a + r.tg\alpha)T_a^* - a.T_a \right] + C_a \quad (3.50)$$

$$S_b(r) = \frac{-T_b}{2Gltg\beta} \cdot \ln \left[(b + r.tg\beta)T_b^* - b.T_b \right] + C_b$$

где C_a и C_b - постоянные интегрирования, которые определяются из граничных условий.

Из условия абсолютно жесткой барреты, приходим к зависимости вида $S_a(r = B - b) = S_b(A - a) = 0$. При этом C_a и C_b имеют виды:

$$C_a = \frac{T_a}{2Gltg\alpha} \cdot \ln \left[(a + (B - b).tg\alpha)T_a^* - a.T_a \right] \quad (3.51)$$

$$C_b = \frac{T_b}{2Gltg\beta} \cdot \ln \left[(b + (A - a).tg\beta)T_b^* - b.T_b \right]$$

Подставляя (3.51) в (3.50), при $r = 0$; осадки S_a и S_b принимают максимальные значения:

$$S_a = \frac{T_a}{2G l \operatorname{tg} \alpha} \cdot \ln \left[\frac{(a + (B - b) \cdot \operatorname{tg} \alpha) T_a^* - a \cdot T_a}{T_a^* - T_a} \right]$$

$$S_b = \frac{T_b}{2G l \operatorname{tg} \beta} \cdot \ln \left[\frac{(b + (A - a) \cdot \operatorname{tg} \beta) T_b^* - b \cdot T_b}{T_b^* - T_b} \right] \quad (3.52)$$

Упругую осадку нижнего конца барреты в подстилающий грунт вычисляют по формуле (3.9), т.е:

$$S_R = \frac{\sigma_R (1 - \nu_0) a K_l \omega}{G_0} = \sigma_R K \quad (3.53)$$

При учете упруго-пластического свойства подстилающего грунта в первом приближении можно записать, что:

$$S_R = \sigma_R \cdot \frac{(1 - \nu_0) a K_l \omega}{G_0} \cdot \frac{\sigma_R^*}{\sigma_R^* - \sigma_R} \quad (3.54)$$

где σ_R^* - предельное значение напряжения под пятой барреты, которую можно определить по формуле (3.18).

Из условия несжимаемости барреты можно записать, что:

$$S_a = S_b = S_R \quad (3.55)$$

Согласно расчетной схеме (рисунок 3.5) уравнение равновесия можно записать в виде:

$$T + R = N \quad (3.56)$$

$$2T_a + 2T_b + 4ab\sigma_R = 4ab\sigma_N \quad (3.57)$$

где T - суммарное значение силы трения по боковой поверхности барреты, которое состоит из составляющих компонентов по сторонам $2a$ и $2b$.

$T = 2T_a + 2T_b$; R – сила реакции на пяте барреты, $R = 4ab\sigma_R$; N – нагрузка, приложенная к оголовку барреты, $N = 4ab\sigma_N$.

Совмещая выражения (3.52), (3.54), (3.55) и (3.57) получаем систему уравнения равновесия.

$$\frac{T_a}{tg\alpha} \cdot \ln \left[\frac{(a + (B - b) \cdot tg\alpha) T_a^* - a \cdot T_a}{T_a^* - T_a} \right] = \frac{T_b}{tg\beta} \cdot \ln \left[\frac{(b + (A - a) \cdot tg\beta) T_b^* - b \cdot T_b}{T_b^* - T_b} \right]$$

$$\frac{T_a}{2Gltg\alpha} \cdot \ln \left[\frac{(a + (B - b) \cdot tg\alpha) T_a^* - a \cdot T_a}{T_a^* - T_a} \right] = \sigma_R \cdot \frac{(1 - \nu_0) a K_l \omega}{G_0} \cdot \frac{\sigma_R^*}{\sigma_R^* - \sigma_R} \quad (3.58)$$

$$2T_a + 2T_b + 4ab\sigma_R = 4ab\sigma_N$$

Система уравнения (3.58) является трансцендентной, решение которой можно получить с помощью ПК MATHCAD.

Рассматриваем пример $\sigma_N = 5000$ кПа; $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $2A = 7,5$ м; $2B = 9$ м; $l = 30$ м; $\alpha = \beta = 45^0$; $K_l = 0,72$; $G = 5000$ кПа; $G_0 = 30000$ кПа; $\omega = 1.22$; $\nu_0 = 0.25$ $\gamma = 18$ кН/м³; $d = 30$ м; $\varphi = 25^0$; $c = 20$ кПа; $\varphi_0 = 19^0$; $c_0 = 60$ кПа.

Тогда получаем $\sigma_R^* = 3967$ кПа; $\sigma_R = 1390$ кПа; $\tau_n^* = 93$ кПа; $T_a = 3444.95$ кН
 $T_b = 4677.3$ кН; $S_R = 0.033$ м.

Кривые зависимости напряжения под пятой барреты σ_R и осадки барреты S_R от сил трения по боковой поверхности T_a и T_b представлены на рисунках 3.10, 3.11 и 3.12.

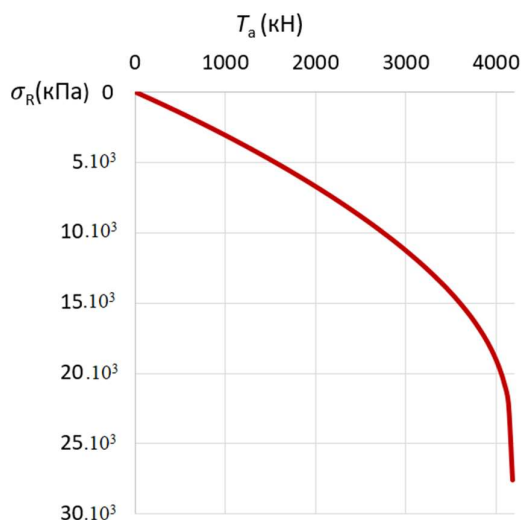


Рисунок 3.10 Кривая зависимость σ_R от T_a

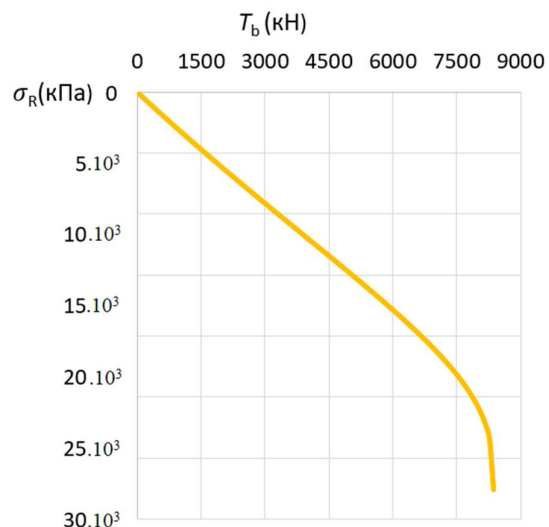
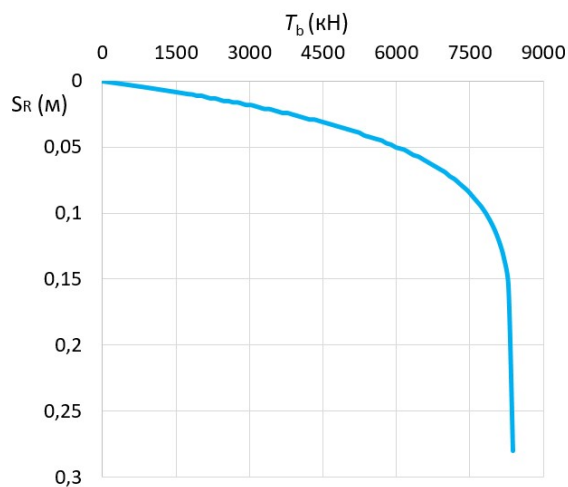
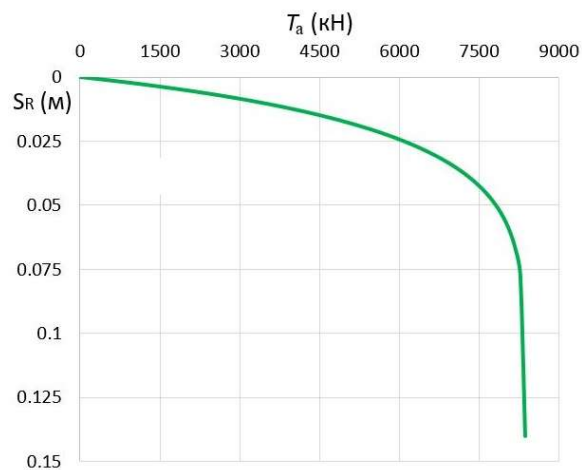


Рисунок 3.11 Кривая зависимость σ_R от T_b



a



б

Рисунок 3.12 Кривые зависимости S_R от T_b (а); S_R от T_a (б)

3.5. Осадка и несущая способность грунтового основания под нижним концом барреты с учетом глубины заложения барреты

Приводится постановка и аналитическое решение задачи по количественной оценке осадки, несущей способности подстилающего грунта под нижним концом барреты с учетом его линейных и не линейных свойств, а также

остаточных напряжений в них при наличии переуплотненных грунтов. Согласно стадийности устройства барреты, подстилающий грунт под пятой барреты нагружен после разработки траншеи и бетонирования. Для количественной оценки напряженного состояния (НС) основания от напряжения σ_R (кПа), приложенного по площади прямоугольника ($2a \times 2b$) на заданной глубине h (м) воспользуемся решением задачи Буссинеска (1885) [13]. Оно позволяет определить компоненты НС основания на любой вертикали $M(x,y)$, при $z > 0$, в том числе σ_z и $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$. Система физических уравнений Генки (1924) [118], включающая линейные и нелинейные расчетные модели грунтов основания позволяет описать связь между напряжениями и деформациями и их скоростями. В качестве параметров этих моделей грунта входят модули объемной и сдвиговой деформаций, которые в общем случае зависят от среднего напряжения σ_m и интенсивных напряжений $\sigma_i = \sigma_1 = \sigma_3$, т.е. $K(\sigma_m)$ и $G(\sigma_m, \tau_i)$. Согласно системе уравнений Генки любую деформацию $(\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z)$ можно представить в виде суммы из девиаторной и объемной составляющей например $\varepsilon_z = \varepsilon_{z\gamma} + \varepsilon_{zv}$, причем $\varepsilon_{zv} = \sigma_m / K(\sigma_m)$, $\varepsilon_{z\gamma} = (\sigma_z - \sigma_m) / 2G(\sigma_m, \tau_i)$. Отметим, что при $G = const$ и $K = const$ система уравнений Генки переходят в систему Гука.

Известно, что если подстилающий грунт под нижним концом барреты обладает свойствами нелинейности при объемных деформациях по С.С. Григоряну [13] и упруго-пластическими свойствами при сдвиге по С.П. Тимошенко [45, 47], то расчетная зависимость деформаций слоев в составе сжимаемой толщи основания при условии $\varepsilon_x \neq 0$, $\varepsilon_y \neq 0$ имеет криволинейный характер, в том числе двойную кривизну. Также суммарная зависимость осадки основания и приложенной нагрузки на нее $S - P$ будут иметь нелинейный характер в том числе с двойной кривизной. Отметим, что расчеты осадок свайных фундаментов, согласно действующим нормативным документам [9, 48] базируется на систему уравнений Гука, а также на условии отсутствия

горизонтальных деформаций слоев $\varepsilon_x = 0$, $\varepsilon_y = 0$. Эти ограничения дают возможность лишь косвенно учитывать нелинейную связь $\varepsilon - \sigma$ путем определения модуля деформации в зависимости от $\sigma_{z,i}$ с помощью компрессионной кривой. При этом расчет осадки возможен определить по зависимости $S_i = \sigma_{zi} \Delta h_i 0.8 / E_{0i(zi)}$, в котором суммарная осадка при $p < R$ неизбежно приводит к зависимости $S - P$ в виде затухающей кривой или прямой. Эти ограничения отсутствуют в системе уравнений Генки (3.59), которая позволяет учитывать, как линейную, так и нелинейную модели грунтов основания, причем она описывает линейную деформацию $\varepsilon_{z,i}$, как сумму сдвиговых и объемных составляющих деформаций $\varepsilon_z = \varepsilon_{zy} + \varepsilon_{zv}$, т.е:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)} + \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)} \quad (3.59)$$

где $G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)$ и $K(\sigma_m)$ - модули сдвиговых и объемных деформации, зависящие от среднего напряжения σ_m , а также отношения действующего τ_i и предельного значения τ_i^* интенсивности касательных напряжений, т.е. τ_i / τ_i^* , где $\tau_i^* = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi + c$.

В частном случае, когда $G = \operatorname{const}$ и $K = \operatorname{const}$ это уравнение переходит в систему уравнений Гука. Параметры $G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)$ и $K(\sigma_m)$ определяются по результатам стандартных трехосных испытаний (рисунок 3.13). Преимущество системы уравнений Генки применительно к грунтовой среде очевидно. Она позволяет определять деформацию ε_z как сумму сдвиговых и объемных составляющих ($\varepsilon_z = \varepsilon_\gamma + \varepsilon_v$), которые существенно разные и как видно могут описать не только затухающие зависимости $\varepsilon_m - \sigma_m$, но и незатухающие сдвиговые деформации $\varepsilon_i - \sigma_i$, грунтов основания.

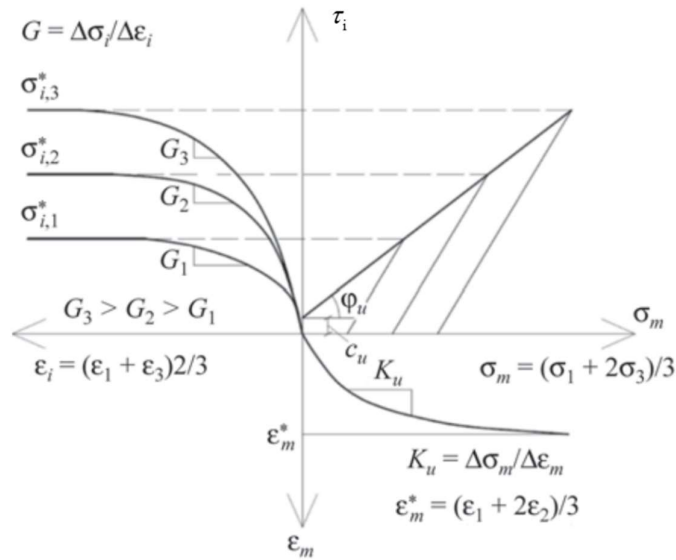


Рисунок 3.13 Схематическое представление результатов стандартных трехосных испытаний грунтов при кинематическом режиме нагружения ($\dot{\epsilon} = const$) или ($\dot{\tau} = const; \tau_i = \sigma_i / \sqrt{3}$) по траектории раздавливания

Напряженное состояние основания под воздействием $\sigma_R = p - \gamma l$

В качестве расчетной геомеханической модели для описания напряженного состояния НС рассматривается грунтовое полупространство, вмещающего баррету. НС основания под нижним концом баррету от распределенного напряжения σ_R (кПа) в первом приближении определяется на основе задачи Буссинеска о силе, приложенной на поверхности полупространства Q (кН) (рисунок 3.14). Известно, что при этом вертикальное $\sigma_{Q,z}$ и горизонтальные напряжения $\sigma_{Q,x}$ и $\sigma_{Q,y}$ определяется по формулам:

$$\sigma_{Q,z}(x, y, z) = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (3.60)$$

$$\sigma_{Q,m}(x, y, z) = \frac{Q}{3\pi} (1 + \nu) \frac{z}{R^3} \quad (3.61)$$

$$\sigma_{Q,x}(x,y,z) = \frac{Q}{2} \left[\frac{3x^2z}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{x^2-y^2}{(x^2+y^2)R(z+R)} + \frac{y^2z}{(x^2+y^2)R^3} \right) \right] \quad (3.62)$$

$$\sigma_{Q,y}(x,y,z) = \frac{Q}{2} \left[\frac{3y^2z}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{y^2-x^2}{(x^2+y^2)R(z+R)} + \frac{x^2z}{(x^2+y^2)R^3} \right) \right] \quad (3.63)$$

где $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$;

причем $\sigma_{Q,m}(x,y,z) = [\sigma_{Q,z}(x,y,z) + \sigma_{Q,x}(x,y,z) + \sigma_{Q,y}(x,y,z)]/3$.

Для того, чтобы определить напряжения в точках (x, y, z) от силы Q , приложенной в точках (ζ, η) , принимающейся равной $\sigma_R d\zeta d\eta$ следует в выражениях (3.60), (3.61) заменить x на $x - \zeta$; y на $y - \eta$ и Q на $\sigma_R d\zeta d\eta$.

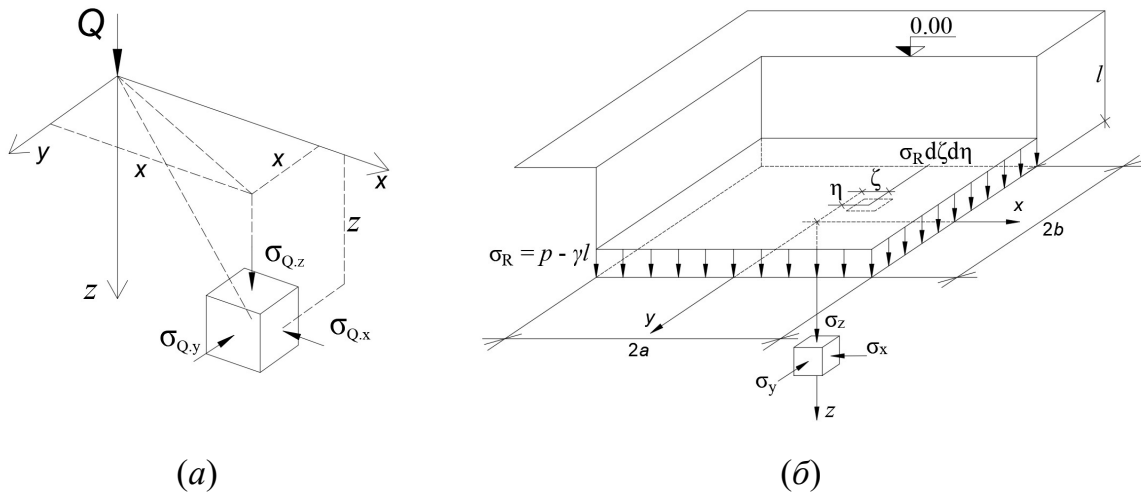


Рисунок 3.14 Расчетная схема задачи Буссинеска о сосредоточенной силе Q (а) и от распределенной нагрузки $dQ = \sigma_R d\zeta d\eta$

Для определения σ_z и σ_m в грунтовом полупространстве под воздействием распределенной нагрузки $\sigma_R = \text{const}$ по площади $2a \times 2b$, после интегрирования выражений (3.60) и (3.61) от $-a$ до $+a$ и от $-b$ до $+b$, получаем:

$$\begin{aligned}
\sigma_z(x, y, z) &= \frac{3\sigma_R z^3}{2\pi} \int_{-a-b}^a \int_{-b}^b \frac{d\eta d\xi}{\sqrt{\left((x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2\right)^5}} \\
&= \frac{\sigma_R}{2\pi} \left[\begin{aligned} &\operatorname{arctg} \left[\frac{(x-a)(y-b)}{z\sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} \right] + \operatorname{arctg} \left[\frac{(x+a)(y+b)}{z\sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} \right] \\ &- \operatorname{arctg} \left[\frac{(x-a)(y+b)}{z\sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} \right] - \operatorname{arctg} \left[\frac{(x+a)(y-b)}{z\sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} \right] \end{aligned} \right] \\
&+ \frac{\sigma_R}{2\pi} \left\{ \begin{aligned} &\frac{z(x+a)(y+b) \left[(x+a)^2 + (y+b)^2 + 2z^2 \right]}{\left[(x+a)^2 + z^2 \right] \left[(y+b)^2 + z^2 \right] \sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} - \\ &\frac{z(x+a)(y-b) \left[(x+a)^2 + (y-b)^2 + 2z^2 \right]}{\left[(x+a)^2 + z^2 \right] \left[(y-b)^2 + z^2 \right] \sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} \end{aligned} \right\} \\
&+ \frac{\sigma_R}{2\pi} \left\{ \begin{aligned} &\frac{z(x-a)(y-b) \left[(x-a)^2 + (y-b)^2 + 2z^2 \right]}{\left[(x-a)^2 + z^2 \right] \left[(y-b)^2 + z^2 \right] \sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} - \\ &\frac{z(x-a)(y+b) \left[(x-a)^2 + (y+b)^2 + 2z^2 \right]}{\left[(x-a)^2 + z^2 \right] \left[(y+b)^2 + z^2 \right] \sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} \end{aligned} \right\} \quad (3.64)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_m(x, y, z) &= \frac{\sigma_R z}{3\pi} (1+\nu) \int_{-a}^a \int_{-b}^b \frac{d\eta d\xi}{\sqrt{\left((x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2\right)^3}} \\
&= \frac{\sigma_R (1+\nu)}{3\pi} \left[\begin{aligned} &\operatorname{arctg} \left[\frac{(x-a)(y-b)}{z\sqrt{(x-a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} \right] + \operatorname{arctg} \left[\frac{(x+a)(y+b)}{z\sqrt{(x+a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} \right] \\ &- \operatorname{arctg} \left[\frac{(x-a)(y+b)}{z\sqrt{(x-a)^2 + (y+b)^2 + z^2}} \right] - \operatorname{arctg} \left[\frac{(x+a)(y-b)}{z\sqrt{(x+a)^2 + (y-b)^2 + z^2}} \right] \end{aligned} \right] \quad (3.65)
\end{aligned}$$

Выражения для определения σ_z и σ_m в точках, расположенных на вертикали, которая проходит через центр площади загрузки ($2a \times 2b$), т.е. при $x = y = 0$, принимают следующий вид:

$$\sigma_z = \frac{2\sigma_R}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{ab}{z\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} + \frac{abz(a^2 + b^2 + 2z^2)}{(a^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right] \quad (3.66)$$

$$\sigma_m = \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi} \left[\operatorname{arctg} \left(\frac{ab}{z\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right) \right] \quad (3.67)$$

Согласно Тер-Мартirosяну З.Г. [3, 80], суммарную деформацию грунтового элемента можно рассматривать через две составляющие: объемную ε_v и сдвиговую ε_γ деформации, которые зависят от вертикального и среднего напряжения.

$$\varepsilon_z = \varepsilon_\gamma + \varepsilon_v = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K} \quad (3.68)$$

Полученное выше выражение показывают, что для линейно-упругой грунтовой среды деформация сдвига и объемная деформация элементов грунта в любых точках в декартовых координатах (x, y, z) могут быть определены с использованием выражений σ_z и σ_m вместе с параметрами жесткости. В частном случае жесткого прямоугольного штампа для оценки его осадки выражение (3.68) требует интегрирования по z (от 0 до H_C , где H_C - глубина сжимаемой толщи грунтового массива под штампом). Таким образом, суммарная осадка представлена следующим образом.

$$S = S_\gamma + S_v = \int_0^{H_C} \varepsilon_\gamma dz + \int_0^{H_C} \varepsilon_v dz = \int_0^{H_C} \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} dz + \int_0^{H_C} \frac{\sigma_m}{K} dz \quad (3.69)$$

где

σ_z - вертикальное напряжение в точках, расположенных на вертикали, проходящей через центр площади нагружения, определяется по (3.66);

σ_m - среднее напряжение в точках, расположенных на вертикали, проходящей через центр площади нагружения, определяется по (3.67);

S_γ и S_v - осадки за счет сдвиговой и объемной деформации, соответственно.

$$S_\gamma = \int_0^{H_c} \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} dz = \int_0^{H_c} \left[\frac{\sigma_R(1-2\nu)}{3\pi G} \operatorname{arctg} \frac{ab}{z\sqrt{a^2+b^2+z^2}} + \frac{\sigma_R}{\pi G} \frac{abz(a^2+b^2+2z^2)}{(a^2+z^2)(b^2+z^2)\sqrt{a^2+b^2+z^2}} \right] dz \quad (3.70)$$

$$S_v = \int_0^{H_c} \frac{\sigma_m}{K} dz = \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi K} \int_0^{H_c} \operatorname{arctg} \left(\frac{ab}{z\sqrt{a^2+b^2+z^2}} \right) dz \quad (3.71)$$

Решение (3.70) состоит из трех компонентов A , B , C следующим образом:

$$S_\gamma = A + B + C$$

Где
$$A = \frac{\sigma_R(1-2\nu)}{3\pi G} H_c \operatorname{arctg} \frac{ab}{H_c\sqrt{a^2+b^2+H_c^2}}; \quad (3.72)$$

$$B = \frac{\sigma_R(1-2\nu)}{3\pi G} \left[\begin{aligned} & H_3 \ln \left| \frac{8H_3^3 - 2(a^2+b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2+b^2+H_c^2}}{-8H_3^3 + 2(a^2+b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2+b^2+H_c^2}} \right| \\ & + H_4 \ln \left| \frac{8H_4^3 - 2(a^2+b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2+b^2+H_c^2}}{-8H_4^3 + 2(a^2+b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2+b^2+H_c^2}} \right| \\ & - H_3 \ln \left| \frac{8H_3^3 - 2(a^2+b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2+b^2}}{-8H_3^3 + 2(a^2+b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2+b^2}} \right| \\ & - H_4 \ln \left| \frac{8H_4^3 - 2(a^2+b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2+b^2}}{-8H_4^3 + 2(a^2+b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2+b^2}} \right| \end{aligned} \right] \quad (3.73)$$

$$C = \frac{\sigma_R}{2\pi G} \left[\begin{aligned} & a \ln \left| \frac{\sqrt{a^2+b^2+H_c^2} - b}{\sqrt{a^2+b^2+H_c^2} + b} \right| - a \ln \left| \frac{\sqrt{a^2+b^2} - b}{\sqrt{a^2+b^2} + b} \right| \\ & + b \ln \left| \frac{\sqrt{a^2+b^2+H_c^2} - a}{\sqrt{a^2+b^2+H_c^2} + a} \right| - b \ln \left| \frac{\sqrt{a^2+b^2} - a}{\sqrt{a^2+b^2} + a} \right| \end{aligned} \right] \quad (3.74)$$

$$\text{где } H_3 = \sqrt{\frac{(a^2 + b^2) - \sqrt{(a^2 + b^2)^2 - 4a^2b^2}}{8}}; H_4 = \sqrt{\frac{(a^2 + b^2) + \sqrt{(a^2 + b^2)^2 - 4a^2b^2}}{8}}$$

Объемную осадку, полученную за счет среднего напряжения, можно определить по следующей формуле:

$$\begin{aligned} S_v = & \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi K} H_C \operatorname{arctg} \frac{ab}{H_C \sqrt{a^2 + b^2 + H_C^2}} + \\ & + \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi K} H_3 \ln \left| \frac{8H_3^3 - 2(a^2 + b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2 + b^2 + H_C^2}}{-8H_3^3 + 2(a^2 + b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2 + b^2 + H_C^2}} \right| - \\ & - \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi K} H_3 \ln \left| \frac{8H_3^3 - 2(a^2 + b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2 + b^2}}{-8H_3^3 + 2(a^2 + b^2)H_3 + ab\sqrt{a^2 + b^2}} \right| + \\ & + \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi K} H_4 \ln \left| \frac{8H_4^3 - 2(a^2 + b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2 + b^2 + H_C^2}}{-8H_4^3 + 2(a^2 + b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2 + b^2 + H_C^2}} \right| - \\ & - \frac{4\sigma_R(1+\nu)}{3\pi K} H_4 \ln \left| \frac{8H_4^3 - 2(a^2 + b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2 + b^2}}{-8H_4^3 + 2(a^2 + b^2)H_4 + ab\sqrt{a^2 + b^2}} \right| \end{aligned} \quad (3.75)$$

В данном случае, нижний конец барреты играет роль как жесткий фундамент прямоугольной формы, заложенный на глубину l от поверхности земли. В результате, для расчета осадки предложенным методом в упругой постановке, необходимо определение сжимаемой толщи подстилающего грунта под действием напряжения σ_R на уровне пяты барреты. Расчетная схема для определения H_C представлена на рисунке 3.15.

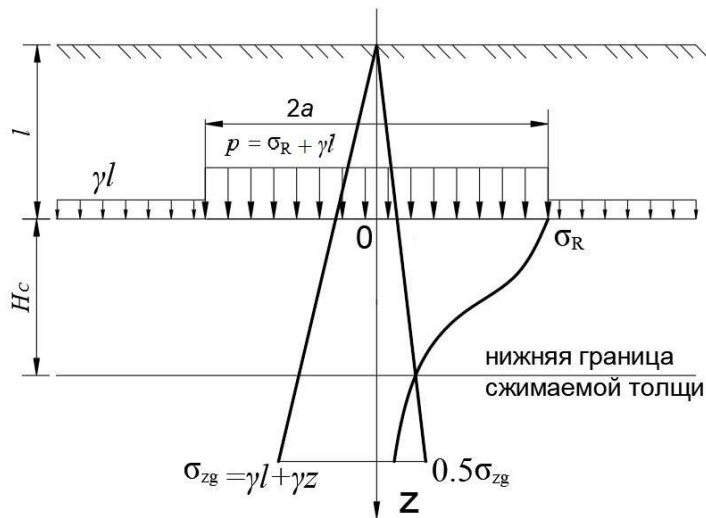


Рисунок 3.15 Расчетная схема определения сжимаемой толщи грунтового основания под нижним концом барреты.

Согласно расчетной схеме, представленной на рисунке 3.15, нижняя граница сжимаемой толщи подстилающего грунта под действием напряжения σ_R на уровне пяты барреты определяется глубиной H_C от уровня заложения подошвы барреты где $\sigma_R = 0.5\sigma_{zg}$.

Рассматриваем пример со следующими данными: $\sigma_R = 1500$ кПа ; $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $\nu = 0.3$; $G = 10000$ кПа; $K = 65000$ кПа; $\gamma = 18$ кН/м³; $l = 7$ м.

Получаем $H_C = 5$ м; $S_v = 0.02$ м; $S_\gamma = 0.0755$ м; $S = S_v + S_\gamma = 0.096$ м. Важно отметить, что $S_\gamma > S_v$ и $S_\gamma = 3.745S_v$. В результате, можно прийти к выводу, что в линейной-упругом полупространстве, осадка грунтового основания в основном получается за счет сдвиговой деформации, составляющей более 75% от суммарного значения, и так 25% за счет объемной деформации.

Изолинии напряжений, полученные на основе формул (3.64) и (3.65), представлены на рисунке 3.16.

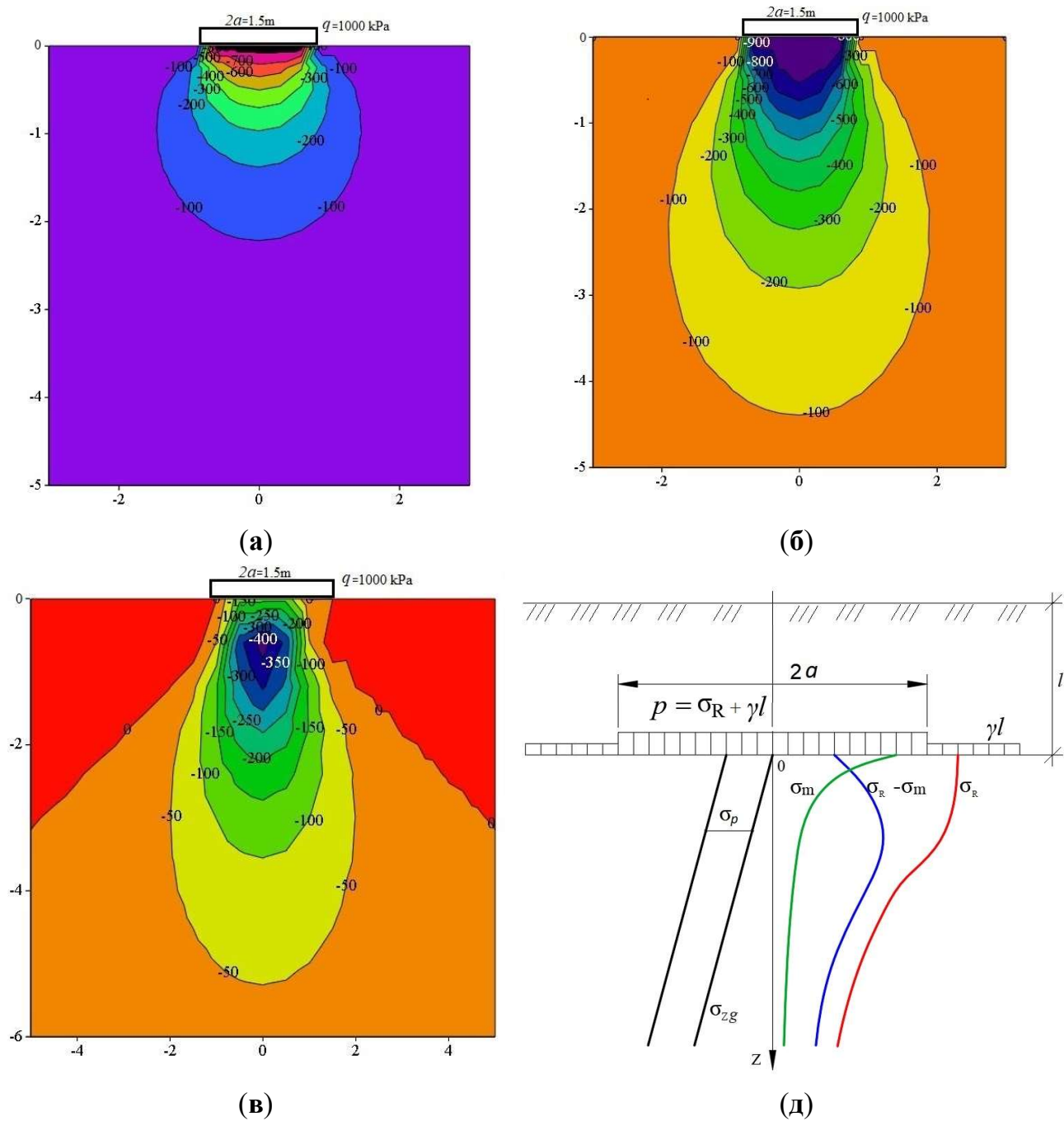


Рисунок 3.16 Изолинии напряжений σ_m (а), σ_z (б), $\sigma_z - \sigma_m$ (в) (при $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $\sigma_R = 1000$ кПа) и расчетная схема для определения сдвиговых и объемных деформаций грунтового основания на основе модели Генки

Расчет осадки на основании физических уравнений Генки и включенные в них расчетные модели грунтовой среды

Система физических уравнений Генки позволяет определить линейную и нелинейную зависимости между напряжениями и деформациями и имеют вид [80, 118]:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \chi(\sigma_x - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; \quad \gamma_{xy} = 2\chi \cdot \tau_{xy} \\ \varepsilon_y &= \chi(\sigma_y - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; \quad \gamma_{yz} = 2\chi \cdot \tau_{yz} \\ \varepsilon_z &= \chi(\sigma_z - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; \quad \gamma_{zy} = 2\chi \cdot \tau_{zy}\end{aligned}\quad (3.76)$$

$$\text{где } \chi = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma)}{2\tau_i}; \quad \chi^* = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma)}{\sigma_m}\quad (3.77)$$

τ_i - интенсивность касательных напряжений, μ_σ - параметр вида НДС по Надаи-Доле.

Уравнение Генки при $\chi = 1/2G$ и $\chi^* = 1/K$, где $G = E/2(1+\nu)$ и $K = E/(1-2\nu)$ переходят в уравнения Гука (3.64) и (3.65).

В качестве расчетной для определения нелинейных объемных деформаций принимается зависимости вида:

$$\varepsilon_m(\sigma_m) = \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha\sigma_m})\quad (3.78)$$

Предложенная академиком РАН С.С. Григоряном [13].

Секущий модуль объемной деформации K при этом можно определить, разделив в выражении ε_m , на σ_m , т.е:

$$K = \frac{\sigma_m}{\varepsilon_m} = \frac{\sigma_m}{\varepsilon^*} \frac{1}{1 - e^{-\alpha\sigma_m}}\quad (3.79)$$

причем при $\sigma_m \rightarrow \infty$; $\varepsilon_m \rightarrow \varepsilon^*$, а при $\alpha = 0$ и $\varepsilon^* = \varepsilon_m$ получаем $\varepsilon_m = \frac{\sigma_m}{K}$.

Для описания упруго-пластических свойств глинистого грунта при сдвиге, воспользуемся формулой С.П. Тимошенко, которая применительно к грунтовой среде имеет вид:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G_c^e} \cdot \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} \quad (3.80)$$

где τ_i и τ_i^* - интенсивность действующих и предельных касательных напряжений, соответственно, причем:

$$\tau_i^* = (\sigma_m + \sigma_g) \cdot \operatorname{tg} \phi_i + c_i \quad (3.81)$$

где ϕ_i и c_i - предельные значения параметров прочности, определяемые по предельной прямой в плоскости $\tau_i - \sigma_m$ (рисунок 3.13), σ_g - природное напряжение.

Кривые зависимости объемной деформации ε_m от σ_m и угловой деформации γ_i от соотношения τ_i/τ_i^* отображены на рисунке 3.17.

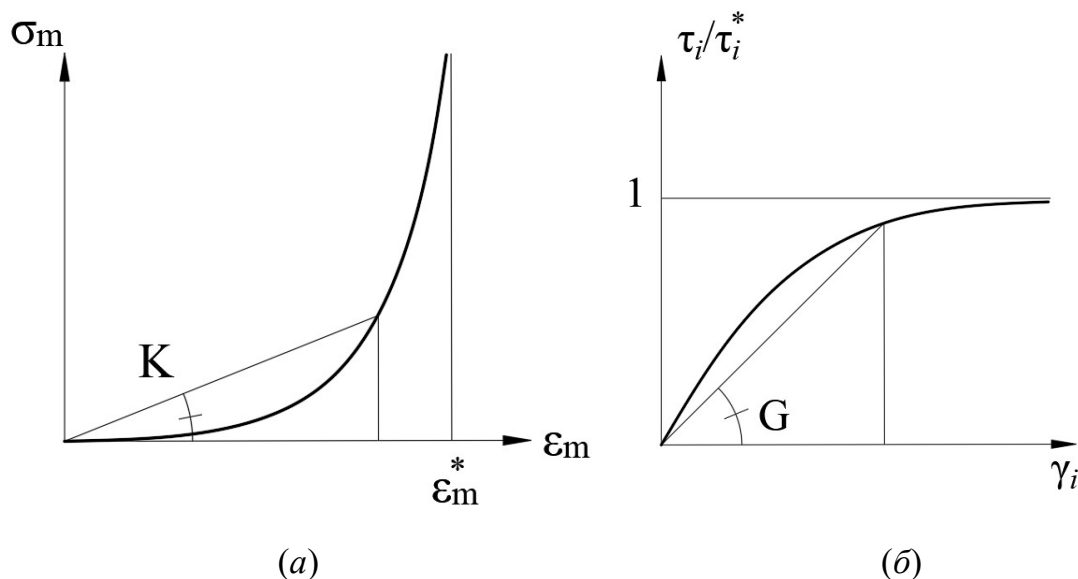


Рисунок 3.17 Нелинейные зависимости объемной деформации ε_m от σ_m (а) и угловой деформации γ_i от соотношения τ_i/τ_i^* (б)

Для данной задачи в условиях нормально уплотненных грунтов, природное напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_g = \gamma l + \gamma_0 h \quad (3.82)$$

где γ и γ_0 – удельные веса окружающего и подстилающего грунтов, соответственно; h – глубина от уровня заложения нижнего конца барреты по которой определяется τ_i^* .

При выполнении расчетов в переуплотненных грунтах формула (3.82) записывается в виде:

$$\sigma_g' = \gamma l + \gamma_0 h + \sigma_p \quad (3.83)$$

где σ_p давление переуплотнения.

Необходимо отметить, что $G = \frac{\tau_i}{\gamma_i}$, при этом выражение (3.80) можно записать в виде:

$$G = G^e \left(1 - \frac{\tau_i}{\tau_i^*} \right) \quad (3.84)$$

при $\tau_i = 0$; $G = G^e$, а при $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$; $G \rightarrow 0$.

Учет нелинейной деформируемости слоя грунта в расчете осадки основания

Необходимо подчеркнуть, что при оценке осадки продавливания нижнего конца барреты система физических уравнений Генки выражает свою особенность анализа полных деформаций в виде сдвиговых и объемных с учетом различных значений параметров жесткости грунта в зависимости от напряженного состояния грунтового основания. Уравнение для суммарной деформации согласно Генки выражается следующим образом:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_\gamma + \varepsilon_v = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{G(\sigma_m, \tau_i/\tau_i^*)} + \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)} \quad (3.85)$$

При учете (3.84) и (3.78) выражение (3.85) можно представить следующим образом:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G^c \left(1 - \frac{\tau_i}{\tau_i^*}\right)} + \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha\sigma_m}) \quad (3.86)$$

Круг Мора показывает, что максимальное напряжение сдвига в грунтовом элементе принимает значение, равное разности между максимальным главным напряжением σ_1 и σ_3 . На оси, проходящей через центр (0, 0, 0) жесткого прямоугольного штампа, вертикальное напряжение σ_z и две составляющие σ_x и σ_y играют роль как главные напряжения. Следовательно, величина касательного напряжения τ_i , возникающего в кубическом элементе грунта, может быть принята следующим образом:

$$\tau_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \quad (3.87)$$

где σ_x - вычисляется путем подставки $x = 0$; $y = 0$ в выражения $\sigma_x(x, y, z)$ после интегрирования $\sigma_{p,x}$ по ξ (от $-a$ до a) и по η (от $-b$ до b).

$$\sigma_x(x, y, z) = \int_{-a}^a \int_{-b}^b \frac{\sigma_R}{2} \left[\frac{3(x-\xi)^2 z}{R_1^5} - (1-2\nu) \left(\frac{(x-\xi)^2 - (y-\eta)^2}{((x-\xi)^2 + (y-\eta)^2) R_1 (z+R_1)} + \frac{(y-\eta)^2 z}{((x-\xi)^2 + (y-\eta)^2) R_1^3} \right) \right] d\xi d\eta \quad (3.88)$$

где $R_1 = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2}$

Напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтового основания под квадратным фундаментом можно рассматривать как НДС образца грунта в симметричном трехосном испытании, в котором σ_3 и σ_2 являются одинаковыми. Следовательно, уравнение можно записать в следующем виде:

$$\tau_i = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} = \frac{\sigma_z - \frac{3\sigma_m - \sigma_z}{2}}{2} = \frac{3}{2}(\sigma_z - \sigma_m) \quad (3.89)$$

где σ_z и σ_m определяются по (3.66) и (3.67), соответственно.

Окончательную форму выражения (3.86) можно записать следующим образом:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G^c \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\sigma_z - \sigma_x}{(\sigma_m + \gamma l + \gamma_0 z) \cdot \operatorname{tg} \phi + c} \right)} + \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha \sigma_m}) \quad (3.90)$$

При анализе (3.86) необходимо отметить, что суммарная деформация имеет двойную кривизну, т.е. на начальном участке при $\tau_i < \tau_i^*$ ε_z имеет затухающий характер, а затем при $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$ переходит на стадию прогрессирующего деформирования.

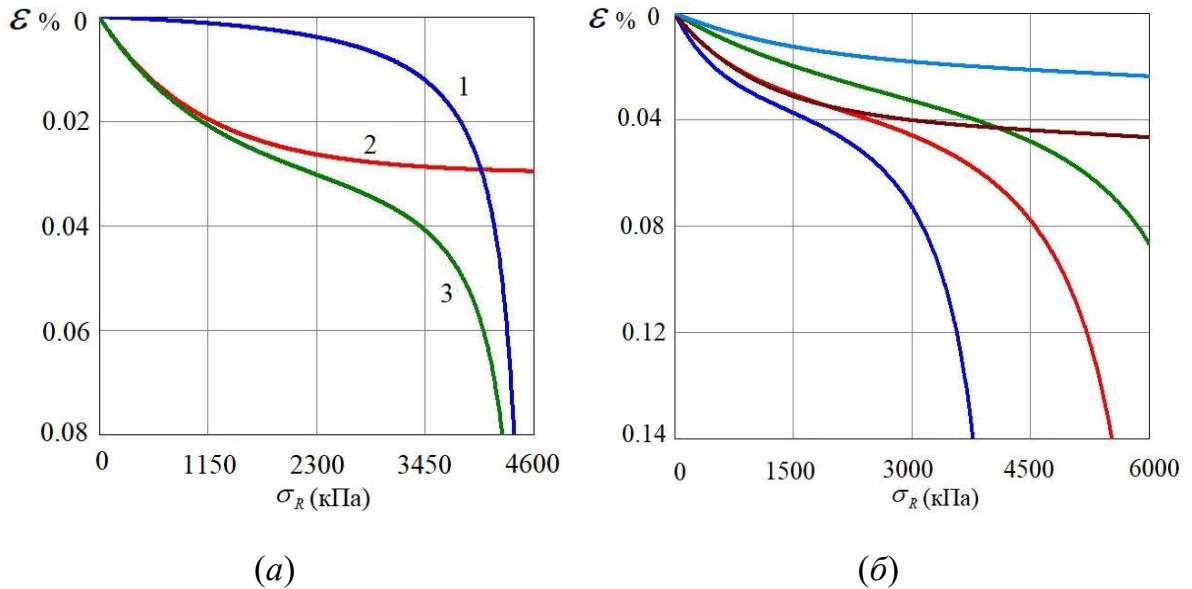


Рисунок 3.18 Кривые зависимости деформаций слоя грунта толщиной $z = 5$ м от нагрузки, рассчитанных по формуле (3.90) $\varepsilon_\gamma - 1$, $\varepsilon_v - 2$, $\varepsilon_z - 3$ (а) и кривые зависимости деформации ε_z слоя грунта толщиной $z = 5$ м при различных параметрах деформируемости (G , ν , ε^* , α) и прочности (ϕ и c) (б)

Расчет осадки грунтов под нижем концом барреты с учетом их нелинейной деформируемости.

Кривые зависимости общей осадки $S(\sigma_R)$ от напряжения σ_R построены при интегрировании уравнения (3.90) по z от 0 до H_C , где H_C – глубина сжимаемой толщи подстилающего грунта.

$$S(\sigma_R) = S_\gamma(\sigma_R) + S_v(\sigma_R) = \int_0^{H_C} \frac{\sigma_z(\sigma_R) - \sigma_m(\sigma_R)}{2G^c \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_z(\sigma_R) - \sigma_x(\sigma_R)}{(\sigma_m(\sigma_R) + \gamma l + \gamma_0 z) \cdot \operatorname{tg} \phi + c} \right]} dz + \int_0^{H_C} \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha \sigma_m(\sigma_R)}) dz \quad (3.91)$$

где $S_\gamma(\sigma_R)$ и $S_v(\sigma_R)$ – осадки за счет сдвиговой и объемной деформаций соответственно.

$$S_\gamma(\sigma_R) = \int_0^{H_C} \frac{\sigma_z(\sigma_R) - \sigma_m(\sigma_R)}{2G^c \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_z(\sigma_R) - \sigma_x(\sigma_R)}{(\sigma_m(\sigma_R) + \gamma l + \gamma_0 z) \cdot \operatorname{tg} \phi + c} \right]} dz \quad (3.92)$$

$$S_v(\sigma_R) = \int_0^{H_C} \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha \sigma_m(\sigma_R)}) dz \quad (3.93)$$

С ростом интенсивности напряжения σ_R , осадка $S(\sigma_R)$ стремится к бесконечному значению, которое зависит от прочностных параметров подстилающего грунта. Величина напряжения σ_R , соответствующая состоянию бесконечности, может рассматриваться как несущая способность подстилающего грунта под нижним концом барреты.

Рассмотрим пример со следующими данными:

$$a = 0.75 \text{ м}; b = 1.5 \text{ м}; \nu = 0.3; G = 30000 \text{ кПа}; K = 195000 \text{ кПа}; l = 7 \text{ м}; \\ \gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^3; H_C = 3 \text{ м}; \varepsilon^* = 0.03; \alpha = 0.05; \phi = \pi/5; c = 2 \text{ кПа}.$$

При этом с помощью ПК MathCad графики кривых зависимостей $S_\gamma(\sigma_R) - 1$, $S_v(\sigma_R) - 2$, $S(\sigma_R) - 3$, определяемые выражениями последовательно (3.92), (3.93),

и (3.91), отображены на рисунке 3.18 (а), а также рисунок 3.18 (б) показывает кривые $S(\sigma_R)$ при различных глубинах заложения подошвы барреты.

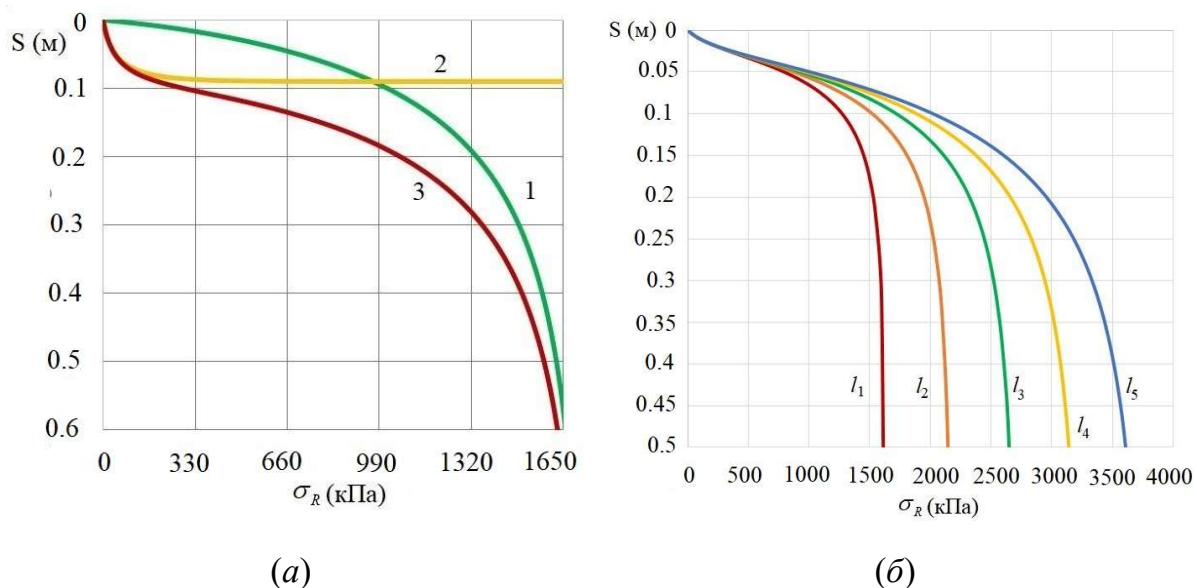


Рисунок 3.19 Кривые зависимости $S_v(\sigma_R) - 1$, $S_v(\sigma_R) - 2$, $S(\sigma_R) - 3$ от σ_R (а) при $l = 5\text{м}$; и кривые зависимости общей осадки $S(\sigma_R)$ от σ_R при различных значениях глубины заложения подошвы барреты $l_1 = 5\text{м}$; $l_2 = 7.5\text{м}$; $l_3 = 10\text{м}$; $l_4 = 12.5\text{м}$; $l_5 = 15\text{м}$. (б)

3.6. Вывод по главе

1. Постановлена и решена задача о взаимодействии барреты абсолютной жесткости и конечной жесткости с массивом грунта, в том что с учетом их линейно (упругим) и нелинейно (упруго-пластическим) свойствами. Разработан обобщенный метод расчета при взаимодействии барреты с многослойным основанием.

2. Показана нелинейная зависимость осадки от нагрузки, приложенной к оголовку барреты при учете упруго пластического свойства массива грунта. В результате предложена кривая зависимость «осадка – нагрузка» для практических задач при применении баррет в качестве фундамента.

3. Осадка одиночной барреты растет нелинейно с ростом напряжения под ее пятой, находящейся в нелинейной зависимости от сил трения на боковой поверхности барреты. Эта зависимость определяется деформационными и прочностными свойствами окружающего и подстилающего грунтов, а также геометрических параметров барреты и окружающего грунта.

4. Полученные аналитические решения проявляют достаточную надежную сходимость с результатами, полученными численными моделированиями.

5. Используемая в настоящей работе расчетная модель с возможностью горизонтальной деформации слоев $\varepsilon_x \neq 0$ и $\varepsilon_y \neq 0$ наряду с упруго-пластической моделью при сдвиге и нелинейной моделью при объемной деформации грунта в составе физических уравнений Генки, позволила продольную деформацию грунта $\varepsilon(\sigma, \tau)$ представить в виде суммы объемной и сдвиговой составляющих этой линейной деформации $\varepsilon_z = \varepsilon_v + \varepsilon_\gamma$. Только в этом случае кривая деформации – напряжения $(\varepsilon_z - \sigma_R)$ может развиваться как по затухающей, так и по незатухающей (двойная кривизна) траектории.

6. Расчетная модель деформации основания, приведенные нами, на основе системы уравнений Генки с учетом расчетных моделей грунтов с параметрами деформируемости $(G, \nu, \varepsilon^*, \alpha)$ и прочности $(\phi$ и $c)$ входящих в эти модели, показали, что при подборе разной комбинации данных параметров, кривая деформации – напряжения может иметь затухающий и незатухающий с ростом σ_R характер, в том числе в виде кривой с двойной кривизной.

ГЛАВА 4. ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДИНОЧНОЙ БАРРЕТЫ ПРИ УЧЕТЕ УПРУГО - ВЯЗКО-ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

4.1. Введение

В предыдущих главах рассмотрены постановки и решение задач взаимодействия одиночной барреты с линейно и нелинейно деформируемым массивами грунта, а также даны основные понятия о реологических свойствах грунтов. В учете реологических свойств грунтов в расчет осадки и несущей способности свайных фундаментов внесли З.Г. Тер-Мартirosян [31, 33, 78, 79], А.З. Тер-Мартirosян [4], Нгуен Занг Нам [30], А.А. Бартоломея, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков [1]. Учет фактора времени при расчете осадки и несущей способности свайных фундаментов показал, что он значителен. При взаимодействии со свайными фундаментами формируется сложное напряженно – деформированное состояние в грунтовых массивах вокруг свай, которое меняется во времени, и подчиняется экспоненциальным и логарифмическим закономерностям.

НДС массива грунта при взаимодействии с барретой изучали G. H. Lei, X. Hong, J. Y. Shi, S. A. Rafa, B. Moussai путем проведения испытания барреты статической нагрузкой и сравнения их с результатами численного метода. Были предложены кривые зависимости осадки-нагрузки с комментариями к выбору значений механических параметров численного метода. Yit-Jin Chen, Ting-Chan Chu и Cecilia M. Marcos оценивали несущей способности по боковой поверхности барреты аналитическим методом на основе «альфа» и «бета» методов, предложенных Tomlinson (1957) и Kulhawy (1991) [119]. В 2013, под руководством З.Г. Тер-Мартirosяна, В.В Сидоров разработал аналитический метод расчета для оценки НДС грунтового массива при взаимодействии с барретой.

Однако учет реологических свойств при оценке НДС грунтового массива, взаимодействующего с барретой аналитическим методом не был рассмотрен. В

настоящей работе проведены постановка и решение контактных задач взаимодействия барреты с грунтовым массивом с учетом упруговязкого и упруго-вязкого-пластического свойств.

4.2. Взаимодействие барреты с многослойным грунтовым массивом в упруго-вязко-пластической постановке

В качестве расчетной рассматривается геомеханическая модель в виде грунтовой колонны конечных размеров ($2A \times 2B$), вмещающей барреты абсолютной жесткости длиной l и размерами $2a \times 2b$. Расчетная схема представлена на рисунке 4.1.

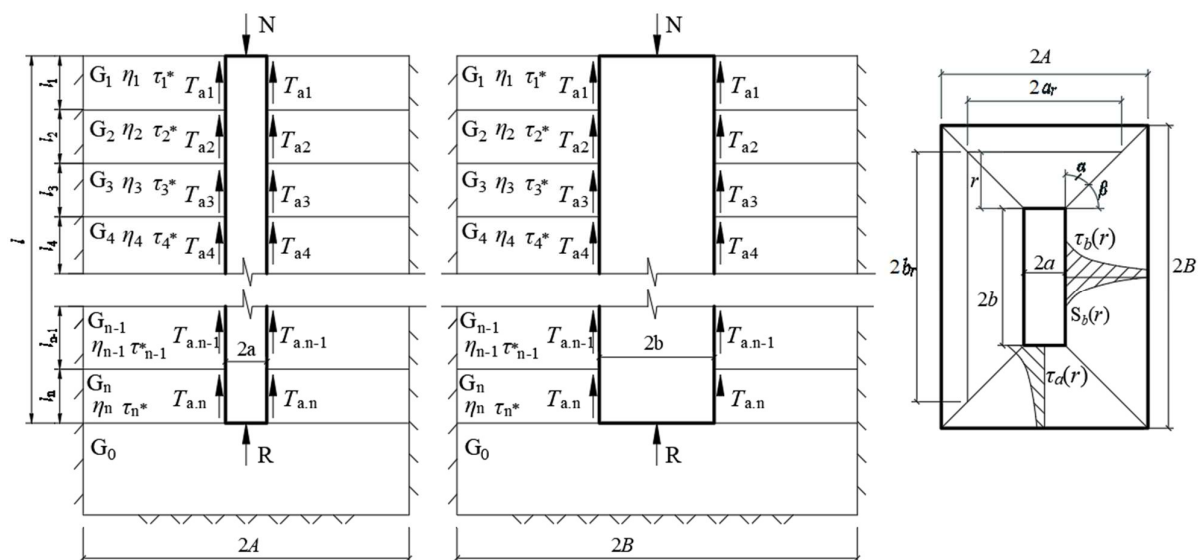


Рисунок 4.1 Расчетная схема задачи взаимодействия абсолютно жесткой барреты с окружающим и подстилающим грунтами в упруго-вязкопластической постановке.

Рассмотрим НДС многослойным массив грунта, состоящий из упругого подстилающего грунта и многослойного окружающего грунта, обладающего упруго-вязкопластическим свойством.

Для учета упруго-вязкопластического свойства окружающего грунта, используется реологическая модель Шведова [17, 78] в виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}}{G} \quad (4.1)$$

где τ и τ^* - касательное и сопротивление сдвигу окружающего грунта, соответственно, причем τ^* определяется из условия Кулона-Мора (см. формулу 3.45); $\eta(t)$, и G – вязкость и модуль сдвига окружающего грунта.

Пусть на боковых поверхностях барреты по сторонам $2a$ и $2b$ обзаруются общие приведенные касательные напряжения τ_a и τ_b , соответственно, при взаимодействии с многослойным окружающим грунтом. Причем сдвиговые деформации всех слоев окружающего грунта идентичны по сторонам $2a$ и $2b$, т.е:

$$\gamma_{a,i} = \gamma_a; \gamma_{b,i} = \gamma_b \quad (i = 1 \dots n) \quad (4.2)$$

где $\gamma_{a,i}; \gamma_{b,i}$ - сдвиговые деформации i -го слоя по сторонам $2a$ и $2b$, соответственно.

Оттуда получаем зависимость касательного напряжения $\tau_{a,i}$ i -го слоя от приведенного касательного напряжения τ_a , распределяющегося вдоль барреты:

$$\tau_{a,i} = \frac{\tau_a}{G} G_i \quad (4.3)$$

где G_i - модуль сдвига i -го слоя; G – приведенный модуль сдвига массива окружающего грунта.

Суммарная сила трения T_a на боковой поверхности барреты по стороне $2a$ представлена следующим образом:

$$T_a = T_{a,1} + T_{a,2} + \dots + T_{a,n} \quad (4.4)$$

$$2al\tau_a = 2al_1\tau_{a,1} + 2al_2\tau_{a,2} + \dots + 2al_n\tau_{a,n} \quad (4.5)$$

Подставляя (4.3) в (4.5) получаем:

$$\tau_a l = \tau_a \frac{l_1 G_1}{G} + \tau_a \frac{l_2 G_2}{G} + \dots + \tau_a \frac{l_n G_n}{G} \quad (4.6)$$

После некоторых преобразований зависимость приведенного модуля сдвига массива грунта от модулей сдвига слоев окружающего грунта приобретена вида:

$$G = \frac{l_1 G_1 + l_2 G_2 + \dots + l_n G_n}{l} \quad (4.7)$$

На основании условия (4.2) следует отметить, что скорости развития сдвиговой деформации всех слоев окружающего грунта и приведенного массива грунта идентичны, с учетом (4.1) имеем:

$$\dot{\gamma}_{a,i} = \dot{\gamma}_a \quad (4.8)$$

$$\frac{\tau_{a,i} - \tau_i^*}{\eta_i(t)} + \frac{\dot{\tau}_{a,i}}{G_i} = \frac{\tau_a - \tau^*}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}_a}{G} \quad (4.9)$$

где $\eta_i(t)$ - вязкость i -го слоя окружающего грунта; $\eta(t)$ - усредненная вязкость массива грунта; τ_i^* - сопротивление сдвигу i -го слоя окружающего грунта; τ^* - усредненное сопротивление сдвигу массива грунта, которое определяется аналогично с (4.4) и (4.5).

$$T^* = T_1^* + T_2^* + \dots + T_n^* \quad (4.10)$$

$$2al\tau^* = 2al_1\tau_1^* + 2al_2\tau_2^* + \dots + 2al_n\tau_n^* \quad (4.11)$$

$$\tau^* = \frac{l_1\tau_1^* + l_2\tau_2^* + \dots + l_n\tau_n^*}{l} \quad (4.12)$$

Дифференцируя (4.3) по времени получаем:

$$\frac{\dot{\tau}_{a,i}}{G_i} = \frac{\dot{\tau}_a}{G} \quad (4.13)$$

С учетом (4.13) преобразованная форма выражения (4.9) представлена следующим образом:

$$T_{a,i} - T_i^* = (T_a - T^*) \frac{l_i \cdot \eta_i(t)}{l \cdot \eta(t)} \quad (4.14)$$

$$\sum_{i=1}^n [T_{a,i} - T_i^*] = (T_a - T^*) \frac{\sum_{i=1}^n l_i \cdot \eta_i(t)}{l \cdot \eta(t)} \quad (4.15)$$

Важно отметить, что $\sum_{i=1}^n [T_{a,i} - T_i^*] = T_a - T^*$, при этом находим зависимость усредненной вязкости массива грунта от вязкостей и мощностей слоев окружающего грунта:

$$\eta(t) = \frac{l_1 \eta_1(t) + l_2 \eta_2(t) + \dots + l_n \eta_n(t)}{l} \quad (4.16)$$

Скорость развития осадки по поверхности барреты имеет зависимость вида:

$$\dot{S}(r) = -\int \dot{\gamma}(r) dr + C \quad (4.17)$$

Поставляя (4.1) в (4.17) получаем:

$$\dot{S}(r) = -\int \left[\frac{\tau(r) - \tau^*}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}(r)}{G} \right] dr + C \quad (4.18)$$

Из условия того, что отсутствие вертикальных перемещений и их скорости на границах модели ($\dot{S}(r = B - b) = \dot{S}(r = A - a) = 0$); и осадка достигает максимального значения на контактной поверхности барреты с массивом грунта ($r = 0$), выражения скорости осадки можно записаться в следующем виде:

$$\begin{aligned} \dot{S}_a &= \frac{T_a}{2\eta \cdot l \cdot \text{tg}\alpha} \ln \left[\frac{a + (B - b) \text{tg}\alpha}{a} \right] - \frac{\tau^*}{\eta} (B - b) + \frac{\dot{T}_a}{2G \cdot l \cdot \text{tg}\alpha} \ln \left[\frac{a + (B - b) \text{tg}\alpha}{a} \right]; \\ \dot{S}_b &= \frac{T_b}{2\eta \cdot l \cdot \text{tg}\beta} \ln \left[\frac{b + (A - a) \text{tg}\beta}{b} \right] - \frac{\tau^*}{\eta} (A - a) + \frac{\dot{T}_b}{2G \cdot l \cdot \text{tg}\beta} \ln \left[\frac{b + (A - a) \text{tg}\beta}{b} \right] \end{aligned} \quad (4.19)$$

С учетом (3.13), выражение (4.19) превращается в новый вид:

$$\dot{S}_a = \frac{T_a}{2\eta \cdot l} H_1 - \frac{\tau^*}{\eta} (B - b) + \frac{\dot{T}_a}{2G \cdot l} H_1; \quad \dot{S}_b = \frac{T_b}{2\eta \cdot l} H_2 - \frac{\tau^*}{\eta} (A - a) + \frac{\dot{T}_b}{2G \cdot l} H_2 \quad (4.20)$$

Скорость осадки подстилающего грунта под подошвой барреты от действия σ_R можно определить на основании упругого решение (3.9), т.е. имеем:

$$\dot{S}_R = \frac{\dot{\sigma}_R (1 - \nu_0) a K_l w}{G_0} \quad (4.21)$$

Из условия абсолютной жесткости материала барреты отметим, что:

$$\dot{S}_R = \dot{S}_a = \dot{S}_b \quad (4.22)$$

При учете (4.22), сопоставляя (4.20) и (4.21) получаем систему уравнения равновесия:

$$\begin{aligned} \frac{T_a}{2\eta.l} H_1 - \frac{\tau^*}{\eta} (B-b) + \frac{\dot{T}_a}{2G.l} H_1 &= \frac{T_b}{2\eta.l} H_2 - \frac{\tau^*}{\eta} (A-a) + \frac{\dot{T}_b}{2G.l} H_2; \\ \frac{T_a}{2\eta.l} H_1 - \frac{\tau^*}{\eta} (B-b) + \frac{\dot{T}_a}{2G.l} H_1 &= \dot{\sigma}_R K \end{aligned} \quad (4.23)$$

где
$$K = \frac{(1-\nu_0) a K_l w}{G_0} \quad (4.24)$$

Зависимость T_a и \dot{T}_a от T_b и \dot{T}_b получится путем преобразования первого компонента системы уравнения (4.23):

$$\frac{T_a}{\eta} + \frac{\dot{T}_a}{G} = \left(\frac{T_b}{\eta} + \frac{\dot{T}_b}{G} \right) \cdot \frac{H_2}{H_1} + \frac{\tau^*}{\eta} \frac{2.l}{H_1} [(B-b) - (A-a)] \quad (4.25)$$

Из системы уравнения (4.23) получаем:

$$\frac{T_b}{\eta} + \frac{\dot{T}_b}{G} = \left[\dot{\sigma}_R \cdot K + \frac{\tau^*}{\eta} (A-a) \right] \cdot \frac{2.l}{H_2} \quad (4.26)$$

Из расчетной схемы получаем условия равновесия:

$$T + R = N \quad (4.27)$$

или
$$2T_a + 2T_b + 4ab\sigma_R = N \quad (4.28)$$

Дифференцируя (4.28) по t получаем:

$$2\dot{T}_a + 2\dot{T}_b + 4ab\dot{\sigma}_R = 0 \quad (4.29)$$

Учитывая (4.28) и (4.29) получаем:

$$2 \left(\frac{T_a}{\eta} + \frac{\dot{T}_a}{G} \right) + 2 \left(\frac{T_b}{\eta} + \frac{\dot{T}_b}{G} \right) + 4ab \left(\frac{\sigma_R}{\eta} + \frac{\dot{\sigma}_R}{G} \right) = \frac{N}{\eta} \quad (4.30)$$

Подставляя (4.25) и (4.26) в (4.30) после некоторых преобразований получаем:

$$4\dot{\sigma}_R \left[\frac{(H_1 + H_2).l.K.\eta}{H_1H_2} + \frac{\eta ab}{G} \right] + 4ab.\sigma_R = N - 4.l.\tau^* \cdot \left[\frac{(B-b)H_2 + (A-a)H_1}{H_1H_2} \right] \quad (4.31)$$

или
$$\dot{\sigma}_R + \sigma_R P = Q \quad (4.32)$$

где

$$P = \frac{ab.H_1H_2}{(H_1 + H_2).l.K.\eta + \frac{\eta ab.H_1H_2}{G}};$$

$$Q = \frac{N.H_1H_2 - 4.l.\tau^* [(B-b)H_2 + (A-a)H_1]}{4(H_1 + H_2).l.K.\eta + \frac{4\eta ab.H_1H_2}{G}} \quad (4.33)$$

Решение дифференциального уравнения (4.32) известно и имеет вид:

$$\sigma_R(t) = e^{-\int P dt} \left\{ \int Q e^{\int P dt} dt + C_0 \right\} \quad (4.34)$$

Полученное уравнение при $P = \text{const}$ и $Q = \text{const}$ имеет вид:

$$\sigma_R(t) = \frac{Q}{P} + C_0 e^{-Pt} \quad (4.35)$$

Учитывая, что при $t=0$, $\sigma_R(t=0) = \sigma_R(0)$, где $\sigma_R(0)$ определяется по (3.17) получаем $C_0 = \sigma_R(0) - \frac{Q}{P}$; при $t \rightarrow \infty$, $\sigma_R(t \rightarrow \infty) \rightarrow \frac{Q}{P}$; и окончательное

выражение напряжения на пяте барреты принимается следующим образом:

$$\sigma_R(t) = \frac{Q}{P} + \left[\sigma_R(0) - \frac{Q}{P} \right] e^{-Pt} \quad (4.36)$$

Зависимость осадки продавливания барреты $S_R(t)$ от времени представлена в виде:

$$S_R(t) = \sigma_R(t).K = \frac{Q}{P}K + \left[\sigma_R(0) - \frac{Q}{P} \right] K.e^{-Pt} \quad (4.37)$$

Зависимость суммарной силы трения $T = 2T_a + 2T_b$ по боковой поверхности барреты от времени определена путем вычитания из приложенной нагрузки N силы реакции $R = 4ab\sigma_R$ на пяте барреты.

$$T(t) = N - 4ab \left[\frac{Q}{P} + \left(\sigma_R(0) - \frac{Q}{P} \right) e^{-Pt} \right] \quad (4.38)$$

Рассмотрим пример со следующими исходными данными:

$N = 67500$ кН ; $a = 0.75$ м ; $b = 1.5$ м ; $A = 3.75$ м ; $B = 4.5$ м ; $l_1 = 20$ м ; $l_2 = 10$ м ;
 $\alpha = \beta = 45^\circ$; $K_1 = 0.72$; $G_1 = 10500$ кПа ; $G_2 = 15000$ кПа ; $G_0 = 40000$ кПа ; $\omega = 1.22$;
 $\nu_0 = 0.3$; $\tau^* = 60$ кПа ; $\eta = 10^{10}$ Пуаз = $1157407.4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot \text{сут.}$

Определим зависимости сил трения $T(t)$ по боковой поверхности, напряжения под нижним концом $\sigma_R(t)$ и осадки барреты с различными значениями вязкости грунта при $\eta_1 = 10^{10}$ Пуаз ; $\eta_2 = 4 \cdot 10^{10}$ Пуаз ; $\eta_3 = 8 \cdot 10^{10}$ Пуаз ; $\eta_4 = 12 \cdot 10^{12}$ Пуаз . Результаты представлены на рисунках 4.2, 4.3 и 4.4.

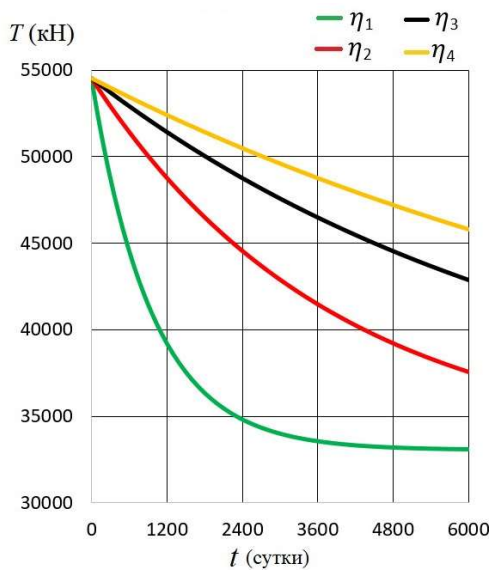


Рисунок 4.2 Кривая зависимости силы трения $T(t)$ на боковой поверхности от времени t (сутки)

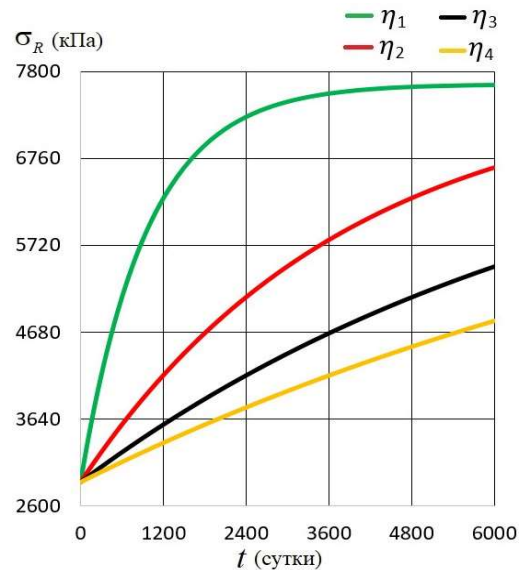


Рисунок 4.3 Кривая зависимости напряжения $\sigma_R(t)$ от времени t (сутки)

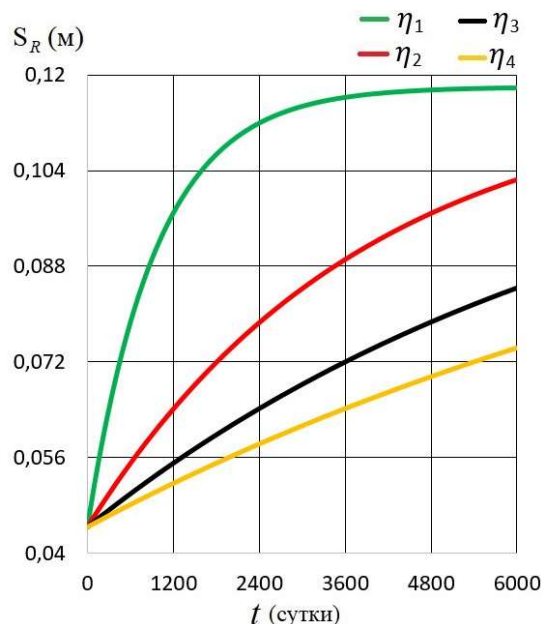


Рисунок 4.4 Кривая зависимости осадки барреты $S_R(t)$ от времени t (сутки)

Анализ рисунков 4.2 – 4.4 показывает, что касательные напряжения на боковых поверхностях барреты со времени уменьшаются, а напряжение под пятой барреты и ее осадка, наоборот, растут с затухающей скоростью и стабилизируются до определенного значения. Проверим на критерии Прандтля показано, что напряжения под пятой барреты не превышают предельную несущую способность барреты. Кроме этого, стабилизированная осадка находится в пределах допустимых значений.

В случае переменной вязкости по времени $\eta(t) = \eta_0(1 + \alpha t)$ для окружающего грунта, уравнение (4.32) можно записать в виде:

$$\dot{\sigma}_R + \sigma_R \frac{P^*}{1 + \alpha t} = \frac{Q^*}{1 + \alpha t} \quad (4.39)$$

где

$$P^* = \frac{ab.H_1H_2}{(H_1 + H_2).l.K.\eta_0 + \frac{\eta_0 ab.H_1H_2}{G}}; \quad (4.40)$$

$$Q^* = \frac{N.H_1H_2 - 4.l.\tau^* [(B-b)H_2 + (A-a)H_1]}{4(H_1 + H_2).l.K.\eta_0 + \frac{4\eta_0 ab.H_1H_2}{G}}$$

Решение дифференциального уравнения (4.39) известно и имеет вид:

$$\sigma_{R-\alpha}(t) = e^{-\int \frac{P^*}{1+\alpha t} dt} \left\{ \int \frac{Q^*}{1+\alpha t} e^{\int \frac{P^*}{1+\alpha t} dt} dt + C_0^* \right\} \quad (4.41)$$

Это уравнение при $P^* = \text{const}$ и $Q^* = \text{const}$ примет вид:

$$\sigma_{R-\alpha}(t) = \frac{Q^*}{P^*} + C_0^* \cdot (1 + \alpha t)^{-\frac{P^*}{\alpha}} \quad (4.42)$$

По аналогии с решением задачи взаимодействия одиночной барреты с окружающим и подстилающим грунтами с учетом упруго-вязкого-пластических свойств окружающего грунта с учетом постоянной вязкости, при учете переменной вязкости $\eta(t) = \eta_0(1 + \alpha t)$, учитывая, что: при $t=0$,

$\sigma_{R-\alpha}(t=0) = \sigma_R(0)$, где $\sigma_R(0)$ определяется по (3.19) получаем $C_0^* = \sigma_R(0) - \frac{Q^*}{P^*}$

при $t \rightarrow \infty$, $\sigma_{R-\alpha}(t \rightarrow \infty) \rightarrow \frac{Q^*}{P^*}$ и окончательная зависимость напряжения под

пятой барреты от времени представлена следующим образом:

$$\sigma_{R-\alpha}(t) = \frac{Q^*}{P^*} + \left(\sigma_R(0) - \frac{Q^*}{P^*} \right) (1 + \alpha t)^{-\frac{P^*}{\alpha}} \quad (4.43)$$

Осадка барреты $S_{R-\alpha}(t)$ определяется по формуле:

$$S_{R-\alpha}(t) = \sigma_R(t) \cdot K = \frac{Q^*}{P^*} K + \left(\sigma_R(0) - \frac{Q^*}{P^*} \right) K (1 + \alpha t)^{-\frac{P^*}{\alpha}} \quad (4.44)$$

Аналогично с формулой (4.38) зависимость суммарной силы трения $T = 2T_a + 2T_b$ по боковой поверхности барреты от времени принимается:

$$T_\alpha(t) = N - 4ab \cdot \frac{Q^*}{P^*} - 4ab \cdot \left(\sigma_R(0) - \frac{Q^*}{P^*} \right) (1 + \alpha t)^{-\frac{P^*}{\alpha}} \quad (4.45)$$

Рассматриваем результаты расчета $T_\alpha(t)$ при $\eta(t) = \eta_0(1 + \alpha_i t)$ ($i=1, 2, 3, 4$), $\alpha_1 = 0.001$; $\alpha_2 = 0.005$ $\alpha_3 = 0.01$; $\alpha_4 = 0.05$. Результаты представлены на рисунках 4.5, 4.6 и 4.7.

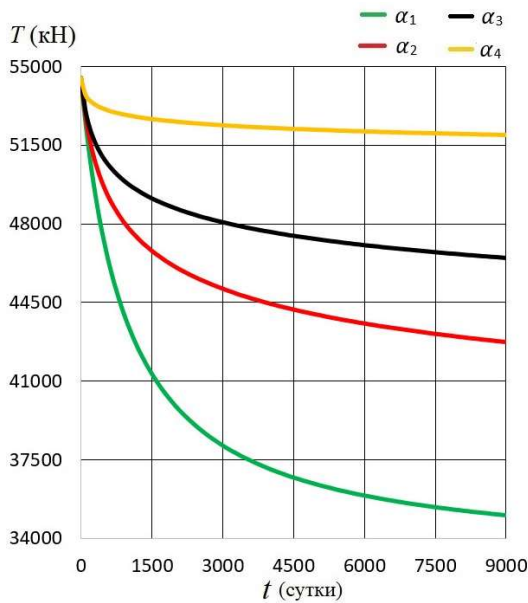


Рисунок 4.5 Кривая зависимости силы трения $T_\alpha(t)$ на боковой поверхности от времени t (сутки)

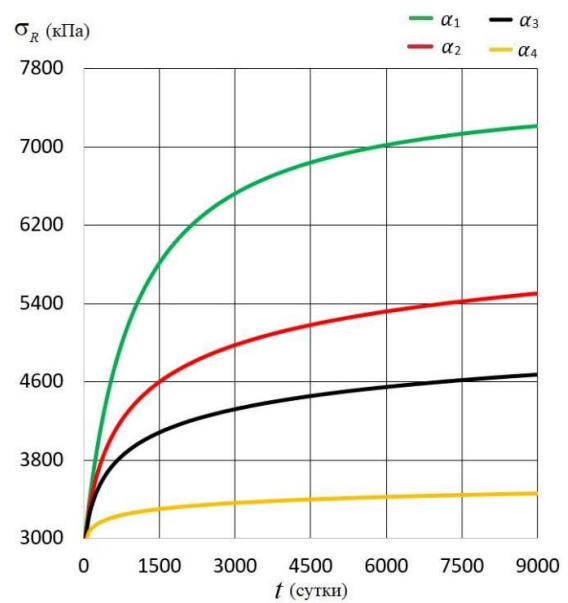


Рисунок 4.6 Кривая зависимости напряжения $\sigma_{R_\alpha}(t)$ под пятой барреты от времени t (сутки)

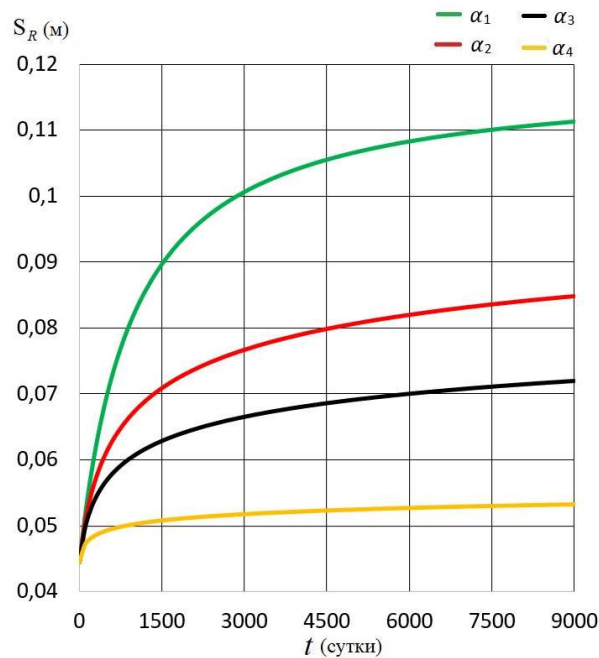


Рисунок 4.7 Кривая зависимости осадки барреты $S_{R_\alpha}(t)$ барреты от времени t (сутки)

Таким образом и в этом случае касательные напряжения на боковых поверхностях барреты со времени снижаются с различной скоростью в зависимости от вязкости, при этом напряжения под пятой барреты и осадка барреты растут с затухающей скоростью.

4.3. Прогноз осадки барреты с учетом несущей способности подстилающего слоя

Известно, что в основании прямоугольного нижнего конца барреты под воздействием нагрузки возникает сложное и неоднородное НДС. Осадка и длительная несущая способность в данном случае являются основными параметрами необходимыми для проектирования системы основание – фундамент – здание особенно на длительный срок и в условиях наличия грунтов, обладающих реологическими свойствами.

Как показывают наблюдения за осадками основания свайных фундаментов, в том числе баррет, они могут развиваться по-разному в зависимости от нелинейных и реологических свойств грунтов (рисунок 4.8).

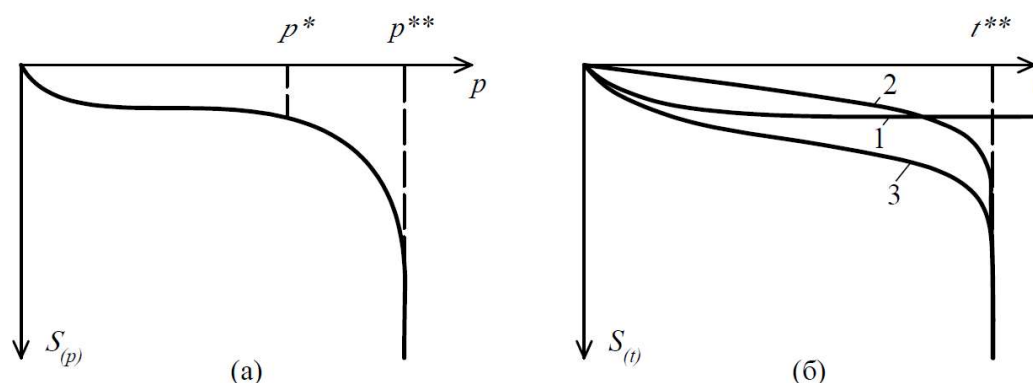


Рисунок 4.8 Общий вид $S - p$ и $S - t$, когда грунты основания обладают упругопластическими свойствами (а) и реологическими свойствами (б) и причем $S_{v(t)}$ (1), $S_{\gamma(t)}$ (2), $S_{(t)} = S_{v(t)} + S_{\gamma(t)}$ (3), t^{**} - время разрушения

В разделе 3.5 рассмотрена задача о НДС подстилающего грунтового основания под пятой барреты в нелинейной постановке с учетом упругопластических свойств грунтов при сдвиге и нелинейных свойств при объемной деформации. В результате получено решение, позволяющее построить семейство кривых $S - \sigma_R$ с двойной кривизной (рисунок 4.8 а) при разных величинах действующего напряжения при различных параметрах подстилающего грунтового основания в том числе $G(\sigma_m)$, $K(\sigma_m)$, φ и c .

В качестве расчетной для описания свойств ползучести грунтов основания при сдвиге используется реологическая модель А.З. Тер-Мартirosяна [4], а при объемной деформации – упруго – вязкая модель Кельвина - Фойгта [18]. Рассматриваем их в отдельности.

Определение суммарных деформаций с использованием моделей Тер-Мартirosяна и Кельвина - Фойгта в системе физических уравнений Генки

Уравнения Генки для описания связи между скоростями деформаций и напряжениями имеют вид [77, 118]:

$$\begin{aligned}\dot{\varepsilon}_x &= \dot{\chi}(\sigma_x - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \cdot \sigma_m; \dot{\gamma}_{xy} = 2\dot{\chi} \cdot \tau_{xy} \\ \dot{\varepsilon}_y &= \dot{\chi}(\sigma_y - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \cdot \sigma_m; \dot{\gamma}_{yz} = 2\dot{\chi} \cdot \tau_{yz} \\ \dot{\varepsilon}_z &= \dot{\chi}(\sigma_z - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \cdot \sigma_m; \dot{\gamma}_{xz} = 2\dot{\chi} \cdot \tau_{zx}\end{aligned}\quad (4.46)$$

где

$$\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \dot{\chi}^* = \frac{\dot{\varepsilon}_m}{\sigma_m} = \frac{f^*(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\sigma_m}\quad (4.47)$$

$$\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{1}{2\eta_\gamma(\sigma_m)} \left[\frac{e^{-\alpha\varepsilon_z}}{a} + \frac{e^{-\beta\varepsilon_z}}{b} \right]\quad (4.48)$$

В рассматриваемом нами случае скорость деформации $\dot{\varepsilon}_z$ в слое грунта под воздействием σ_z и σ_m , которые определяются по формулам (3.66) и (3.67), и возможностью развития деформаций $\varepsilon_x \neq 0$ и $\varepsilon_y \neq 0$ и при упруго-вязкой объемной деформации можно представить в виде суммы $\dot{\varepsilon}_{z(\gamma)} + \dot{\varepsilon}_{z(v)}$.

Таким образом, получаем выражения для $\varepsilon_z = \varepsilon_{z(\gamma)} + \varepsilon_{z(\varepsilon)}$ для вязкой сдвиговой и упругой объемной деформации в виде (см. главу 2):

$$\dot{\varepsilon}_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{\eta_\gamma(\sigma_m)} \cdot \left(\frac{e^{-\alpha\varepsilon_z}}{a} + \frac{e^{\beta\varepsilon_z}}{b} \right) + \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)} \cdot \left(\frac{K}{\eta_v} e^{-\frac{Kt}{\eta_v}} \right)\quad (4.49)$$

Результаты построения графиков зависимости деформаций от времени, а также суммарный график для образца по формуле (4.49), представлены на рисунке 4.9. Графики построены с помощью ПК MathCad при следующих

параметрах: $\eta_\gamma = 1.157 \cdot 10^5$ кПа · сут; $\sigma_z = 1000$ кПа; $\sigma_m = 858.44$ кПа; $a = 1.2$; $b = 60$; $\alpha = 171$; $\beta = 40$; $K = 13000$ кПа; $K / \eta_v = 0.00172$ 1/сут.

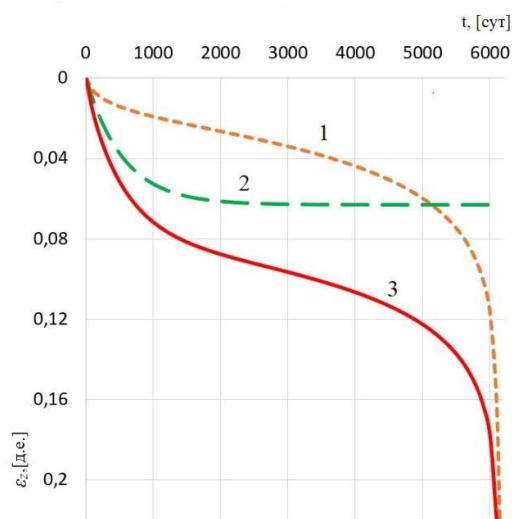


Рисунок 4.9 Деформации образца $\varepsilon_z - t$: 1 – определенные по модели Тер-Мартirosяна; 2 – определенные по модели Кевина - Фойгта; 3 – суммарные деформации, определенные по формуле (4.49)

Прогноз длительных осадок и длительной несущей способности подстилающего грунтового основания под нижним концом барреты.

Известно, что напряженное состояние (НС) упругого и упруго – вязкого, а также упруго – ползучего основания совпадают [3, 4]. Н.Х. Арутюняном [15] была доказана теорема о тождественности НС сред, обладающих упругостью и наследственной теорией ползучести Больцмана – Вольтера, при условии постоянства коэффициента Пуассона. Причем, в первом приближении можно считать, что $\nu^e \approx \nu^v$. Следует также отметить то, что о тождественности НС в упругой и вязкой средах отмечается в работе [18].

В разделе 3.5 приведены формулы для определения осадки подстилающего грунта под нижним концом барреты со сжимаемой толщиной $H_c = 5$ м в виде суммы $\varepsilon_{zi}(t) = \varepsilon_{zi}(\gamma, t) + \varepsilon_{zi}(\varepsilon, t)$. [77, 92]. На их основе можно определить суммарную осадку сжимаемой толщи, т.е. получаем:

$$\sum S'(t) = \sum S_\gamma(t) + \sum S_\varepsilon(t) \tag{4.50}$$

Выполненные расчеты для определения суммарной осадки представлены на рисунке 4.10.

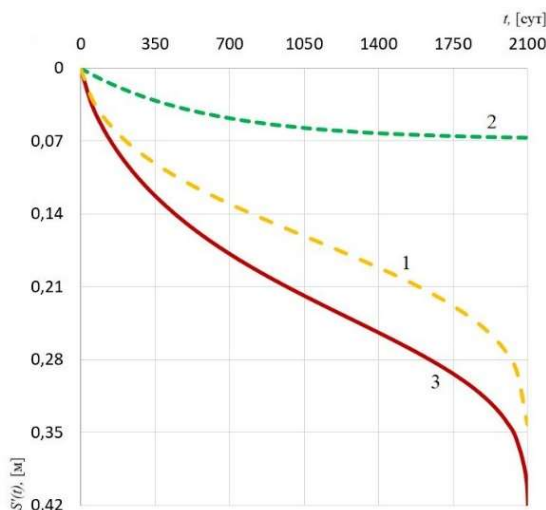
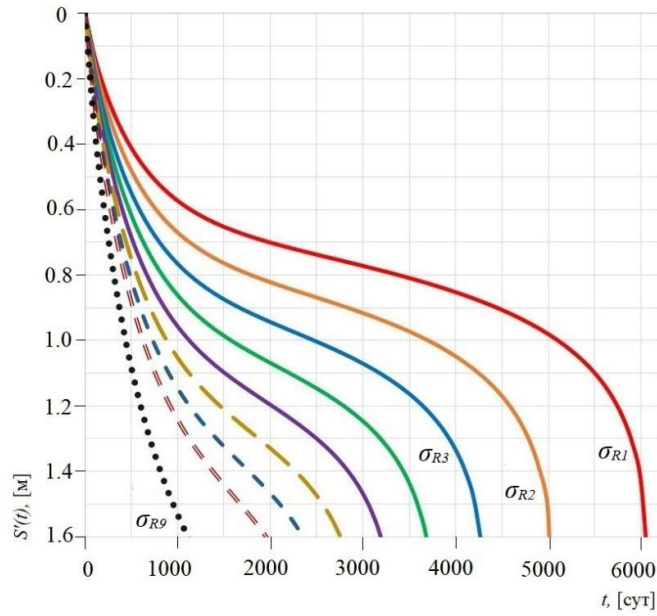


Рисунок 4.10 Осадки основания $S'(t) - t$: 1 – по модели Тер-Мартirosяна; 2 – по модели Кевина - Фойгта; 3 – суммарные деформации, определенные по формуле (4.50)

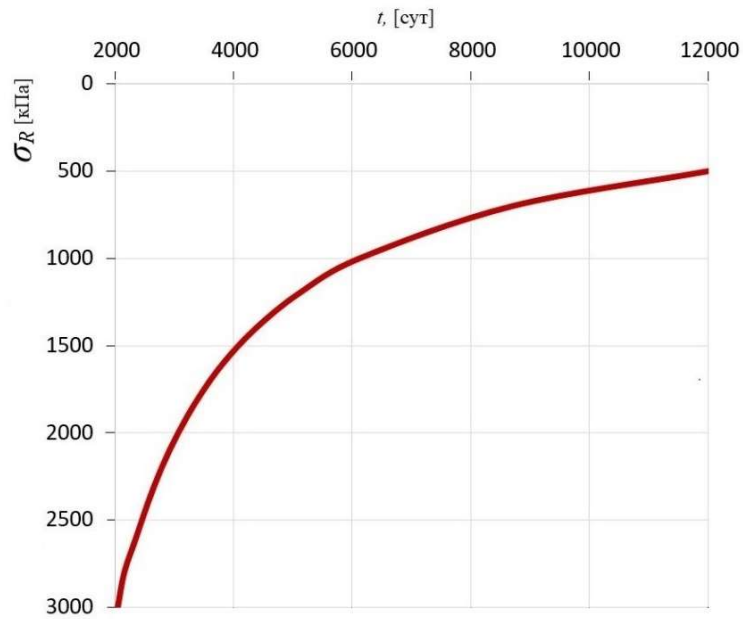
Как и следовало ожидать осадка основания во времени, грунты которого обладают объемными деформациями по Кельвину – Фойгту [19] и сдвиговыми деформациями по А.З. Тер – Мартirosянy [3] включенную в расчетную модель Генки [77, 92, 118] приводит к кривой: осадка – время ($S - t$), имеющей двойную кривизну, которая в определенный момент времени переходит на стадию прогрессирующей осадки ($S \rightarrow \infty$ при $t = t^*$).

При построении нескольких графиков зависимости нагрузки от фундамента p и осадки S можно построить график длительной устойчивости основания. Осадки основания при различных нагрузках от фундамента p представлены на рисунке 4.11 а, а график длительной прочности основания ($H_c = 3$ м) представлен на рисунке 4.11 б. Параметры рассматриваемого основания: $\eta_v = 1.157 \cdot 10^5$ кПа·сут; $\varphi = 1.2$; $\psi = 60$; $\alpha = 171$; $\beta = 40$; $K = 13000$ кПа; $K / \eta_v = 0.00172$ 1/сут. Значения напряжения: $\sigma_{R1} = 1000$ кПа; $\sigma_{R2} = 1200$ кПа; $\sigma_{R3} = 1400$ кПа; $\sigma_{R4} = 1600$

кПа; $\sigma_{R5} = 1800$ кПа; $\sigma_{R6} = 2000$ кПа; $\sigma_{R7} = 2200$ кПа; $\sigma_{R8} = 2400$ кПа; $\sigma_{R9} = 3000$ кПа



(а)



(б)

Рисунок 4.11 Суммарные осадки основания $S - t$ при различных напряжениях на пяту барреты σ_R (а) и график длительной прочности подстилающего грунтового основания (б)

4.4. Вывод по главе

1. При взаимодействии одиночной барреты с массивом грунта с учетом фактора времени, формируется сложное изменяющееся во времени НДС, вызванное распределением усилия между боковой поверхностью и нижнем концом барреты.

2. Поставлены и решены задачи взаимодействия одиночной барреты абсолютной жесткости с подстилающим и многослойным окружающим грунтами с учетом их упруго-вязко-пластических на основании модели Шведова. Получены замкнутые решения по определению осадки и напряжения на пяте барреты, а также касательного напряжения по боковой поверхности барреты во времени.

3. Показана существенная зависимость характера распределения усилия между поверхностью и нижним концом барреты от деформационных, прочностных, и реологических характеристик массива грунта, а также геометрических параметров барреты и грунтовой ячейки.

4. Построены кривые зависимости осадки барреты, а также усилия, образующегося при взаимодействии с массивом грунта, от времени. В результате возможен прогноз длительной несущей способности барреты по первой и второй группам предельного состояния.

5. Для грунтов, обладающих реологическими свойствами при объемном изменении и формоизменении (сдвиге) при определении компонентов деформаций и их скорости необходимо воспользоваться системой физических уравнений Генки. Она позволяет продольную (не сдвиговую) деформацию в любом направлении определить, как сумму составляющих этой деформации ($\varepsilon_z = \varepsilon_{z(\gamma)} + \varepsilon_{z(\varepsilon)}$).

6. Использование в системе физических уравнений Генки расчетных формул ($\sigma - \varepsilon$, $\tau - \gamma$), по Кельвину – Фойгту и по А.З. Тер – Мартиросяну при описании сдвиговых деформаций приводит к кривой деформации $\varepsilon_{z(t)} - t$, имеющей двойную кривизну.

7. Суммирование осадок слоев, определенных на основе этих деформаций ($\Delta S_i = \varepsilon_{zi} \cdot \Delta h_i$) приводит к кривой осадка – время основания ($S - t$) к кривой с двойной кривизной.

8. При совместном использовании моделей А.З. Тер – Мартиросяна и Кельвина – Фойгта при различных значениях напряжений p можно построить график длительной несущей способности основания.

ГЛАВА 5. ОСАДКА БАРРЕТНОГО ФУНДАМЕНТА ПО СХЕМЕ

$$S_R = 0 \text{ И ПО } S_R \neq 0$$

5.1. Введение

При взаимодействии барреты с окружающим грунтом и ростверком в составе барретно-плитного фундамента формируется сложное и неоднородное напряженно-деформированное состояние (НДС). Нагрузка, приложенная к ростверку, распределяется между окружающим грунтом и оголовкой и далее между поверхностью и под пятой барреты. Количественная оценка нагрузки на ростверк между этими элементами ячейки представляет собой одну из сложных задач прикладной механики грунтов. Решение этой задачи позволяет достоверно определить оптимальное соотношение габаритов барреты составных частей ячейки, в том числе длину, шаг и площадь поперечного сечения барреты в составе барретно – плитного фундамента, также осадку и несущую способность ячейки в целом. Решение задачи позволяет определить приведенный модуль деформации системы «ростверк – баррета – массив грунта».

Постановка задачи

Пусть баррета в составе барретно-плитного фундамента, взаимодействующая с однородным окружающим и подстилающим грунтами, воспринимает нагрузку, приложенную к ростверку, и передает ее на окружающий и подстилающий грунты. Пусть известны следующие данные: габариты барреты, габариты и глубина грунтовой ячейки, глубина погружения барреты в подстилающий слой а также деформационные характеристики окружающего и подстилающего грунтов.

Для поставленной задачи, необходимы определить:

1. Распределение нагрузки, приложенной на ростверк между барретой, окружающим и подстилающим грунтами;
2. Распределение нагрузки, воспринимающей оголовкой и пятой барреты, а также поверхностью барреты;

3. Значение осадки ростверка и барреты на уровне нижнего конца. Полагая, что осадка оголовка барреты и ростверка равны;
4. Приведенный модуль деформации системы «ростверк – баррета – массив грунта» в целом.

5.2. Взаимодействие абсолютно жесткой барреты с окружающим грунтом в составе барретно-плитного фундамента $S_R \neq 0$

Согласно расчетной схеме (рисунок 5.1) при взаимодействии барреты с ростверком и с массивом грунта, важно отметить, что нагрузка, приложенная к ростверку, воспринимается барретой и окружающим грунтом в первом приближении по следующей закономерности [4, 5, 44]:

$$P = \sigma_N \omega + \sigma_s (1 - \omega) \quad (5.1)$$

где P – усилие, приложенное к ростверку; σ_N – напряжение в стволе барреты на уровне оголовка барреты; σ_s – напряжение в окружающем грунте на контакте с ростверком. ω – безразмерный коэффициент, который является соотношением площадей поперечного сечения барреты и окружающего грунта, $\omega = ab/AB$.

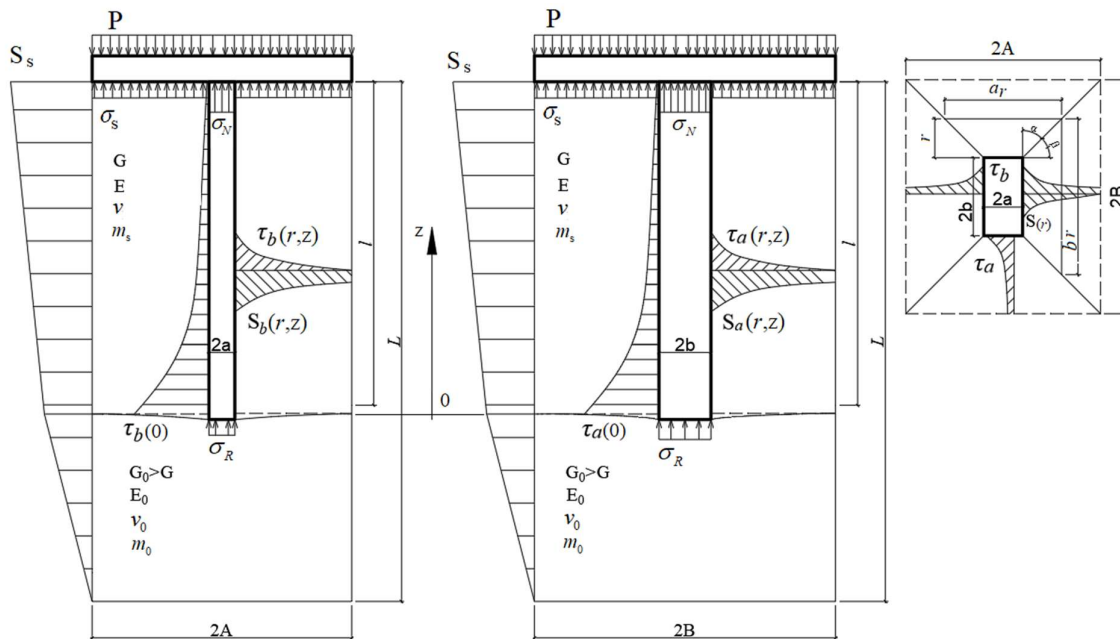


Рисунок 5.1 Расчетная схема задачи взаимодействия абсолютно жесткой барреты с ростверком и окружающим грунтом

Примем в первом приближении, что окружающий грунт уплотняется в условиях компрессионного сжатия. Полагая, что осадка продавливания нижнего слоя под пятой барреты мала и ей можно пренебречь. Однако из-за продавливания на контакте барреты с окружающим грунтом возникает касательное напряжение.

В целях описания распределения касательного напряжения в окружающем грунте, следует принять закономерность изменения касательных напряжений $\tau_a(r)$ и $\tau_b(r)$ по сторонам $2a$ и $2b$ следующим образом:

$$\tau_a(r) = \tau_a \frac{(B - r_1)^2}{(B - b)^2}; \quad \tau_b(r) = \tau_b \frac{(A - r_2)^2}{(A - a)^2} \quad (5.2)$$

где τ_a и τ_b касательные напряжения на контактной поверхности барреты с окружающим грунтом соответственно сторонам $2a$ и $2b$.

Зависимость сдвиговых деформаций $\gamma_a(r)$ и $\gamma_b(r)$ от касательных напряжений $\tau_a(r)$ и $\tau_b(r)$ в грунте вокруг барреты имеет вид:

$$\gamma_a(r) = \frac{-dS_a(r)}{dr} = \frac{-\tau_a(r)}{G}; \quad \gamma_b(r) = \frac{-dS_b(r)}{dr} = \frac{-\tau_b(r)}{G} \quad (5.3)$$

В первом случае вертикальные перемещения барреты будут обусловлены угловыми деформациями окружающего грунта без учета проскальзывания и могут быть представлены следующим образом:

$$S_a(r) = -\int \gamma_a(r) dr + C_a; \quad S_b(r) = -\int \gamma_b(r) dr + C_b \quad (5.4)$$

Подставляя $\gamma_a(r)$ и $\gamma_b(r)$ из (5.3) в $S_a(r)$ и $S_b(r)$, соответственно, с учетом (5.2) получаем:

$$S_a(z, r) = \tau_a(z) \frac{(B - r_1)^3}{3G(B - b)^2} + C_a; \quad S_b(z, r) = \tau_b(z) \frac{(A - r_2)^3}{3G(A - a)^2} + C_b \quad (5.5)$$

где C_a и C_b константы, определяющие из граничных условий ($r_1 = B$ и $r_2 = A$). Из условия компрессионного сжатия массива окружающего грунта от напряжения σ_s под ростверком можно записать, что:

$$S_s(z) = \sigma_s m_s z + \sigma_s m_0 (L - l) \quad (5.6)$$

где m_s и m_0 - коэффициенты относительной сжимаемости окружающего грунта и подстилающего грунта; l - глубина погружения барреты; L - глубина грунтовой ячейки.

При этом получаем константы C_a и C_b :

$$S_a(z, r = B) = C_a = S_b(z, r = A) = C_b = \sigma_s m_s z + \sigma_s m_0 (L - l) \quad (5.7)$$

При $r_1 = b$; $r_2 = a$ максимальные вертикальные перемещения по боковой поверхности барреты определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} S_a(z) &= \tau_a(z) \frac{B - b}{3G} + \sigma_s m_s z + \sigma_s m_0 (L - l); \\ S_b(z) &= \tau_b(z) \frac{A - a}{3G} + \sigma_s m_s z + \sigma_s m_0 (L - l) \end{aligned} \quad (5.8)$$

Осадка продавливания нижнего конца барреты в подстилающий грунт вычисляется по формуле (3.9), т.е:

$$S_R = \frac{\sigma_R (1 - \nu_0) a K_l w}{G_0} = \sigma_R K \quad (5.9)$$

Определяя расчетную величину σ_R в линейной постановке следует проверить степень её приближения к предельному состоянию ($\sigma_R < \sigma_R^*$). Такую проверку можно осуществить по формуле Л.Прандтля в виде:

$$\sigma_R^* = (\gamma l + c_0 \cdot \text{ctg} \varphi_0) \frac{1 + \sin \varphi_0}{1 - \sin \varphi_0} e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi_0} - c_0 \cdot \text{ctg} \varphi_0 \quad (5.10)$$

где: l - глубина погружения барретты; γ - удельный вес грунта в пределах от поверхности грунта до глубины l ; c_0 и φ_0 - параметры прочности подстилающего слоя грунта.

Из условия равновесия элементарного слоя барретты dz , следует, что:

$$4abd\sigma_b(z) = (4\tau_a a + 4\tau_b b)dz \quad (5.11)$$

где $\sigma_b(z)$ - изменяющееся напряжение по Oz согласно расчетной схеме (рисунок 5.1) в теле барретты.

После некоторых преобразований, (5.11) можно записать в виде:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \frac{\tau_a a + \tau_b b}{a \cdot b} \quad (5.12)$$

На основе условия того, что вертикальные перемещения по сторонам $2a$ и $2b$ являются одинаковыми, получаем зависимость $\tau_b(z)$ от $\tau_a(z)$ путем сопоставления $S_a(z)$ и $S_b(z)$ из (5.8):

$$\tau_b(z) = \tau_a(z) \frac{B-b}{A-a} \quad (5.13)$$

Подставляя полученное $\tau_b(z)$ из (5.13) в (5.12) получаем:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \tau_a(z) \frac{(A-a)a + (B-b)b}{(A-a)ab} = \tau_a(z)I \quad (5.14)$$

где
$$I = \frac{(A-a)a + (B-b)b}{(A-a)ab} \quad (5.15)$$

Закономерность изменения касательных напряжений на поверхности барретты в зависимости от глубины z согласно работе [49] представим следующим образом:

$$\tau_a(z) = \tau_a(0) \cdot e^{-\alpha \cdot z} \quad (5.16)$$

где $\tau_a(0)$ - максимальное значение касательного напряжения по стороне $2a$ на уровне нижнего конца барреты;

α - безразмерный коэффициент [5, 50], $\alpha = \frac{3}{l} \div \frac{5}{l}$; l (м) – глубина погружения барреты.

После интегрирования (5.14) по z с учетом (5.16), выражение напряжения $\sigma_b(z)$ в стволе барреты имеет вид:

$$\sigma_b(z) = \tau_a(0)I \int e^{-\alpha \cdot z} dz = \tau_a(0)I \frac{-e^{-\alpha \cdot z}}{\alpha} + C \quad (5.17)$$

Из условия $\sigma_b(z=0) = \sigma_R$ можно определить константу C .

$$\sigma_b(z=0) = \tau_a(0)I \frac{-e^{-\alpha \cdot 0}}{\alpha} + C = \sigma_R \quad (5.18)$$

$$C = \sigma_R + \tau_a(0) \frac{I}{\alpha} \quad (5.19)$$

Подставляя C из (5.19) в (5.17) получаем окончательное выражение $\sigma_b(z)$:

$$\sigma_b(z) = \tau_a(0)I \frac{-e^{-\alpha \cdot z}}{\alpha} + \tau_a(0) \frac{I}{\alpha} + \sigma_R \quad (5.20)$$

Значение вертикального напряжения на уровне оголовка определено за счет подстановки $z = l$ в формуле (5.20).

$$\sigma_b(l) = \sigma_N = \tau_a(0)I \frac{-e^{-\alpha \cdot l}}{\alpha} + \tau_a(0) \frac{I}{\alpha} + \sigma_R \quad (5.21)$$

Из условия несжимаемости материала барреты, следует, что осадка продавливания пяты барреты в подстилающий грунт и осадка окружающего грунта на уровне оголовка барреты ($z = l$) равны, т.е:

$$S_a(z=l) = S_R \quad (5.22)$$

$$\tau_a(0) \cdot e^{-\alpha \cdot l} \frac{B-b}{3G} + \sigma_s m_s l + \sigma_s m_0 (L-l) = \sigma_R K \quad (5.23)$$

где m_s - коэффициент относительной сжимаемости ячейки грунта, состоящих из окружающего грунтов в пределах глубины заложения барретты; m_0 - коэффициенты относительной сжимаемости подстилающего грунта под пятой барретты, примем $S_R = \sigma_R \cdot K$ - осадка продавливания пяты барретты по (5.9).

Из условия равновесия:

$$S_a(z=0) = S_R \quad (5.24)$$

получаем следующее уравнение:

$$\tau_a(0) \cdot e^{-\alpha \cdot 0} \frac{B-b}{3G} + \sigma_s m_s \cdot 0 + \sigma_s m_0 (L-l) = \sigma_R K \quad (5.25)$$

или

$$\tau_a(0) \cdot \frac{B-b}{3G} + \sigma_s m_0 (L-l) = \sigma_R K \quad (5.26)$$

Зависимость $\tau_a(0)$ от σ_s получаем путем сопоставления (5.26) и (5.23):

$$\tau_a(0) = \sigma_s \frac{3G}{B-b} \frac{m_s l}{1 - e^{-\alpha \cdot l}} \quad (5.27)$$

При учете полученного $\tau_a(0)$ из (5.27) выражение (5.26) принимаем вид:

$$\sigma_s \frac{3G}{B-b} \frac{m_s l}{1 - e^{-\alpha \cdot l}} \cdot \frac{B-b}{3G} + \sigma_s m_0 (L-l) = \sigma_R K \quad (5.28)$$

$$\sigma_s = \sigma_R \frac{K(1 - e^{-\alpha \cdot l})}{m_s l + m_0 (L-l)(1 - e^{-\alpha \cdot l})} \quad (5.29)$$

Подставляя выражения $\tau_a(0)$ из (5.27) в (5.21) с учетом (5.29) выражение (5.21) можно записаться в новом виде:

$$\sigma_N = \sigma_R \left[\frac{K \cdot m_s \cdot l \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})}{m_s \cdot l + m_0 \cdot (L - l) \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})} \cdot \frac{3 \cdot G \cdot I}{\alpha \cdot (B - b)} + 1 \right] \quad (5.30)$$

Заменяя σ_N и σ_s в (5.1) полученными выражениями (5.30) и (5.29), соответственно, и окончательно:

$$P = \sigma_R \left[\frac{K \cdot m_s \cdot l \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})}{m_s \cdot l + m_0 \cdot (L - l) \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})} \cdot \frac{3 \cdot G \cdot I}{\alpha \cdot (B - b)} + 1 \right] \omega + \sigma_R \frac{K \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})}{m_s \cdot l + m_0 \cdot (L - l) \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})} (1 - \omega) \quad (5.31)$$

$$P = \sigma_R I_2 \quad (5.32)$$

$$\sigma_R = \frac{P}{I_2} \quad (5.33)$$

$$\text{где } I_2 = \frac{K \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})}{m_s \cdot l + m_0 \cdot (L - l) \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})} \left[\frac{3 \cdot G \cdot I \cdot m_s \cdot l}{\alpha \cdot (B - b)} \omega + 1 - \omega \right] + \omega \quad (5.34)$$

Подставляя σ_R из (5.33) в (5.29) получаем зависимость σ_s от приложенной нагрузки P к ростверку:

$$\sigma_s = \frac{P}{I_2} \frac{K \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})}{m_s \cdot l + m_0 \cdot (L - l) \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})} \quad (5.35)$$

Заменяя σ_s в (5.27) полученным выражением (5.35) получаем формулу для определения $\tau_a(0)$, т.е:

$$\tau_a(0) = \frac{P}{I_2 \cdot (B - b)} \frac{3 \cdot G \cdot K \cdot m_s \cdot l}{m_s \cdot l + m_0 \cdot (L - l) \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot l})} \quad (5.36)$$

Осадка барреты в составе плитного фундамента состоит из осадки продавливания барреты и осадки компрессионного уплотнения подстилающего грунта, т.е. имеем:

$$S_p = S_R + S_0 = \frac{P \cdot (1 - \nu_0) \cdot a \cdot K_l \cdot w}{I_2 G_0} + P \cdot m_0 \cdot (L - l) \quad (5.37)$$

Распределение вертикального напряжения $\sigma_z(z)$ в теле барреты подчиняется экспоненциальной закономерности следующим образом:

$$\sigma_b(z) = \frac{P}{I_2(B-b)} \frac{3G \cdot K \cdot m_s \cdot l}{m_s l + m_0(L-l)(1 - e^{-\alpha \cdot l})} \frac{I}{\alpha} (1 - e^{-\alpha \cdot z}) + \frac{P}{I_2} \quad (5.38)$$

Распределение касательного напряжения $\tau_a(z)$ на боковой поверхности барреты по стороне $2a$ представим в виде:

$$\tau_a(z) = \frac{P}{I_2(B-b)} \frac{3G \cdot K \cdot m_s \cdot l}{m_s l + m_0(L-l)(1 - e^{-\alpha \cdot l})} \cdot e^{-\alpha \cdot z} \quad (5.39)$$

Принимаем первое приближение, что зависимость $\sigma_s(z)$ в окружающем грунте от $\sigma_b(z)$ имеет вид:

$$\sigma_s(z) = \frac{P}{1 - \omega} - \sigma_b(z) \frac{\omega}{1 - \omega} \quad (5.40)$$

При расчете осадки барреты в составе барретно плитного фундамента можно использовать метод приведенного модуля деформации системы «баррета-ростверк-массив грунта» и соответствующий приведенный коэффициент постели. Пусть осадка барреты (по формуле 5.37) определяется через приведенный относительный коэффициент сжимаемости \bar{m}_1 , при этом приведенная модуль деформации $\bar{E}_1 = 0.8/\bar{m}_1$. Формулу (5.37) можно переписать следующим образом:

$$S_p = \frac{P}{I_2} \cdot K + P \cdot m_0 \cdot (L - l) = P \bar{m}_1 L \quad (5.41)$$

Приведенный относительный коэффициент сжимаемости \bar{m}_1 имеет вид:

$$\bar{m}_1 = \frac{K + I_2 m_0 \cdot (L - l)}{I_2 \cdot L} \quad (5.42)$$

Приведенная модуль деформации системы «баррета-ростверк-массив грунта» \bar{E}_1 представлена следующим образом:

$$\bar{E}_1 = \frac{0.8I_2.L}{K + I_2m_0.(L-l)} \quad (5.43)$$

Приведенный коэффициент постели $\bar{C}_{п.1}$ определяется по формуле:

$$\bar{C}_{п.1} = \frac{P}{S_p} = \frac{I_2.L}{K + I_2m_0.(L-l)} \quad (5.44)$$

где

$$I_2 = \frac{K.(1 - e^{-\alpha.l})}{m_s.l + m_0.(L-l)(1 - e^{-\alpha.l})} \left[\frac{3.G.I.m_s.l}{\alpha.(B-b)} \omega + 1 - \omega \right] + \omega; \quad (5.45)$$

$$K = \frac{(1 - \nu_0).a.K_l.w}{G_0}$$

Рассматриваем пример, в котором внесены следующие параметры:

$P = 500$ кН; $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $A = 3.75$ м; $B = 4.5$ м; $l = 30$ м; $L = 40$ м; $K_1 = 0.72$; $G = 5000$ кПа; $G_0 = 30000$ кПа; $w = 1.22$; $\nu = 0.35$; $\nu_0 = 0.3$; $m_s = 4.615 \cdot 10^{-5}$ кПа $^{-1}$; $m_0 = 9.171 \cdot 10^{-6}$ кПа $^{-1}$; $\gamma = 18$ кН/м 3 ; $\varphi_0 = 19^\circ$; $c_0 = 60$ кПа; $\alpha = 0.1$. Тогда получаем $\sigma_R = 2843.13$ кПа; $\sigma_R^* = 3967$ кПа; $\tau_a(0) = 206$ кПа; $\sigma_N = 7111.6$ кПа; $\sigma_s = 27.74$ кПа; $S_p = 0.091$ м; $S_R = 0.044$ м; $\bar{E}_1 = 1670$ МПа; $\bar{m}_1 = 4.79 \cdot 10^{-6}$ кПа $^{-1}$; $\bar{C}_{п.1} = 209 \cdot 10^3$ кПа/м 3 .

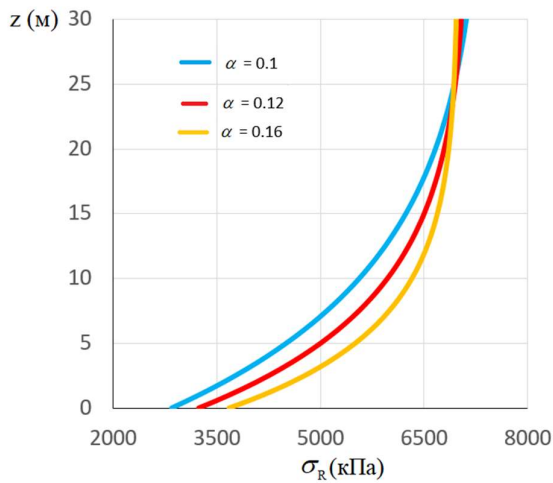


Рисунок 5.2 Кривые зависимости напряжения $\sigma_b(z)$ в теле барретты по глубине

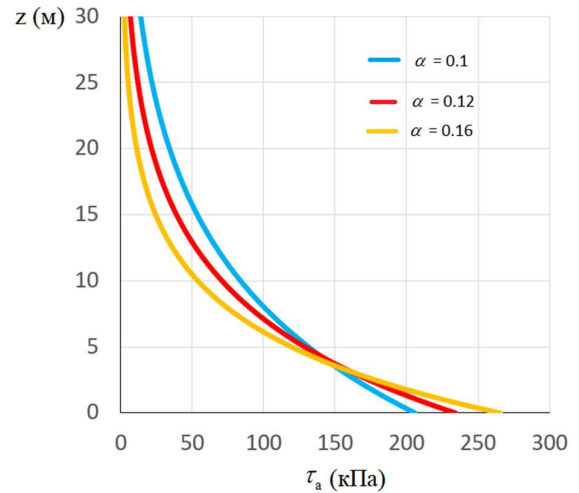


Рисунок 5.3 Кривые зависимости касательного напряжения $\tau_a(z)$ на боковой поверхности по глубине

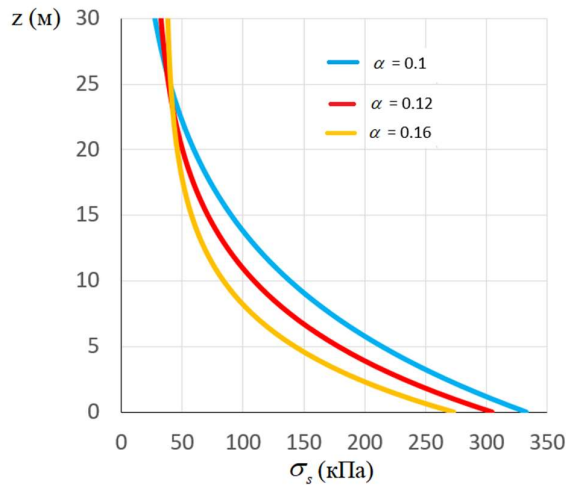


Рисунок 5.4 Кривые зависимости напряжения $\sigma_s(z)$ в окружающем грунте по глубине

Зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим и численным методами, представлено на рисунке 5.5. Как видно из рисунка 5.5 расхождение между двумя методами составляет около 3%.

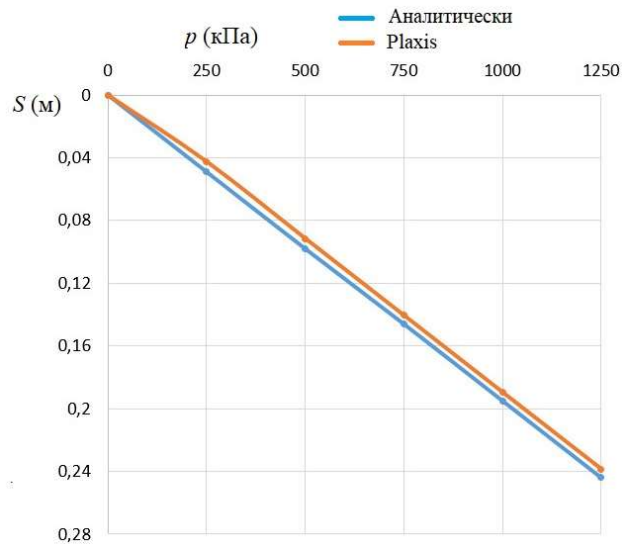


Рисунок 5.5 Графики «нагрузка – осадка», полученные аналитическим методом по формуле (5.37) и численным методом в Plaxis 3D.

5.3. Взаимодействие сжимаемой барреты с массивом грунта в составе барретно-плитного фундамента.

Решение задачи по схеме «баррета стойка» $S_R = 0$

В данном случае при $S_R = 0$, вертикальные перемещения ростверка, барреты и окружающего грунта оказываются одинаковыми. В первом приближении, можно принять, что происходит компрессионное сжатие системы «ростверк – баррета – массив грунта», в которой напряжения остаются постоянными по глубине.

При взаимодействии барреты с ростверком и с массивом грунта, важно отметить, что нагрузка, приложенная к ростверку, воспринимается барретой и окружающим грунтом по следующей закономерности:

$$P = \sigma_N \omega + \sigma_s (1 - \omega) \quad (5.46)$$

Осадка окружающего грунта за счет компрессионного сжатия определена следующим образом:

$$S_s = \sigma_s m_s l \quad (5.47)$$

где m_s - коэффициент относительной сжимаемости окружающего грунта; l – глубина погружения барреты; σ_s - вертикальное напряжение в окружающем грунте.

Осадка барреты за счет напряжения σ_N на уровне оголовка барреты:

$$S_b = \sigma_N m_b l \quad (5.48)$$

где m_s - коэффициент относительной сжимаемости материала барреты;

σ_N - вертикальное напряжение в окружающем грунте.

На основе условия $S_R = 0$ – баррета стойка, вертикальные перемещения ростверка, барреты и окружающего грунта принимают одинаковые значения $S_s = S_b$, получаем зависимость σ_N от σ_s :

$$\sigma_N = \sigma_s \frac{m_s}{m_b} \quad (5.49)$$

Подставляя σ_N из (5.49) в выражение (5.46) получаем:

$$\sigma_N = p \frac{m_s}{m_s \omega + m_b (1 - \omega)}; \quad \sigma_s = p \frac{m_b}{m_s \omega + m_b (1 - \omega)} \quad (5.50)$$

Исходя из условия того, что $S_s = S_b$ следует отметить, что $p \bar{m} l = S_b m_b l$, где \bar{m} представляет собой приведенный коэффициент относительной сжимаемости системы «ростверк – баррета – массив грунта» в целом. Подставляя сюда полученное выражение из (5.50) окончательно получаем:

$$\bar{m} = p \frac{m_b m_s}{m_s \omega + m_b (1 - \omega)} \quad (5.51)$$

$$S_p = \bar{m} p l \quad (5.52)$$

Поставленная задача таким образом полностью решена при условии «баррета-стойка».

Решение задачи по схеме «висячая баррета» $S_R \neq 0$

Расчетная схема задачи о взаимодействии барреты конечной жесткости с массивом грунта в составе барретно-плитного фундамента согласно случаю «баррета – висячая» отображена на рисунке 5.6.

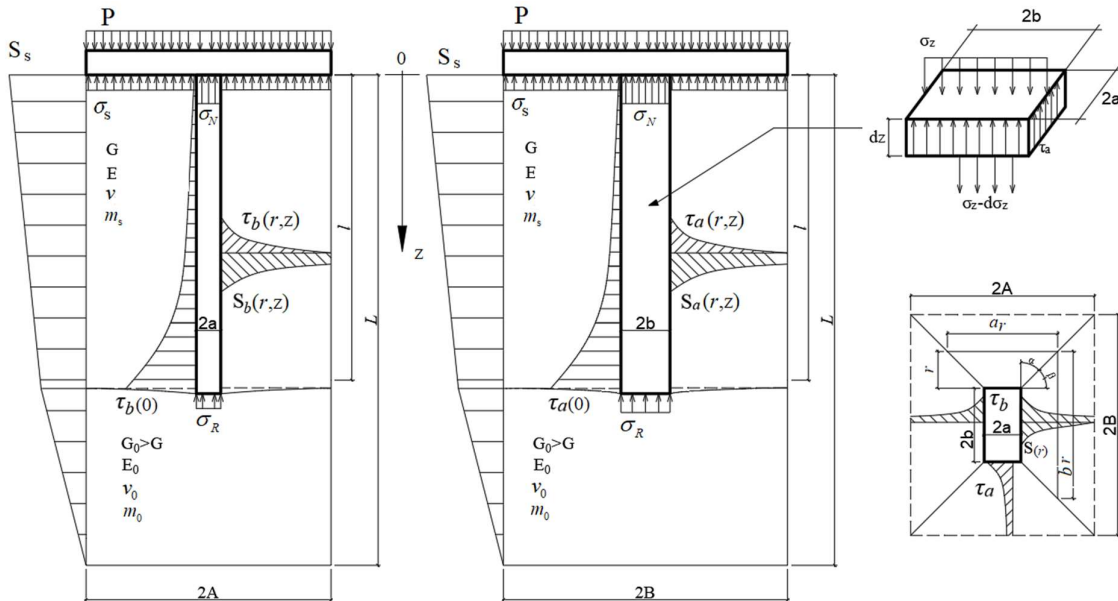


Рисунок 5.6 Расчетная схема задачи взаимодействия барреты конечной жесткости с ростверком и массивом грунта

Нагрузка, приложенная к ростверку, как и ранее принимаем, воспринимается барретой и окружающим грунтом в первом приближении следующим образом:

$$P = \sigma_N \omega + \sigma_s (1 - \omega) \quad (5.53)$$

где P – нагрузка, приложенная на ростверк; σ_N – напряжение в стволе барреты на уровне оголовка барреты; σ_s – напряжение в окружающем грунте под ростверком. ω – безразмерный коэффициент, который является отношением площадь поперечного сечения барреты к площади поперечного сечения грунтовой ячейки, $\omega = ab/AB$.

Рассматривая взаимодействие барреты конечной жесткости с массивом грунта соответственно началу координат $z = 0$ на уровне оголовка барреты, при

условии равновесия напряжения элемента тела барреты dz получаем, что приращение напряжения в стволе барреты принимается равным приращению касательного напряжения на контактной поверхности между барретой и окружающим грунтом, т.е:

$$4abd\sigma_b(z) = (4\tau_a a + 4\tau_b b)dz \quad (5.54)$$

где $\sigma_b(z)$ - изменяющееся напряжение по Oz в теле барреты.

После некоторых преобразований, (5.54) можно записаться в виде:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \frac{\tau_a a + \tau_b b}{a.b} \quad (5.55)$$

На основе условия того, что вертикальные перемещения по сторонам $2a$ и $2b$ являются одинаковыми, получаем зависимость $\tau_b(z)$ от $\tau_a(z)$ путем сопоставления $S_a(z)$ и $S_b(z)$ из (5.8).

$$\tau_b(z) = \tau_a(z) \frac{B-b}{A-a} \quad (5.56)$$

Подставляя полученное $\tau_b(z)$ из (5.56) в (5.55) получаем:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \tau_a(z) \frac{(A-a)a + (B-b)b}{(A-a)ab} = \tau_a(z)I \quad (5.57)$$

где

$$I = \frac{(A-a)a + (B-b)b}{(A-a)ab} \quad (5.58)$$

Касательные напряжения на боковой поверхности по сторонам $2a$ и $2b$ определено следующим формулам:

$$\tau_a(r) = \tau_a \frac{(B-r_1)^2}{(B-b)^2}; \tau_b(r) = \tau_b \frac{(A-r_2)^2}{(A-a)^2} \quad (5.59)$$

где τ_a и τ_b касательные напряжения на контактной поверхности барреты с окружающим грунтом соответственно сторонам $2a$ и $2b$.

Исходя из формул 5.3, ...,5.7 в разделе 5.2 максимальные вертикальные перемещения по боковой поверхности барреты определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} S_a(z) &= \tau_a(z) \frac{B-b}{3G} + \sigma_s m_s (l-z) + \sigma_s m_0 (L-l); \\ S_b(z) &= \tau_b(z) \frac{A-a}{3G} + \sigma_s m_s (l-z) + \sigma_s m_0 (L-l) \end{aligned} \quad (5.60)$$

При учете сжимаемости барреты используется закон Гука, т.е. $\sigma_b / E_\sigma = dS / dz$. Дифференцируя это уравнение получаем:

$$\frac{d\sigma_b(z)}{dz} = \frac{d^2 S(z)}{dz^2} \cdot E_\sigma \quad (5.61)$$

где $\sigma_b(z)$ и $S_b(z)$ представляют собой вертикальное напряжение и осадку ствола барреты, соответственно.

Сопоставляя (5.61) и (5.57) получаем:

$$\frac{d^2 S(z)}{dz^2} \cdot E_\sigma = \tau_a(z) I \quad (5.62)$$

Подставляя выражение для касательного напряжения $\tau_a(z)$ из уравнения (5.60) получаем следующее выражение:

$$\frac{d^2 S_a(z)}{dz^2} \cdot E_\sigma = \frac{3GI}{B-b} [S_a(z) - \sigma_s m_s (l-z) - \sigma_s m_0 (L-l)] \quad (5.63)$$

После некоторых преобразований, уравнение (5.63) можно записаться в следующем виде:

$$\frac{d^2 S_a(z)}{dz^2} - \lambda S_a(z) + \lambda [\sigma_s m_s (l-z) + \sigma_s m_0 (L-l)] = 0 \quad (5.64)$$

где
$$\lambda^2 = \frac{3GI}{E_\sigma (B-b)} \quad (5.65)$$

Решение дифференциального уравнения (5.64) имеет вид:

$$S_a(z) = C_1.sh\lambda z + C_2.ch\lambda z + \sigma_s m_s(l-z) + \sigma_s m_0(L-l) \quad (5.66)$$

На уровне оголовка барреты, при $z = 0$, осадка оголовка барреты равна осадке окружающего грунта за счет компрессионного сжатия окружающего грунта под действием σ_s .

$$S_a(0) = S_s \quad (5.67)$$

$$C_1.sh\lambda 0 + C_2.ch\lambda 0 + \sigma_s m_s(l-0) + \sigma_s m_0(L-l) = \sigma_s m_s l + \sigma_s m_0(L-l) \quad (5.68)$$

тогда $C_2 = 0$, и отсюда выражение осадки барреты принимает вид:

$$S_a(z) = C_1.sh\lambda z + \sigma_s m_s(l-z) + \sigma_s m_0(L-l) \quad (5.69)$$

Для определения усилий в баррете и окружающем грунте следует записать следующую систему уравнений, в том числе:

1. Уравнение равновесия усилий между барретой и окружающим грунтом:

$$P = \sigma_N \omega + \sigma_s (1 - \omega) \quad (5.70)$$

где P – приложенная нагрузка на ростверк; σ_N - напряжение, образующееся в оголовке барреты; σ_s - напряжение в окружающем грунте.

2. Уравнение равновесия между напряжением в теле барреты и касательным напряжением:

$$N_{\bar{\sigma}} = T + R \quad (5.71)$$

где $N_{\bar{\sigma}} = 4ab\sigma_N$ - усилие на уровне оголовка барреты;

$$T = 2T_a + 2T_b = 4a \int_0^l \tau_a(z) dz + 4b \int_0^l \tau_b(z) dz \quad - \text{ сила трения по боковой}$$

поверхности барреты;

$$R = 4ab\sigma_R \quad - \text{ усилие на пяте барреты.}$$

С учетом (5.56) выражение (5.71) после некоторых преобразований можно записать в виде:

$$\sigma_N = I \int_0^l \tau_a(z) dz + \sigma_R \quad (5.72)$$

где

$$I = \frac{(A-a)a + (B-b)b}{(A-a)ab} \quad (5.73)$$

Путем сопоставления (5.60) и (5.66) касательное напряжение $\tau_a(z)$ определяется следующим образом:

$$\tau_a(z) = \frac{3G}{B-b} C_1 \cdot sh\lambda z \quad (5.74)$$

Подставляя $\tau_a(z)$ из (5.74) и затем в (5.72) получаем:

$$\sigma_N = \frac{3G \cdot I \cdot C_1}{\lambda(B-b)} (ch\lambda l - 1) + \sigma_R \quad (5.75)$$

3. Равенство осадок барреты и массива грунта на уровне оголовка барреты ($z=0$) можно записаться так:

$$S_a(0) = S_{сж} + S_R$$

где $S_{сж} = \frac{(\sigma_N - \sigma_R) \cdot l}{E_{\sigma}}$ - осадка сжатия тела барреты; $S_a(0)$ принимается по (5.69).

Тогда получаем:

$$\sigma_R K + \frac{(\sigma_N - \sigma_R) \cdot l}{E_{\sigma}} = \sigma_s m_s l + \sigma_s m_0 (L - l) \quad (5.76)$$

4. Равенство осадок барреты и массива грунта на уровне пяты барреты ($z=l$):

$$S_a(l) = S_R \quad (5.77)$$

где $S_a(l)$ принимается по (5.69).

$$C_1 \cdot sh\lambda l + \sigma_s m_0 (L - l) = \sigma_R K \quad (5.78)$$

Система, предназначенная для определения усилий в системе «баррета – ростверк – массив грунта», состоит из 4 вышеуказанных уравнений (5.70), (5.75), (5.76), и (5.78):

$$\begin{cases} P = \sigma_N \omega + \sigma_s (1 - \omega) \\ \sigma_N = \frac{3G.I.C_1}{\lambda(B-b)} (ch\lambda z - 1) + \sigma_R \\ \sigma_R K + \frac{(\sigma_N - \sigma_R) \cdot l}{E_6} = \sigma_s m_s l + \sigma_s m_0 (L - l) \\ C_1 \cdot sh\lambda l + \sigma_s m_0 (L - l) = \sigma_R K \end{cases} \quad (5.79)$$

Решая систему уравнений (5.79) с помощью Mathcad получаем неизвестные в виде:

$$\begin{cases} \sigma_R = \frac{P}{V_3 \omega + V_1 (1 - \omega)}; \quad \sigma_N = \frac{PV_3}{V_3 \omega + V_1 (1 - \omega)}; \\ \sigma_s = \frac{PV_1}{V_3 \omega + V_1 (1 - \omega)}; \quad C_1 = \frac{PV_2}{V_3 \omega + V_1 (1 - \omega)}; \\ K + \frac{3l.G.K.I.(ch\lambda l - 1)}{\lambda E_6 (B - b) sh\lambda l} \\ V_1 = \frac{m_s l + m_0 (L - l)}{sh\lambda l}; \quad V_2 = \frac{K}{sh\lambda l} - V_1 \frac{m_0 (L - l)}{sh\lambda l}; \\ V_3 = V_2 \frac{3.G.I.(ch\lambda l - 1)}{\lambda(B-b)} + 1 \end{cases} \quad (5.80)$$

Подставляя C_1 из (5.80) в (5.74), получаем закон распределения касательного напряжения $\tau_a(z)$ по глубине z :

$$\tau_a(z) = \frac{3G}{B-b} \cdot \frac{PV_2}{V_3 \omega + V_1 (1 - \omega)} \cdot sh\lambda z \quad (5.81)$$

Аналогично выражение для зависимости касательного напряжения $\tau_b(z)$ от глубины представлено следующим образом:

$$\tau_b(z) = \frac{3G}{A-a} \cdot \frac{PV_2}{V_3 \omega + V_1 (1 - \omega)} \cdot sh\lambda z \quad (5.82)$$

Выражение для вертикального напряжения $\sigma_b(z)$ в стволе барреты определяется путем интегрирования уравнения (5.57) по z , т.е:

$$\sigma_b(z) = I \int \tau_a(z) dz \quad (5.83)$$

$$\sigma_b(z) = \frac{3GI}{\lambda(B-b)} \cdot \frac{PV_2}{V_3\omega + V_1(1-\omega)} \cdot ch\lambda z + C \quad (5.84)$$

Исходя из граничного условия того, что при $z = 0$ $\sigma_b(0) = \sigma_N$ выражение $\sigma_b(z)$ из (5.84) отображено следующим образом:

$$\sigma_b(z) = \frac{3GI}{\lambda(B-b)} \cdot \frac{PV_2}{V_3\omega + V_1(1-\omega)} \cdot (1 - ch\lambda z) + \frac{PV_3}{V_3\omega + V_1(1-\omega)} \quad (5.85)$$

Подставляя $\sigma_b(z)$ из (5.85) в (5.53) находим зависимость напряжения $\sigma_s(z)$ от глубины z :

$$\sigma_s(z) = \frac{P}{1-\omega} - \sigma_b(z) \frac{\omega}{1-\omega} \quad (5.86)$$

Осадка барреты в составе плитного фундамента состоит из осадки продавливания барреты, осадки за счет сжимаемости материала барреты и осадки уплотнения подстилающего грунта, т.е. имеем:

$$S_p = S_R + S_{сж} + S_0 = \frac{\sigma_R \cdot (1 - \nu_0) \cdot a \cdot K_l \cdot w}{G_0} + \frac{(\sigma_N - \sigma_R)l}{E_6} + P \cdot m_0 \cdot (L - l) \quad (5.87)$$

При учета сжимаемости материала барреты, определение приведенного коэффициента относительной сжимаемости \bar{m}_2 , приведенной модули деформации \bar{E}_2 и приведенного коэффициента постели $\bar{C}_{n,2}$ системы «баррета-ростверк-массив грунта» аналогично со случаем, указанным в разделе 5.2. С учетом выражения (5.80), формулу (5.87) можно записать в следующем виде:

$$S_p = \frac{P \cdot K}{V_3\omega + V_1(1-\omega)} + \frac{P(V_3 - 1)l}{[V_3\omega + V_1(1-\omega)]E_6} + P \cdot m_0 \cdot (L - l) = P\bar{m}_2L \quad (5.88)$$

Приведенный относительный коэффициент сжимаемости \bar{m}_2 имеет вид:

$$\bar{m}_2 = \frac{KE_{\delta} + (V_3 - 1)l + m_0 \cdot (L - l) [V_3\omega + V_1(1 - \omega)] E_{\delta}}{[V_3\omega + V_1(1 - \omega)] L E_{\delta}} \quad (5.89)$$

Приведенная модуль деформации системы «баррета-ростверк-массив грунта» \bar{E}_2 представлена следующим образом:

$$\bar{E}_2 = \frac{0.8 [V_3\omega + V_1(1 - \omega)] L E_{\delta}}{KE_{\delta} + (V_3 - 1)l + m_0 \cdot (L - l) [V_3\omega + V_1(1 - \omega)] E_{\delta}} \quad (5.90)$$

Приведенный коэффициент постели $\bar{C}_{п.2}$ определяется по формуле:

$$\bar{C}_{п.2} = \frac{P}{S_p} = \frac{[V_3\omega + V_1(1 - \omega)] L E_{\delta}}{KE_{\delta} + (V_3 - 1)l + m_0 \cdot (L - l) [V_3\omega + V_1(1 - \omega)] E_{\delta}} \quad (5.91)$$

Рассматриваем пример, в котором внесены следующие параметры:

$P = 500$ кН; $a = 0.75$ м; $b = 1.5$ м; $A = 3.75$ м; $B = 4.5$ м; $l = 30$ м; $L = 40$ м; $K_1 = 0.72$; $G = 5000$ кПа; $G_0 = 30000$ кПа; $E_{\delta} = 30000$ кПа; $w = 1.22$; $\nu = 0.35$; $\nu_0 = 0.3$; $m_s = 4.615 \cdot 10^{-5}$ кПа⁻¹; $m_0 = 9.171 \cdot 10^{-6}$ кПа⁻¹. Тогда получаем $\sigma_R = 2302.87$ кПа; $\tau_a(l) = 164.395$ кПа; $\sigma_N = 7118,62$ кПа; $\sigma_s = 27.24$ кПа; $S_p = 0.097$ м; $S_R = 0.035$ м. $\bar{E}_1 = 1776$ МПа; $\bar{m}_1 = 4.505 \cdot 10^{-6}$ кПа⁻¹; $\bar{C}_{п.1} = 222.10^3$ кПа/м³.

Зависимости $\sigma_b(z)$, $\tau_a(z)$, и $\sigma_s(z)$ от глубины при различных значениях длины барреты $l_1 = 30$ м; $l_2 = 40$ м; $l_3 = 50$ м.

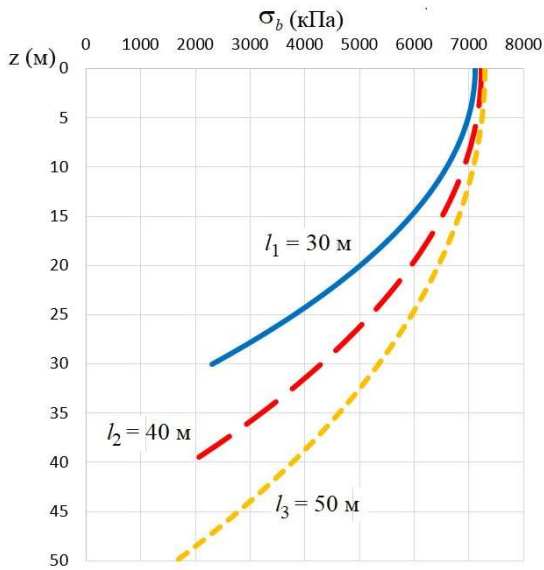


Рисунок 5.7 Кривые зависимости напряжения $\sigma_b(z)$ в теле барретты по глубине

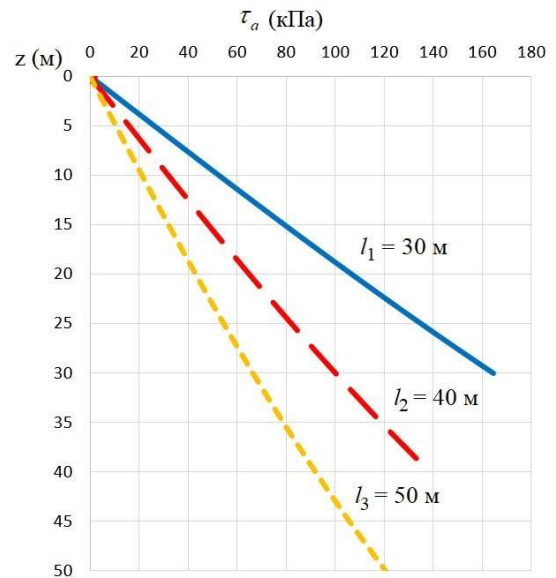


Рисунок 5.8 Кривые зависимости касательного напряжения $\tau_a(z)$ на боковой поверхности по глубине

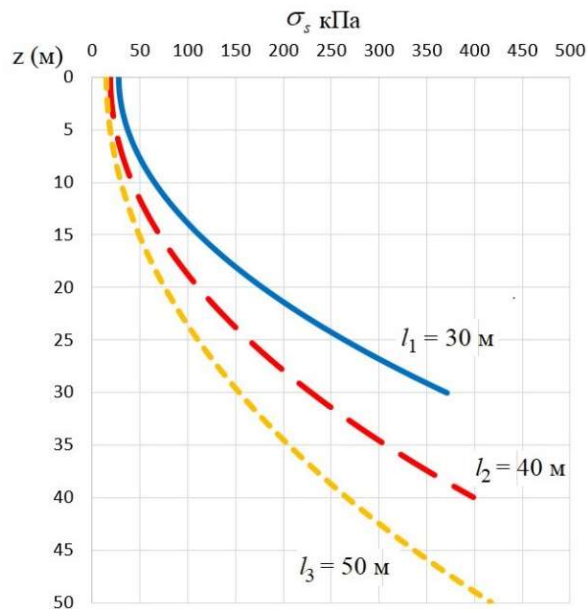


Рисунок 5.9 Кривые зависимости напряжения $\sigma_s(z)$ в окружающем грунте по глубине

Зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим и численным методами, представлено на рисунке 5.10. Как видно из рисунка 5.10 расхождение между двумя методами составляет около 8%.

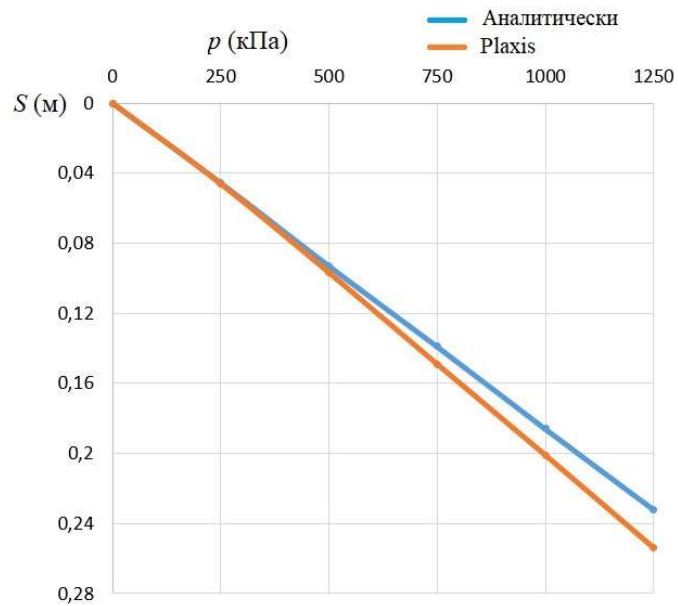


Рисунок 5.10 Графики «нагрузка – осадка», полученные аналитическим по (5.81) и численным Plaxis 3D методами.

5.4. Вывод по главе

1. При взаимодействии барреты с массивом грунта, а также с ростверком образуется сложно неоднородное напряженно деформированное состояние, которое в зависимости от выбранных геометрических параметров барреты и грунтовой ячейки, в том числе ширины, длины, и габарита), а также физически механических свойств.

2. Решена задача о взаимодействии барреты с массивом грунта и с ростверком с учетом и без учета сжимаемости материала барреты. При учете деформации ствола барреты получено решение задачи с помощью рассмотрения дифференциального уравнения второго порядка относительно вертикальной деформации барреты.

3. Показано, что равномерно распределенная нагрузка, приложенная на ростверк, распределяется между барретой, окружающим и подстилающим грунтами неравномерно. Решения заданных двух случаев показывают, что эпюры распределения касательных напряжения подчиняются экспоненциальным законом с ростом величины по глубине. На долю барреты на

уровне нижнего конца проходится менее 20% от величины нагрузки на уровне оголовка барреты.

4. Решения задачи с учетом и без учета сжимаемости материала барреты приводит к хорошей сходимости с результатами численного решения..

5. Предложены методы определения приведенных коэффициентов относительной сжимаемости, коэффициента постели и модуля деформации системы «баррета-ростверк-массив грунта». Это позволяет расчет осадки барреты выполнять с помощью осредненного параметра деформируемости армированного барретами.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании выполненных поставленных задач можно сделать следующие основные выводы:

1. Необходимо совершенствовать аналитические и численные методы моделирования напряженно-деформированного состояния грунтовой ячейки в целях количественной оценки поведения барретных фундаментов под воздействием внешней нагрузки;

2. При взаимодействии грунтов со свайным фундаментом, учет реологических свойств грунтового основания необходим. Он оказывает значительное влияние на кривые осадок во времени, а также на особенности распределения воспринимаемой нагрузки на грунты через боковые поверхности и нижнего конца сваи. В результате необходимо совершенствовать существующие методы и разрабатывать современные методы расчета осадок свайных фундаментов, в том числе баррет и барретных фундаментов аналитическим и численным методом с учетом реологических свойств грунтов, основанные на расчетных моделях грунтовой среды;

3. Разработан метод количественной оценки НДС двухслойного массива грунта, вмещающего баррету и взаимодействующего с ними;

4. Учет сжимаемости материала барреты оказывает существенное влияние на распределение касательных напряжений по боковой поверхности и нижнему концу барреты, а также на величину вертикального перемещения массой барреты;

5. Осадка одиночной барреты растет нелинейно с ростом напряжения под ее пятой, находящейся в нелинейной зависимости от сил трения на боковой поверхности барреты. Эта зависимость определяется деформационными и прочностными свойствами окружающего и подстилающего грунтов, а также геометрических параметров барреты и окружающего грунта. В результате Показана нелинейная зависимость осадки от нагрузки и предложена кривая

зависимость «осадка – нагрузка» для практических задач при применении баррет в качестве фундамента;

6. Совместное использование нелинейных моделей С.П. Тимошенко (для сдвиговой деформации) и С.С. Григоряна (для объемных деформации) с системой физических уравнений Генки позволяет построить кривые зависимости осадки барреты от напряжения σ_R с двойной кривизной в упруго – пластической постановке. Также показано, что при подборе разной комбинации данных параметров с различными параметрами деформируемости ($G, \nu, \varepsilon^*, \alpha$) и прочности (ϕ и c) грунтов, кривая «осадка – напряжение» ($S - \sigma_R$) может иметь затухающий и незатухающий с ростом σ_R характер;

7. Показана существенная зависимость характера распределения усилия между поверхностью и нижним концом барреты от деформационных, прочностных, и реологических характеристик массива грунта, а также геометрических параметров барреты и грунтовой ячейки. В результате построены кривые зависимости осадки барреты, а также усилия, образующегося при взаимодействии с массивом грунта, от времени для прогноза длительной несущей способности барреты по первой и второй группам предельного состояния;

8. Реологические свойства грунтового массива вызывают значительное влияние на механизм распределения и перераспределения напряжений в теле барреты и по ее боковой поверхности под пятой барреты. Анализ полученных кривых зависимости осадки и напряжения σ_R от времени показывает, что реологические параметры грунтовой среды оказывают существенно влияние на развитие во времени осадки и несущей способности барреты;

9. При совместном использовании моделей Кельвина – Фойгта и Тер-Мартirosяна А.З. с системой физических уравнений Генки, возможен прогноз длительные осадка и несущая способность барреты в виде кривой «осадка – напряжение» ($S - \sigma_R$) с двойной кривизной;

10. При взаимодействии барреты с массивом грунта и ростверком формируется сложное неоднородное напряженно деформированное состояние, которое существенно зависит от выбранных геометрических параметров барреты и грунтовой ячейки, а также физических и механических свойств массива грунта;

11. Решения задачи о взаимодействия барреты с массивом грунта и с ростверком в упругой постановке с учетом и без учета жесткости барреты показывают хорошую сходимость с численными методами аналогичной постановки;

12. Решения задачи взаимодействия барреты с массивом грунта и с ростверком показывают, что равномерно распределенная нагрузка, приложенная на ростверк, распределяется между барретой, окружающим и подстилающим грунтами неравномерно;

13. Решения задачи взаимодействия длинной барреты с массивом грунта и с ростверком также показывают, что на уровне нижнего конца приходится 10-15% от приложенной на ростверк нагрузки, распределение касательного напряжения по боковой поверхности барреты по глубине подчиняется экспоненциальным функциям. При росте жесткости барреты, напряжение под пяты барреты возрастает;

14. Предложены приведенные коэффициент относительной сжимаемости, коэффициент постели и модуль деформации системы «баррета-ростверк-массив грунта»;

15. Предложены формулы для определения осадки и несущей способности барреты и барретного фундамента с учетом упруго-пластических и упруго-вязких свойств грунтов.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки

Необходимо дальнейшее развитие метода расчета осадок и несущей способности барреты и барретного фундамента с учетом упруго-вязких и упруго-пластических свойств грунтов на основании экспериментально-теоретических исследований. Это позволит совершенствовать методы количественной оценки НДС как одиночных баррет, так и баррет в составе барретно-плитных фундаментах, опирающихся на массив глинистого грунта.

Результаты экспериментальных и теоретических исследований, выполненных в настоящей работе, предполагается внедрить в практику НИР и опытно-конструкторских работ в НОЦ «Геотехника НИУ МГСУ», а также автором диссертационной работы в своей научной и педагогической деятельности во Вьетнаме, а также использования в качестве дополнительной научно-технической литературы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Луга А.А. Исследование работы маломасштабных свайных фундаментов в песчаных грунтах на осевую нагрузку // Основания и фундаменты: Сб. тр. М.: Трансжелдориздат. - 1955. - С. 188-222.
2. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. - М.: Стройиздат, 1994, - 384 с.
3. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов: учебное пособие / З.Г. Тер-Мартirosян. - М.: АСВ, 2009. - 552 с.
4. Тер-Мартirosян А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дисс. ... док. техн. Наук: 05.23.02 / Тер-Мартirosян Армен Завенович. - М., 2016. - 324 с.
5. Сидоров В.В. Напряженно-деформированное состояние неоднородного грунтового массива, взаимодействующего с барретами большой длины: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сидоров Виталий Валентинович. - М., 2013. - 159 с.
6. Ухов С. Б. Механика грунтов. / С.Б. Ухов, В. В. Семенов, В.В. Знаменский, З.Г. Тер-Мартirosян, С.Н. Чернышев. - М.: Высшая школа, 2007. - 566 с.
7. Цытович Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. - 1963, - 437 С.
8. СП 22 13330 2016 Основания зданий и сооружений. - М.: Стандартинформ, 2019.
9. СП 24 13330 2011 Свайные фундаменты. - М.: ФГБУ “РСТ”, 2021.
10. Луга А.А Методические указания по расчету осадок одиночных свай / А.А. Луга. - М., 1963.
11. Голубков В.Н. Несущая способность свайных оснований / В.Н. Голубков. - М., Машстройиздат, 1950. - 142 с.
12. Огранович А.Б. К вопросу определения осадки одиночной сваи / А.Б. Огранович // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1963. - №1.

13. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Том 1 / В.А. Флорин. – Ленинград: Стройиздат, 1959. - 356 с.
14. Тер-Мартirosян А.З. Осадка и несущая способность длинной сваи / Тер-Мартirosян А.З., Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Т.В., Лузин И.Н. // Вестник МГСУ. - 2012. - №5. - С. 22-27.
15. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы ползучести / Н.Х. Арутюнян. - М.: Гостехиздат, 1952. - 324 с.
16. Буслов А.С. Уравнения ползучести грунта на основе вероятностной реологической модели / А.С. Буслов, Б.В. Бахолдин, Л.Р. Ставницер // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2017. - № 1. - С. 2-8.
17. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов. - М.: Высшая школа, 1978. - 447 с.
18. Галин Л.А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости / Л.А. Галин. - М.: Наука, 1986. - 296 с.
19. Гольдштейн М.Н. Расчет осадок и прочности оснований зданий и сооружений / М.Н. Гольдштейн, С.Г. Кушнер, М.И. Шевченко. - М.: Киев, 1977. - 209 с.
20. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. - М.: Стройиздат, 1978. - 344 с.
21. Тер-Степанян, Г.И. Исследование ползучести глинистых грунтов при сдвиге / Г.И. Тер-Степанян // В кн: Труды VIII Международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Москва, 1972. С. 51-63.
22. Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов / С.Р. Месчан - М.: Недра, 1985. - 342 с.
23. Качанов Л.М. Основы теории пластичности / Л.М. Качанов. - М.: Наука, 1969. - 420 с.
24. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений / З.Г. Тер-Мартirosян. - М.: Стройиздат, 1990. - 199 с.
25. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1966. - 752 с.

26. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. - М.: Стройиздат, 1977. - 256 с.
27. Ясин М.А. Методика испытаний и расчета свай на осадку и несущую способность в условиях ползучести: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Ясин Ахмед М. Оун. - М., 1990. - 151 с.
28. Зарецкий Ю. К. Вязкопластичность льда и мерзлых грунтов / Ю.К. Зарецкий, Б.Д. Чумичев, А.Г. Щеболев. - М.: Наука, 1986. - 182 с.
29. Лапшин Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. - М.: Саратовского универс, 1979. - 152 с.
30. Нгуен З.Н. Взаимодействие буронабивных длинных свай с грунтовым основанием с учетом фактора времени: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Нгуен Занг Нам. - М., 2007. - 167 с.
31. Тер-Мартirosян З.Г. Взаимодействие свай большой длины с неоднородным массивом с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, З.Н. Нгуен // Вестник МГСУ. - 2008. - № 2. - С. 3-14.
32. Тер-Мартirosян З.Г. Взаимодействие задавливаемой сваи с однородным и неоднородным основанием с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, М.В. Королев, В.М. Конаш // Вестник МГСУ. - 2008. - № 2. - С. 63-80.
33. Тер-Мартirosян З.Г. Взаимодействие длинных свай с двухслойным упруго-ползучим основанием / З.Г. Тер-Мартirosян, З.Н. Нгуен // Вестник гражданских инженеров. - 2007. - №1. - С. 52-55.
34. Тер-Мартirosян З.Г. Ползучесть и длительная несущая способность длиной сваи, погруженной в массив из глинистого грунта / З.Г. Тер-Мартirosян, В.В. Сидоров, К.З. Тер-Мартirosян // Вестник МГСУ. - 2013. - № 1. - С. 109-115.
35. Чинь Туан Вьет. Взаимодействие буронабивных длинных свай конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами и ростверком: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Чинь Туан Вьет. - М., 1990, - 114 с.

36. Динь Х.Н. Взаимодействие длинных свай с грунтом в свайном фундаменте: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Динь Хоанг Нам. - М., 2006. - 163 с.

37. Россихин Ю.В. Свайные фундаменты на слабых и оседающих грунтах. / Россихин Юрий Владимирович. - Ер.: Рига. РПИ, 1974. - 157 с.

38. Дорошкевич Н.М. Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах их нагружения / Н.М. Дорошкевич, В.В. Знаменский, В.И. Кудинов // Вестник МГСУ. - 2006. - № 1. - С. 119-132.

39. Тер-Мартirosян З.Г. Взаимодействие одиночной сваи с однородным слоем грунта ограниченного размера / З.Г. Тер-Мартirosян, П.В. Струнин // Строительство – формирование среды жизнедеятельности: сб. тр. 15-й Междунар. межвуз. науч.-практ. конф. молодых ученых, аспирантов и докторантов. - М., 2012. - С. 115–117.

40. Тер–Мартirosян З.Г. Расчет осадок фундамента глубокого заложения с учетом его жесткости / З.Г. Тер–Мартirosян, В.В. Сидоров // Жилищное строительство. - 2010. - №5. - С. 36–38.

41. Тер-Мартirosян З.Г. Расчет напряженно-деформированного состояния одиночной сжимаемой барреты и сваи при взаимодействии с массивом грунта / З.Г. Тер-Мартirosян, В.В. Сидоров, П.В. Струнин // Жилищное строительство. - 2013. - №9. - С. 18-22.

42. Тер-Мартirosян З.Г. Теоретические основы расчета фундаментов глубокого заложения - свай и баррет / З.Г. Тер-Мартirosян, В.В. Сидоров, П.В. Струнин // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. - 2014. - №9. - С. 190-206.

43. Тер-Мартirosян З.Г., Чинь Т.В. Взаимодействие одиночной длиной сваи с основанием с учетом сжимаемости ствола сваи / З.Г. Тер-Мартirosян, Т.В. Чинь // Вестник МГСУ. - 2011. - № 8. - С. 104-109.

44. Струнин П.В. Напряженно деформированное состояние грунтоцементных свай, взаимодействующих с грунтовым основанием и

межсвайным пространством: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Струнин Павел Владимирович. - М., 2013. - 167 с.

45. Тимошенко С.П. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Дж. Гудьер. - М.: Наука, 1975. - 87 с.

46. Теличенко В.И. Взаимодействие свай большой длины с нелинейно-деформируемым массивом грунта / В.И. Теличенко, З.Г. Тер-Мартirosян // Вестник МГСУ. - 2012. - № 4. - С. 22-27.

47. Надаи А. Пластичность и разрушение твердых тел / А. Надаи. - М.: изд-во «Мир», 1954. т.1. - 648 с.

48. Сорочана Е.А., Трофименкова Ю.Г. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.

49. Готман Н.З. Определение параметров сплошного свайного поля из забивных свай / Н.З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2003. - №2. - С. 2-6.

50. Горбунов-Посадов М.И. Проверка свай на проскальзывание / М.И. Горбунов-Посадов, Е.П. Сивцова // Труды НИИ оснований и фундаментов. - М.: Гостройиздат. - 1966. - №56. - С. 36-41.

51. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах / А.А. Григорян. - М.: Стройиздат, 1984. -161 с.

52. Далматов Б.И. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений / Б.И. Далматов и др.; под.ред. Б.И. Далматова. - М.: Изд.-во АСВ, 2001. - 438 с.

53. Девальтовский, Е.Э. Исследование работы свайных фундаментов с учетом их взаимодействия с межсвайным грунтом: дис. ... канд.техн.наук. / Девальтовский Евгений Эдуардович. - Ленинград, 1982. - 232 с.

54. Дорошкевич, Н.М. Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах их нагружения / Н.М. Дорошкевич, В.В. Знаменский, В.И. Кудинов // Вестник МГСУ. - 2006. - №1. - С. 119-132.

55. Дорошкевич, Н.М. Основы проектирования свайных фундаментов по предельным деформациям. //В сб. Механика грунтов, основания и фундаменты: сб. трудов МИСИ.– №115. – М., 1973, с.102-109.

56. Знаменский В.В. Работа свайного фундамента в глинистых грунтах и расчет их по деформациям: дис. ... канд. техн. наук. / Знаменский Владимир Валерьянович. - М.,1971.

57. Пилягин А.В. Исследование осадок свайных кустов: дисс. ...канд.техн.наук. / Пилягин Алексей Васильевич. - Л.: ЛИСИ, 1969. - 210 с.

58. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений / А.В. Пилягин. - М.: Изд-во АСВ, 2006. - 248 с.

59. Сальников Б.А. Исследование несущей способности свайных фундаментов в слабых глинистых грунтах: дис. ... канд. техн. наук. / Сальников Борис Александрович. - М.,1969. - 301 с.

60. Хамов А.П. К расчету осадки свайных фундаментов с учетом нелинейной зависимости осадки от нагрузки /А.П. Хамов // В сб. Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера. - 1971. - №17.

61. Югай О.К. Особенности работы фундаментов из свай большой длины при действии центральной нагрузки: дис. ... канд.техн.наук. / Югай Олег Константинович. -М., 1982. - 150 с.

62. Хамов А.П. О взаимном влиянии свай в однорядном свайном фундаменте и группе свай / А.П. Хамов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - М., 1972.

63. Васенин В.А. Численное моделирование испытаний буронабивных свай и барреты для строительства высотного здания в Санкт-Петербурге / В.А. Васенин // Геотехника. - 2010. - №5. - С.38-47.

64. Бахолдин Б.В. Несущая способность свай в кусте / Б.В. Бахолдин, Х.А. Джантимиров, Д.Е. Разводовский // Сборник «Свайные фундаменты». - М.: Стройиздат. - 1991. - С. 41-44.

65. Равель У. Охта Центр - испытание баррет двунаправленной статической нагрузкой / У. Равель, Д. Мазьери, М. Ролле // Солетаншстрой. - 2010.

66. Уткин В.С. Работа висячих свай в грунте основания и их расчет по осадке / В.С. Уткин // Вестник МГСУ. - 2018. - Т. 13. - Вып. 9 (120). - С. 1125-1132.

67. Уткин В.С. Испытания и расчет железобетонных висячих свай по несущей способности сваи и грунта основания / В.С. Уткин // Вестник МГСУ. - 2018. - Т. 13. - Вып. 8 (119). - С. 952-958.

68. Уткин В.С. Определение длины висячей сваи по критерию несущей способности грунта / В.С. Уткин // Транспортное дело России. - 2017. - №3. - С.105-106.

69. Уткин В.С. Расчет несущей способности буронабивных висячих свай и подбор длины сваи по коэффициенту запаса / В.С. Уткин // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». - 2017. - Т. 4. - №2.

70. Уткин В.С. Расчет надежности висячих свай по критерию несущей способности грунта основания фундамента / В.С. Уткин // Строительство: наука и образование. - 2018. - Т. 8. - Вып. 4. С. 6-7.

71. Федоровский В. Г. Расчет осадки свай в однородных и многослойных основаниях: автореферат дис. ... канд. техн. наук / Федоровский Виктор Григорьевич. - М., 1974. - 22 с.

72. Самородов А.В. Новый метод определения сил сопротивления по боковой поверхности свай, учитывающий направление вертикальной нагрузки / А.В. Самородов, С.В. Табачникова // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2015. - № 6. - С. 12-15.

73. Димов Л.А.. Несущая способность свай в глинистых грунтах по результатам расчетов и полевых испытаний / Л.А. Димов, И.Л. Димов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2006. - №3. - С. 26-29.

74. Соколов Н.С. Об одном методе расчета несущей способности буронабивных свай и ЭРТ / Н.С. Соколов, В.М. Рябинов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2015. - №1. - С. 10-13.

75. Боков И.А., Федоровский В.Г. О расчете осадки группы свай с использованием коэффициентов взаимного влияния по модели упругого

полупространства / И.А. Боков // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2017. - № 6. - С. 2-8.

76. Чан Т.Т. Метод расчета осадки групп свай большой длины в многослойном основании с учетом продольной сжимаемости свай и их взаимного расположения: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Чан Тоан Тханг - М., 2006. -24 с.

77. Тер-Мартirosян, З.Г. Прогноз осадки и длительной несущей способности основания прямоугольного фундамента / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Х.Х. Дам // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2022. - № 3. - С. 2-5. - DOI: 10.1007/s11204-022-09803-w.

78. Тер-Мартirosян, З.Г. Взаимодействие барреты с многослойным окружающим и подстилающим грунтами с учетом их упругих и упруго-вязкопластических свойств / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Х.Х. Дам // Вестник МГСУ. - 2022. - Т. 17. - Вып. 9. - С. 1144-1153. - DOI: 10.22227/1997-0935.2022.9.1135-1144.

79. Готман Н.З. Расчет предельного сопротивления основания сваи в составе групп / Н.З. Готман, В.С. Алехин // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2020. - № 1. - С. 8-13.

80. Готман Н.З. Численные исследования взаимодействия основания и буронабивных свай фундамента мостовой опоры при возникновении карстовых деформаций / Н.З. Готман, А.Г. Евдокимов // Construction and Geotechnics. - 2021. - Т. 12. - № 4. - С. 5-18. - DOI: 10.15593/2224-9826/2021.4.01.

81. Готман Н.З. Проектирование противокарстовой защиты автомобильных дорог с использованием геосинтетических материалов и системы сигнализации / Н.З. Готман, Ю.И. Пантелеев // Construction and Geotechnics. - 2022. - Т. 13. - № 3. - С. 5-14. - DOI: 10.15593/2224-9826/2022.3.01.

82. Готман Н.З. Расчет усиления сваями плитного фундамента реконструируемого здания/ Н.З. Готман, М.Н. Сафиуллин // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2022. - № 4. - С. 2-6.

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

84. Готман, Наталья Залмановна. Исследование работы свайного ленточного фундамента при образовании карстового провала / Н. З. Готман, Д.А. Давлетяров // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2017. - № 2. - С. 2-6.

85. Готман Н.З. Расчет параметров свайного поля при усилении основания фундаментной плиты грунтоцементными сваями / Н.З. Готман, М.Н. Сафиуллин // Строительство и реконструкция. - 2017. - № 1(69). - С. 3-10.

86. Боков И.А. Об учете неоднородности грунта по глубине в расчетах осадки свай / И.А. Боков, В.Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2021. - № 4. - С. 2-6.

87. Боков И.А. Расчет осадки свайного фундамента по модели эквивалентной сваи с применением решений метода коэффициентов взаимного влияния / И.А. Боков // Вестник НИЦ Строительство. - 2019. - № 4(23). - С. 50-59.

88. Боков И.А. О применимости метода коэффициентов взаимного влияния к расчету свайных фундамента. Сравнение с результатами натуральных экспериментов и наблюдений / И.А. Боков // Вестник НИЦ Строительство. - 2019. - № 1(20). - С. 14-24.

89. Шулятьев О.А. Особенности взаимодействия свай с грунтом и между собой в условиях свайного поля / О.А. Шулятьев, И.А. Боков // Вестник НИЦ Строительство. - 2014. - № 10. - С. 166-176.

90. Боков И.А. Усовершенствованные функции влияния для расчета по МКВВ. Сравнение результатов расчетов с численным решением и опубликованными результатами / И.А. Боков, В.Г. Федоровский // Вестник НИЦ Строительство. - 2019. - № 3(22). - С. 14-26.

91. Ter-Martirosyan, Z.G. Interaction of a barrette with surrounding and underlying soil taking into account rheological property of soils / Z.G. Ter-Martirosyan, H.H. Dam // IOP Conference Series: Modelling and Methods of Structural Analysis. - 2019. - Vol. 1425 Volume 1425. -№012056. - DOI: 10.1088/1742-6596/1425/1/012056.
92. Ter-Martirosyan Z.G. Settlement and Bearing Capacity of Rectangular Footing in Reliance on the Pre-Overburden Pressure of Soil Foundation / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan, H.H. Dam // Appl. Sci. - 2021. -№11(24): 12124. - DOI.org/10.3390/app112412124.
93. Vesic A. S. Design of pile foundations / A.S. Vesic //NCHRP Synthesis 42, Transportation Research Board, Washington, DC. - 1977.
94. Janbu N. Static bearing capacity of friction piles / N. Janbu // Insitut Fuer Grundbau und Bodenmechanik, Tu Wien. - 1976. - Vol. 1.2. - pp 479-488.
95. Coyle H.M. New Design Correclation for Piles in Sand / H.M. Coyle, R.R. Castello // ASCE Journal of Geotechnical Engineering. -1981. - Vol. 107. - №7.
96. Terzaghi K. Soil Mechanics in E ngineering Practice / K. Terzaghi, R.B. Peck, G. Mesri // (Thirdedition) John Wiley & Sons, New York. - 1996.
97. Meyerhof G. G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations / G.G. Meyerhof // The EleventhTerzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. -1976. - Vol. 102. - pp. 195-228.
98. Yin J.-H. Non-linear creep of soils in oedometer tests / J.H. Yin // Géotechnique. - 1999. - pp. 699-707.
99. Keedwell M.J. Rheology and Soil Mechanics / M.J. Keedwell // CRC Press. - 1984. - 340 p.
100. Telichenko V.I., Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V. The Rate of the Pile Settlement in Clay Soil with Regard to its Visco-elastic and Elastic-plastic Properties / V.I. Telichenko, A.Z. Ter-Martirosyan, V.V. Sidorov / Procedia Engineering. - 2016. - vol. 16. - p. 1359-1366.

101. Booker J.. Analysis of creep settlement of Pile foundation / J. Booker, H. Poulos // Journal of the Geotechnical Engineering division. Proc. of the ASCE. - 1976. - vol. 1.102. - No GT. - p. 1-14.
102. Mindlin R. Force at Point in the interior of Semi Infinite Solid / R. Mindlin // Physics. -1936. - vol. 7.
103. Ter-Martirosyan Z.G. Rheological parameters of soils and design of foundations / Z.G. Ter-Martirosyan // Oxford and JBK Publishing co. PVT. LTD. New Delhi. - 1992. - p. 188.
104. Fedaa J. Creep of Soils: and Related Phenomena (Developments in Geotechnical Engineering) / J. Fedaa // Elsevier Science. - 1992. - p. 422.
105. Fedaa J. Creep of Soils and Related Phenomena / J. Fedaa // Elsevier Science; 2nd edition. - 1992.
106. Bird R. B. The rheology and flow of visco-plastic materials / R. B. Bird, G.C. Dai, B.J. Yarusso // In Reviews in Chemical Engineering. – 1983. - vol. 1. - pp.1-70.
107. Huang W. Study on the rheological properties and constitutive model of Shenzhen mucky soft soil / W. Huang, D.Y. Liu, B.Y. Zhao, Y.B. Feng, Y.C. Xia // In Journal of Engineering Science and Technology Review. – 2014. - vol. 7. - No. 3. - pp. 55-61.
108. Ghezzehei T. A. Rheological properties of wet soils and clays under steady and oscillatory stresses / T.A. Ghezzehei, D. Or // Journal of the Soil Science Society of America. - 2001. -No. 65. - pp. 624–637.
109. Markgraf W. Rheometry in soil mechanics: microstructural changes in a Calcaric Gleysol and a Dystric Planosol / W. Markgraf, R. Horn // Soil Management for Sustainability. Advances in Geoecology. - 2006. - Vol. 38. - pp. 47-58.
110. Kravtchenko J., Sirieys P.M. Rheology and Soil Mechanics / J. Kravtchenko, P.M. Sirieys // Rhéologie et Mécanique des Sols. Symposium Grenoble. -1964.
111. Keedwell M. Rheology and Soil Mechanics / M. Keedwell // Elsevier Applied Science: London, UK. -1984. pp. 67–69.

112. Barden L. Consolidation of clay with non-linear viscosity / L. Barden // *Geotechnique*. – 1965. -Vol. 15. - pp. 345–362.

113. Tjong-Kie T. Determination of the rheological parameters and the hardening coefficients of Clays / T. Tjong-Kie // *In Rheology and Soil Mechanics/Rhéologie et Mécanique des Sols*. Springer: Berlin/Heidelberg, Germany. - 1966. - pp. 256-272.

114. Adachi T. Mathematical structure of an overstress elasto-viscoplastic model for clay / T. Adachi, F. Oka, M. Mimura // *Soils Found.* - 1987. - Vol. 27. - pp. 31-42.

115. Klyueva V.V. Rheological properties of natural and disturbed structure samples of soddy-podzolic and agro soddy-podzolic soil / V.V. Klyueva, D.D. Khaydapova // *Byulleten Pochvennogo instituta im. V.V. Dokuchaeva*. – 2017. - Vol. 89. - pp. 21-35.

116. Markgraf W. Rheological Investigations in Soil Micro Mechanics: Measuring Stiffness Degradation and Structural Stability on a Particle Scale, *Progress in Management Engineering* / W. Markgraf, R. Horn, L. Gragg, J. Cassell // Nova Science Publishers, Hauppauge. - 2009. - pp. 237-279.

117. Markgraf W. An approach to rheometry in soil mechanics – Structural changes in bentonite, clayey and silty soils / W. Markgraf, R. Horn, S. Peth // *Soil & Tillage Research*. - 2006. -Vol. 91. - pp. 1-14.

118. Hencky H. Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen / H. Hencky // *Zammzeitschrift Fur Angew. Math. Und Mech.* - 1924. - Vol. 4. -pp. 323-334.

119. Chen Y.J., Chu T.C., Marcos M.C. Evaluation of side resistance of barrette piles / Y.J. Chen, T.C. Chu, M.C. Marcos // *International Symposium on Advances in Foundation Engineering*. - 2013. doi:10.3850/978-981-07-4623-0 110.

120. Schmertmann J.H. Static cone to compute static settlement over sand / J.H. Schmertmann // *Journal of Soil Mechanics and foundation division*. - 1970. - Vol.96 (SM3). - pp. 1011-1042.

121. Gotman N. Z., Evdokimov A. G. Determination of additional load on the bridge foundation pile under karst deformation / Gotman N. Z., Evdokimov A. G. //

Journal of Physics: Conference Series. - 2021. - Vol. 1928. - № 012058. – DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012058.

122. Gotman N.Z. Determination of the shear strength of soil along the lateral surface of driven piles in numerical investigations / N.Z. Gotman // Soil mechanics and foundation engineering. - 2019. - vol. 55. - № 6. - pp. 380-386.

123. Bokov I.A. On the applicability of the influence function obtained from single-pile calculations for the calculation of pile groups / I.A. Bokov, V.G. Fedorovskii // Soil mechanics and foundation engineering. - 2019. - vol. 55. - № 6. - pp. 359-365.

124. Bokov I.A. Calculation of the settlement of pile foundations containing piles of various lengths and diameters by the interaction factors method / I.A. Bokov, V.G. Fedorovsky // 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019 - Proceedings. – Reykjavik, Iceland: ISSMGE, 2019.

125. Loseva E. Specific features of the construction and quality control of pile foundations in engineering and geological conditions of saint petersburg / E. Loseva, A. Osokin, D. Mironov, I. Dyakonov // Architecture and engineering. - 2020. -vol. 5. - № 2. - pp. 38-45.

126. Loseva E. Identifying small defects in cast-in-place piles using low strain integrity testing / E. Loseva, I. Lozovsky, R. Zhostkov // Indian geotechnical journal. - 2022. - № 52. - pp. 270-279.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Список опубликованных научных работ по теме диссертационной работы

Публикации в журналах из «Перечня рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертации на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук» (Перечень рецензируемых научных изданий):

1. Тер-Мартirosян, З.Г. Прогноз осадки и длительной несущей способности основания прямоугольного фундамента / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Х.Х. Дам // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2022. - № 3. - С. 2-5.

2. Тер-Мартirosян, З.Г. Взаимодействие барреты с многослойным окружающим и подстилающим грунтами с учетом их упругих и упруго-вязкопластических свойств / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Х.Х. Дам // Вестник МГСУ. - 2022. - Т. 17. - Вып. 9. - С. 1144-1153. - DOI: 10.22227/1997-0935.2022.9.1135-1144.

Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus:

1. Ter-Martirosyan, Z.G. Interaction of a barrette with surrounding and underlying soil taking into account rheological property of soils / Z.G. Ter-Martirosyan, H.H. Dam // IOP Conference Series: Modelling and Methods of Structural Analysis. - 2019. - Vol. 1425. - №012056. - DOI: 10.1088/1742-6596/1425/1/012056.

2. Ter-Martirosyan Z.G. Settlement and Bearing Capacity of Rectangular Footing in Reliance on the Pre-Overburden Pressure of Soil Foundation / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan, H.H. Dam // Appl. Sci. - 2021. - №11(24): 12124. - DOI.org/10.3390/app112412124.