

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

На правах рукописи



ВАНИНА ЮЛИЯ ВИКТОРОВНА

**ОСАДКА И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОСНОВАНИЙ
ФУНДАМЕНТОВ ВБЛИЗИ БОРТОВ КОТЛОВАНОВ**

2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:

доктор технических наук

**Тер-Мартirosян Армен
Завенович**

Москва– 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1. Современное состояние вопроса определения напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов	15
1.1 Введение	15
1.2 Расчет осадок грунтовых оснований	17
1.2.1 Применение решений теории линейно-деформируемой среды.....	17
1.2.2 Применение нелинейных решений.....	23
1.3 Теоретические основы определения НДС оснований вблизи бортов котлованов	29
1.3.1 Аналитические методы определения напряженного состояния массивов грунтов.....	29
1.3.2 Расчетные модели основания.....	34
1.3.3 Расчетные упругие и упругопластические модели грунтов.....	39
1.3.4 Реологические модели грунтов.....	42
1.3.5 НДС оснований и фундаментов зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния устройства котлованов.	57
Выводы по главе 1	60
Глава 2. Напряженное состояние оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов	63
2.1 Задача о распределении напряжений в массиве грунта под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована на основе решения задачи Фламана	63

2.2 Задача о распределении напряжений в массиве грунта при действии распределенной нагрузки на глубине и на расстоянии от борта котлована на основе решения задачи Мелана.....	69
2.3 Задача о распределении напряжений в массиве грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от борта котлована	74
Выводы по главе 2.....	88
Глава 3. Определение осадки и несущей способности массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована с учетом упругопластических свойств грунтов.....	90
3.1 Введение	90
3.2 Задача об определении кратковременной осадки и несущей способности массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована	102
3.3 Сравнительный анализ определении осадки и несущей способности массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована	112
Выводы по главе 3.....	115
Глава 4. Определение осадки и несущей способности массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована во времени с учетом вязкоупругопластических свойств грунтов	117
4.1 Введение	117
4.2 Задача об определении осадки и несущей способности во времени массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на	

несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована	123
4.3 Определение осадки во времени и длительной устойчивости массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована при различных параметрах.....	128
Выводы по главе 4.....	134
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	136
СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ	139
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	140
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Список публикаций автора по теме диссертационного исследования	156
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Акт внедрения результатов диссертационного исследования	158

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследований

В условиях плотной городской застройки при строительстве открытым способом подземной транспортной инфраструктуры, а также подземных частей зданий и сооружений, в том числе уникальных и высотных, важнейшей задачей проектирования является обеспечение сохранности и возможности дальнейшей эксплуатации объектов, находящихся в зоне влияния нового строительства. На сегодняшний день осуществляется развитие метрополитенов таких городов, как Москва, Санкт-Петербург, Нижний Новгород, Казань и др. Чаще всего сооружения станционных комплексов, пересадочных узлов, притоннельные сооружения возводятся открытым способом в условиях плотной городской застройки, что неизбежно оказывает влияние на развитие дополнительных деформаций окружающего грунтового массива, фундаментов зданий и сооружений. Таким образом, при проектировании заглубленных сооружений, а также подземных многоуровневых частей зданий необходимо проводить количественную оценку изменения напряженно-деформированного состояния прилегающего грунтового массива, в том числе оснований зданий и сооружений, расположенных в предварительно назначенной зоне влияния строительства.

Оценка влияния нового строительства на существующие здания и сооружения является одной из сложнейших геотехнических задач. Научно-практический подход к решению данной задачи позволяет обеспечить безопасную эксплуатацию зданий и сооружений в зоне влияния строительства заглубленных сооружений. Зона влияния существенно зависит от габаритов, глубины и формы котлована (квадратная, прямоугольная и др.), а также от физико-механических свойств грунтов окружающего массива.

В ходе становления и дальнейшего развития науки механики грунтов как теоретической и прикладной дисциплины появились решения инженерных задач на основе теории упругости. Многие из них на сегодняшний день

остаются актуальными, так как на их основе возможно развитие новых аналитических решений нелинейной механики грунтов. Однако по-прежнему отсутствуют решения, позволяющие учитывать одновременно большой спектр факторов, формирующих напряженно-деформированное состояние массивов грунтов, таких как расстояние здания от котлована, нагрузку на фундамент, габариты фундамента. Кроме того, неучет упругопластического поведения грунта в условиях нахождения здания или сооружения вблизи котлована может привести к расхождению расчетных и фактических осадок и кренов, что влечет за собой необеспечение безопасности и дальнейшей эксплуатации существующих зданий и сооружений.

Безусловно, большой интерес представляют методы расчета, позволяющие прогнозировать деформации оснований и фундаментов вблизи котлована с учетом вязкоупругих свойств основания во времени. Несмотря на значительный накопленный теоретический опыт, экспериментальные исследования, существование большого количества реологических моделей, остаются нерешенными вопросы постановки и решения краевых задач по определению компонент напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований с учетом нелинейных и реологических свойств деформирования, что также оказывает влияние на безопасность и эксплуатацию зданий и сооружений, находящихся вблизи котлованов.

Аналитические методы расчета подобных задач в линейной и упругой постановке позволяют осуществить учет перечисленных факторов и довести решения до простых формул, используемых при проектировании в первом приближении. Однако учет широкого спектра факторов при количественной оценке НДС системы «сооружение -грунтовый массив-ограждение котлована» сопряжен со значительными трудностями, особенно без использования численного моделирования при помощи программно-вычислительных комплексов PC MathCAD, ПК PLAXIS, ПК Midas и др.

Степень разработанности темы исследований

Количественное прогнозирование деформаций системы «сооружение - грунтовый массив-ограждение котлована», в том числе и во времени является одной из наиболее трудоемких и комплексных задач механики грунтов. В ходе становления и дальнейшего развития теоретической базы науки механики грунтов, в частности развития теории консолидации и ползучести, были решены основные вопросы в научных трудах, созданными Терцаги К., Герсевановым Н.М., Цытовичем Н.А., Флориным В.А, Вяловым С.С., Егоровым К.Е., Масловым Н.Н., Малышевым М.В., Месчаном С.Р., Ю.К. Зарецким, Тер-Мартirosяном З.Г., Ильичевым В.А., Улицким В.М. и др. Однако, тема прогноза НДС оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов с учетом различных параметров расчетной схемы, расчета осадок, в том числе и во времени, а также длительной устойчивости оснований, является недостаточно разработанной. Существующие методики оценки НДС грунтовых оснований не позволяют в достаточной степени точно описывать нелинейное изменение объема и формы с учетом упругопластических и реологических свойств грунтов.

Дополнительно стоит отметить, что при выполнении расчетов осадок зданий и сооружений вблизи бровки котлована учет упругопластического поведения грунтов основания имеет большую необходимость, так как в основании возникают значительные зоны развития дополнительных пластических деформаций.

Важно подчеркнуть, что расчетные упругопластические и реологические модели, позволяющие получить графики «осадка – нагрузка» ($S-p$) «осадка-время» ($S-t$) с двойной кривизной к настоящему времени разработаны З.Г. Тер-Мартirosяном, А.З. Тер-Мартirosяном и др., а также ведется дальнейшая работа по их усовершенствованию. На основе принципа разделения общей деформации в виде суммы объемной и сдвиговой составляющих ($\varepsilon = \varepsilon_v + \varepsilon_\gamma$), а также согласно системе физических уравнений Генки и включающих в нее упругопластических и упруговязких моделей грунтов, можно получить

зависимость между напряжениями и деформациями в виде кривой (ε - σ) с двойной кривизной.

Цель работы заключается в совершенствовании методов прогноза напряженно-деформированного состояния массивов грунтов, взаимодействующих с подземными конструкциями (ограждениями котлованов), при действии дополнительной нагрузки вблизи бортов котлованов с учетом упругих, упругопластических и вязкоупругих свойств грунтов.

Задачи исследования

1. Проанализировать существующие линейные и нелинейные решения для прогноза кратковременных и длительных осадок и несущей способности грунтовых оснований фундаментов, в том числе аналитические решения по определению компонентов напряженного состояния грунтовых массивов;
2. Решить краевую задачу об НДС грунтового основания при воздействии фундамента с распределенной нагрузкой вблизи борта котлована на основе решения задачи Фламана аналитическим методом;
3. Решить краевую задачу об НДС грунтового основания при воздействии фундамента с распределенной нагрузкой вблизи борта котлована на глубине на основе решения задачи Э. Мелана аналитическим методом;
4. Решить краевую задачу об НДС грунтового основания, опирающегося на несжимаемый слой грунта, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована методом тригонометрических рядов Рибьера-Файлона аналитическим и численным методами;
5. Решить задачи по определению кратковременных и длительных осадок и устойчивости массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована с учетом упругопластических и вязкоупругих свойств грунта и выявить определяющие факторы.

Объектом исследования является массив грунта, опирающийся на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована.

Предметом исследования является оценка напряженно-деформированного состояния массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована с учетом упругопластических и вязкоупругопластических свойств.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Решение и анализ краевой задачи об НДС массива грунта, опирающегося на несжимаемое основании, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована методом тригонометрических рядов Рибьера-Файлона. Полученные результаты верифицированы при помощи ПК PLAXIS 2D, что подтверждает применимость данного метода для определения напряжений в массивах грунтов вблизи бортов котлованов;
2. Выполнены расчеты кратковременной осадки и несущей способности массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована. Показано, что использование определяющей системы физических уравнений Г. Генки [112], в состав которой входят упруго-пластическая модель для определения сдвиговой деформации С.П. Тимошенко [92] и модель для определения объемной деформации С.С. Григоряна [10], позволяет прогнозировать осадку и несущую способность основания в виде графика «осадка – нагрузка» ($S - p^{**}$) с двойной кривизной. Также показано существенное влияние параметра расстояния распределенной нагрузки до борта котлована.
3. Выполнены расчеты осадки во времени и длительной устойчивости массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована. Расчеты длительной осадки и устойчивости показали, что использование определяющей системы уравнений Г. Генки [112], где использованы

модель вязкоупругопластической деформации, разработанная научным коллективом НОЦ «Геотехника» [79] и модель объемной вязкоупругой деформации Кельвина – Фойгта [10], позволяет получить график «осадка – время» ($S(t) - t$) с траекторией двойной кривизны с пределом длительной устойчивости. Это позволяет прогнозировать во времени устойчивость грунтового основания в зависимости от реологических параметров грунта, а также величины и ширины нагрузки, ее расстояния до борта котлована.

Теоретическая и практическая значимость работы

Рассмотрены новые подходы к определению напряженно-деформированного состояния массивов грунтов при воздействии распределенной нагрузки вблизи бортов котлованов на основе различных решений. В том числе для случая краевой задачи об НДС массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована произведен прогноз осадок, в том числе и во времени, несущей способности оснований и длительной устойчивости с использованием моделей сдвиговой деформации С.П. Тимошенко [92] и объемной деформации С.С. Григоряна [10] (для определения кратковременной осадки и несущей способности грунтового основания) и моделей сдвиговой вязкоупругопластической деформации, разработанной научным коллективом НОЦ «Геотехника», [79] и вязкоупругой деформации Кельвина – Фойгта (для определения длительной осадки и устойчивости грунтового основания) на основе определяющей системы физических уравнений Г. Генки. [112]

Методология и методы исследований

Решение поставленных задач в диссертационном исследовании основано на решении задачи Фламана, методе тригонометрических рядов Рибьера-Файлона, определяющей системе физических уравнений Г. Генки, основах теории упругости, ползучести и пластичности. В расчетах с использованием МКЭ использовалась модель Кулона – Мора. Для определения суммарной осадки основания использован метод послойного суммирования.

Личный вклад автора заключается:

- в решении краевых задач по определению компонент напряженного состояния массивов грунтов при воздействии распределенной нагрузки вблизи бортов котлованов на основе решения задачи Фламана, Э. Мелана и метода тригонометрических рядов Рибьера-Файлона;

- в определении кратковременной осадки и несущей способности массивов грунтов, опирающихся на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи бортов котлованов по упругопластической модели на основе системы физических уравнений Г. Генки, в которую входят уравнения для определения сдвиговой деформации С.П. Тимошенко [92] и объемной деформации С.С. Григоряна [10];

- в определении длительной осадки и устойчивости массивов грунтов, опирающихся на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи бортов котлованов по упруговязкопластической модели на основе системы физических уравнений Г. Генки, в которую входят уравнения для определения сдвиговой деформации, разработанное научным коллективом НОЦ «Геотехника», [79] и объемной деформации Кельвина-Фойта. [10]

Положения, выносимые на защиту

- Результаты решения краевой задачи об НДС грунтового основания при воздействии фундамента с распределенной нагрузкой вблизи борта котлована на основе решения задачи Фламана аналитическим методом

- Результаты решения краевой задачи об НДС грунтового основания при воздействии фундамента с распределенной нагрузкой вблизи борта

котлована на глубине на основе решения задачи Э. Мелана аналитическим методом;

- Результаты решения краевой задачи об НДС грунтового основания конечной толщины, опирающегося на несжимаемый слой грунта, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована методом тригонометрических рядов Рибьера-Файлона;

- Результаты расчета кратковременной осадки и несущей способности грунтового основания конечной толщины, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована, где в состав системы физических уравнений Генки входят модель С.П. Тимошенко [92] для определения сдвиговой деформации и модель С.С. Григоряна [10];

- Результаты расчета осадки во времени и длительной устойчивости грунтового основания конечной толщины, опирающегося на несжимаемое основание, при воздействии распределенной нагрузки вблизи борта котлована, где в состав системы физических уравнений Г. Генки [112] входят модель сдвиговой составляющей вязкоупругой деформации, разработанная научным коллективом НОЦ «Геотехника», [79] и модель объемной составляющей деформации вязкоупругая модель Кельвина – Фойгта [10].

Степень достоверности результатов исследования

Результаты расчета и анализа напряженно-деформированного состояния грунтового массива вблизи борта котлована при действии распределенной нагрузки, получены на основе тригонометрических рядов Рибьера-Файлона, определяющей системы физических уравнений Г. Генки для упругопластической и вязкоупругопластической постановок задач, в частности следующих расчетных моделей грунта: упругой модели Гука, идеальноупругопластической модели Мора-Кулона, уравнений для определения сдвиговой деформации С.П. Тимошенко, уравнения для определения объемной деформации С.С. Григоряна, вязкоупругопластической модели грунта, разработанное научным коллективом НОЦ «Геотехника», и

вязкоупругой модели Кельвина – Фойгта, при решении краевых задач, рассмотренных в диссертации.

Апробация работы

Результаты диссертационного исследования были представлены на научных конференциях:

- 1) VIII Международная научная конференция «Интеграция, партнёрство и инновации в строительной науке и образовании». Тема доклада: «Длительная осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки». 10-11 ноября 2022 года, НИУ МГСУ, Москва;
- 2) 26-й Международная конференция Construction The Formation Of Living Environment (FORM-2023). Тема доклада «Settlement and bearing capacity of soil basis near vertical excavation». 26-28 апреля 2023 года, НИУ ТИИИМСХ, Ташкент.

Результаты диссертационного исследования были внедрены в процесс проектирования строительных объектов метрополитена в условиях плотной городской застройки в рамках предпроектной проработки (Приложение Б)

Публикации

По теме диссертационного исследования опубликовано 9 печатных научных работ, в том числе 3 работы – в рецензируемых журналах из перечня, рекомендованного ВАК при Минобрнауки России и 6 работ в журналах, входящих в базу данных Scopus (Приложение А). Также автор приняла участие в подготовке учебного пособия «Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью» (Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., 2020), в котором приведены результаты решения научных и прикладных задач по теме диссертационного исследования.

Объем и структура работы

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, перечня сокращений и условных обозначений и списка литературы. Общий объем

составляет 158 страниц, 102 рисунка, 3 таблицы. Список литературы содержит 144 наименования, в том числе иностранных.

Благодарности

Диссертация выполнена на кафедре Механики грунтов и геотехники НИУ МГСУ. Работа выполнена под руководством Почетного академика РААСН, Лауреата премии Правительства Российской Федерации, Заслуженного деятеля науки РФ, почетного профессора НИУ МГСУ, доктора технических наук, профессора кафедры «Механика грунтов и геотехника» З.Г. Тер-Мартirosяна и доктора технических наук, профессора кафедры «Механика грунтов и геотехника» А.З. Тер-Мартirosяна.

Свое глубокое уважение и признательность автор выражает ушедшему научному руководителю, Лауреату премии Правительства Российской Федерации, Заслуженному деятелю науки Российской Федерации, Почетному академику Российской академии архитектурных и строительных наук, почетному профессору НИУ МГСУ, доктору технических наук, профессору кафедры «Механика грунтов и геотехника» Завену Григорьевичу Тер-Мартirosяну за бесценные приобретённые знания и опыт, полученные при работе с ним, за наставления, формирование основной идеи научно-исследовательской работы, постоянную помощь и консультации.

Автор также благодарит Армена Завеновича Тер-Мартirosяна за помощь, ценные практические советы и консультации в научно-исследовательской работе.

Глава 1. Современное состояние вопроса определения напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов

1.1 Введение

В практике проектирования подземных частей зданий и сооружений, а также подземной транспортной инфраструктуры большое внимание уделяется вопросам, связанным с описанием напряженно-деформированного состояния (НДС) оснований фундаментов, находящихся вблизи котлованов (рисунок 1.1).

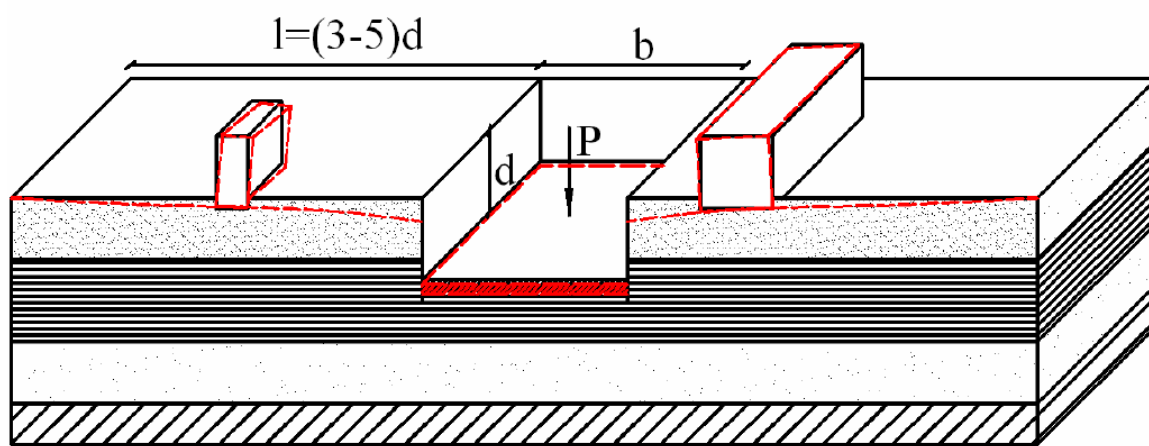


Рисунок 1.1. Схематическое изображение влияния устройства котлована на близрасположенные фундаменты зданий и сооружений

Достоверная картина напряженно-деформированного состояния, возникающего в результате взаимодействия системы «сооружение -грунтовый массив-ограждение котлована» как единого целого, определяется в большей степени современными теориями деформируемой среды. В современном проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений регламентирован метод расчета предельных состояний. Расчеты по первой группе предельных состояний предусматривают прогноз устойчивости откосов, оснований при различном характере воздействий нагрузок от зданий и сооружений, в том числе и при разработке котлованов и т.д. Оценка несущей способности основания может быть определена методами теории предельного равновесия (В.В. Соколовский 1960, В.Г. Березанцев 1953 [4, 5], Голушкевич

1940). Теория предельного равновесия [99] определяет выполнение условия предельного равновесия в каждой точке основания, в том числе и приближенными методами, в которых задана форма поверхности скольжения, а условие предельного равновесия выполняется по этой поверхности (Н.Н. Маслов, 1956, 1961, Д.Е. Польшин, 1952 и др.).

Расчеты по второй группе предельных состояний регламентируют определение средней и максимальной величины осадки, кренов, относительной разности осадок основания, которые не допускают невозможность эксплуатации элементов надземных конструкций зданий и сооружений согласно их проектному поведению.

При расчетах осадок грунтовых оснований фундаментов зданий и сооружений могут быть применены методы теории линейно-деформируемой среды. В научных трудах Н.М. Герсеванова, Н.А. Цытовича и др. описаны пределы применимости данной теории. Основание в таком случае рассматривается как линейно-деформируемое полупространство. Отсутствие необходимости в сложных испытаниях грунтов для определения физико-механических характеристик и наличие простых формул на основе развитого математического аппарата теории упругости привело к широкому использованию модели линейно-деформируемого полупространства при расчете осадок оснований и фундаментных конструкций.

Однако в ходе многочисленных экспериментальных исследований (И. И. Черкасов, П.А. Коновалов [35], В.А. Флорин и др.) были показаны некоторые несоответствия между теоретическим прогнозом изменения НДС основания и результатами полевых испытаний: в характере распространения мульды осадок и вертикальных напряжений, концентрации вертикальных напряжений и развитии пластических деформаций по глубине.

Для возможности приближения теоретических данных к экспериментальным начали появляться нелинейные решения в механике грунтов, основанные на теориях пластичности. Таким образом, стало

возможным с достоверной степенью точности прогнозировать осадки оснований фундаментов зданий и сооружений.

1.2 Расчет осадок грунтовых оснований

1.2.1 Применение решений теории линейно-деформируемой среды

Расчетная модель линейно-деформируемой среды, разработанная на основе теории упругости, получила весьма широкое распространение в инженерной практике. Положения этой теории справедливы как базирующиеся на линейной зависимости напряжений и деформаций по закону Гука в упругой стадии.

Линейная связь между напряжениями и деформациями в грунтовом основании справедлива при небольших диапазонах изменения общего тензора напряжений и деформаций. [84] Эти диапазоны определяются для каждого случая нагружения грунтового образца индивидуально по исходному напряженному состоянию, соотношению плотности-влажности, гранулометрическому составу фракций грунта и т.п. При разгрузке образца линейная зависимость сохраняется, но в этом случае задействуются модули сдвиговой и объемной общей (упругой и пластической) деформаций (рисунок 1.2).

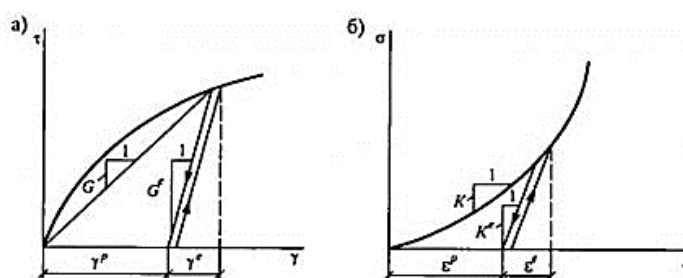


Рисунок 1.2. Графическая интерпретация зависимостей сдвиговых (а) и объемных (б) деформаций от напряжений при нагрузке и разгрузке образца грунта. [84]

При этом упругие сдвиговые и объемные модули разгрузки G_e, K_e могут превышать модули первичного нагружения в 3-5 раз.

Н.А. Цытович обращал внимание на то, что теорию линейно-деформируемой среды возможно применять в расчетах, если в грунтовом массиве под нагрузением формируется напряженное состояние, соответствующее активному нагружению. И, таким образом, возможно использование модулей общей деформации G_0 и K_0 без разделения их на упругие и остаточные части. Следовательно, определение НДС массивов грунтов согласно теории линейно-деформируемой среды может быть осуществлено при соблюдении нижеприведенных условий [40]:

- 1) Не должно присутствовать областей с предельным напряженным состоянием грунта, или их объем должен быть минимальным. В этих областях зависимость между напряжениями и деформациями уже приобретает нелинейный характер;
- 2) Также должно отсутствовать изменение фаз грунта во времени, т. е. полученные решения будут соответствовать стабилизированному состоянию грунта.

Расчет осадки по схеме линейно деформируемого полупространства может осуществляться следующими методами.

Метод эквивалентного слоя, разработанный Н.А. Цытовичем (рисунок 1.3). В качестве эквивалентного слоя грунта принимается толща мощностью $h_э$, которая в условиях невозможности бокового расширения (при приложении по всей поверхности сплошной распределенной нагрузки) получает осадку, сопоставимую по величине осадке фундамента с конечными ограниченными размерами в плане при нагрузке той же интенсивности. [100]

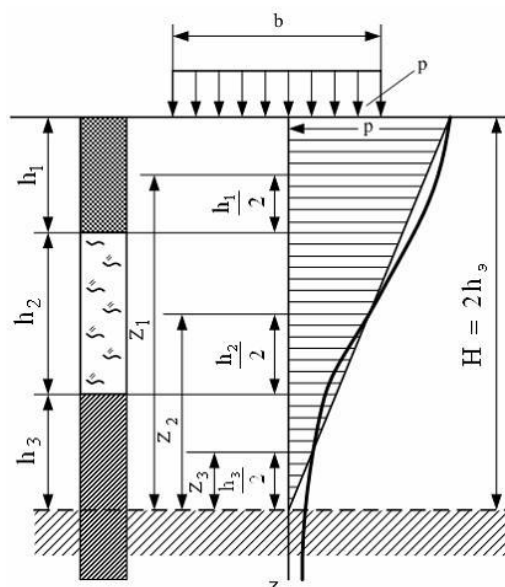


Рисунок 1.3. Расчетная схема к определению осадки методом эквивалентного слоя Н.А. Цытовича для многослойного неоднородного основания [100]

Для метода послойного суммирования помимо вышеуказанных условий применимости теории линейно-деформируемой среды используются и другие упрощающие гипотезы. В частности, считается, что осадка зависит только от вертикального давления, создаваемого фундаментом сооружения, другие компоненты напряжений не учитываются. Предполагается также, что боковое расширение грунта невозможно, а фундамент не имеет жесткости. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве по глубине представлена на рисунке 1.4. Суммарные осадки определяются как сумма осадок элементарных слоев грунтового основания в пределах сжимаемой толщи от дополнительных вертикальных напряжений σ_{zP} , возникающих от нагрузок, передаваемых сооружениями. Описание метода послойного суммирования подробно приведено в СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*» [78].

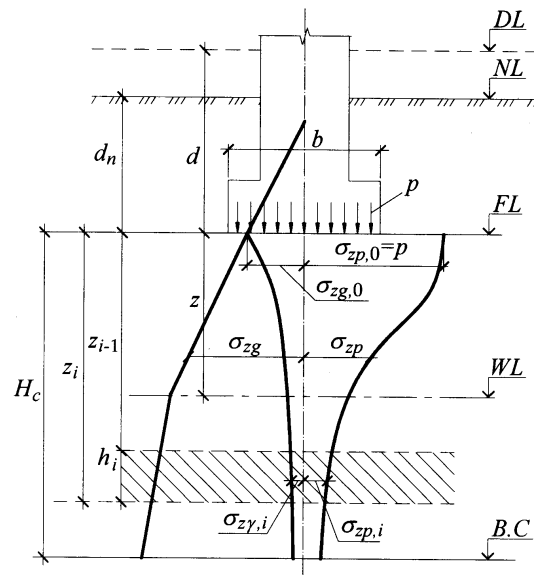


Рисунок 1.4. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

К. Е. Егоров [26] разработал метод определения осадки оснований в качестве *линейно - деформируемого слоя конечной толщины*. Эта методика является одной из первых по определению деформации однородного упругого слоя грунта, опирающегося на несжимаемое основание, с учетом действия всех приложенных нагрузок (рисунок 1.5).

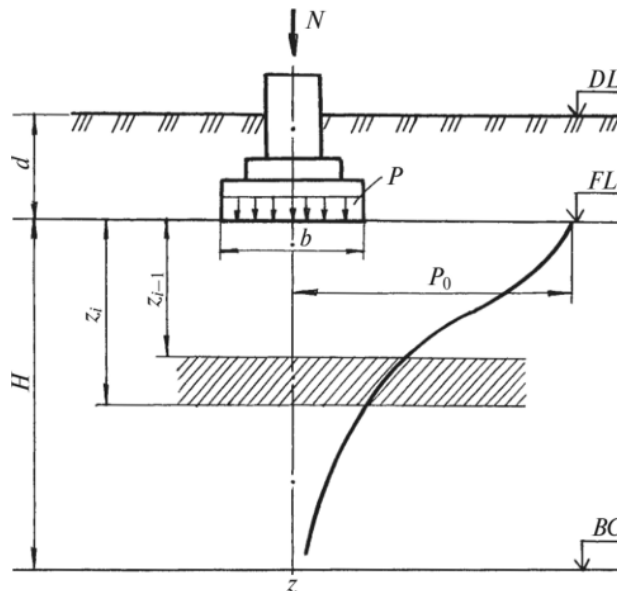


Рисунок 1.5. Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя по К. Е. Егорову

Применение данного метода регламентируется следующими условиями:

1. В пределах сжимаемой толщи грунтового основания H_c , определенной по методике послойного суммирования, имеется слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа и толщиной h_i удовлетворяющей условию:

$$h_i \geq H_c (1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1}) \quad (1.1)$$

где E_2 – модуль деформации грунта несжимаемого основания, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 .

2. Ширина и диаметр фундаментов составляют не менее 10 м, и модуль деформации грунтов основания значением не менее 10 МПа.

Толщина линейно-деформируемого слоя H в первом случае принимается до кровли несжимаемого основания, во втором случае вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi b) k_p \quad (1.2)$$

где H_0 и ψ – принимаются в зависимости от вида грунта;

k_p – коэффициент, принимаемый в зависимости от среднего давления под подошвой фундамента.

Осадка определяется по формуле:

$$S = \frac{P - b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (1.3)$$

где k_c - коэффициент, принимаемый в зависимости от относительной суммарной толщины деформирующихся слоев ($2H/b$), определяется по таблицам; k_m - коэффициент, зависящий от модуля деформации и ширины фундамента, принимается по таблице [26]; k_i и $k_{j,j}$ - коэффициенты, определяемые по таблице в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя; E_j - модуль деформации j -го слоя грунта.

Также вопросы определения осадки основания методом ограничения сжимаемой толщи раскрыт в работах Б.И. Далматова. [20,21]

Как было упомянуто ранее, экспериментальные исследования по определению осадок оснований фундаментов зданий и сооружений и теоретический прогноз по теории линейно-деформируемой среды имеют существенные расхождения, что приводит к завышенным осадкам зданий

нормального уровня ответственности и не позволяет её применять к расчетам особо ответственных зданий и сооружений уровня КС-3.

Также существуют следующие аналитические решения для определения упругой осадки фундаментов:

Решение Janbu N.(1956) [118]

$$S_e = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} \quad (1.4)$$

где q – величина вертикального напряжения кН/м², B – ширина загруженной полосы, μ_0 – коэффициент влияния глубины заложения фундамента, μ_1 – коэффициент влияния ширины фундамента и мощности сжимаемой толщи, E – модуль деформации по глубине сжимаемой толщи.

Решение Janbu N. рекомендует для расчетов осадок использовать коэффициент Пуассона равный $\nu = 0,5$

Решение Papadopoulos V. P. (1992):

$$S_e = \frac{qB}{E_s} \cdot f \quad (1.5)$$

где q – величина вертикального напряжения по контактной поверхности кН/м², B – ширина прямоугольной загруженной полосы $B \times L$ ($B \leq L$) или диаметр круглого штампа, f – коэффициент, учитывающий влияние исходного НДС массива грунта, геометрии фундамента, нагрузки и зависимости модуля деформации от эффективных напряжений, E_s – модуль деформации, определенный в диапазоне действующих напряжений.

Методика Schultze E. и Sherif, G (1973), [130] основанная на использовании данных испытаний статическим зондированием (SPT – standard penetration test):

$$S_e = \frac{\sigma_L f_n \sqrt{B}}{(N_{30})^{0.8} \left(1 + \frac{0.4D_f}{B}\right)} \quad (1.6)$$

Где σ_L – действующее напряжение по подошве фундамента; N_{60} – число проведенных испытаний на вдавливание зонда диаметром 30 мм; f_n – коэффициент влияния осадки для упругого полупространства, а также при

условии коэффициента Пуассона равным нулю; D_f – глубина заложения фундамента.

Также методы для определения упругой осадки фундамента разрабатывались Terzaghi и Peck (1967) [142], Schmertmann (1970) [128,129], Meyerhof (1974), Bowles (1987), Mayne и Poulos (1999) и др. Большинство из них содержат в формулах коэффициенты, которые определяются эмпирическим путем и зависят одновременно от большого количества факторов, что может отрицательно сказываться на степени достоверности результатов.

1.2.2 Применение нелинейных решений

Нелинейные решения в механике грунтов появились и получили интенсивное развитие благодаря фундаментальным научным трудам Цытовича Н.А., 1981, Вялова С.С.,1978; Зарецкого Ю.К.,1983; Крыжановского А.Л.,1982; Ломизе Г.М.,1966; Тер-Мартirosяна З.Г.,1979, Малышева М.В.,1980; Мурзенко Ю.Н.,1982; Николаевского В.Н.,1979; Соломина В.И.,1986;; Фадеева А.Б.,1982; Федоровского В.Г.,1975; Широков В.Н.,1985 и др.). Исследования в нелинейной механике грунтов направлены на развитие теорий пластичности, применительно к грунтам.

Нелинейность определяющей системы уравнений механики грунтов проявляется в трех случаях [40,56]:

1. При зависимости консолидационных параметров от изменения пористости – нелинейные консолидационные свойства;
2. При нелинейной связи между напряжениями, деформациями и их производными во времени – физическая нелинейность;
3. При нелинейной связи между компонентами деформаций и градиентами перемещений – геометрическая нелинейность.

Для возможности использования методов дифференциального и интегрального исчисления грунт рассматривается в виде сплошной среды, состоящей из отдельных зерен. Данное допущение незначительно влияет на

итоговые расчетные значения и результат считается корректным, так как размеры частиц грунта во много раз меньше размеров фундаментов.

В условиях пространственной задачи определяются три нормальных напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, и шесть касательных $\tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{xz}, \tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zy}$, которые попарно равны друг другу. С математической точки зрения условия равновесия (Вялов С.С., 1978; Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г., 1981) определяются следующими уравнениями:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho_x &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho_y &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \rho_z &= 0; \end{aligned} \tag{1.7}$$

Уравнения совместности (неразрывности) деформаций, полученные из соотношений Коши используются в качестве геометрических уравнений механики сплошной среды и определяются следующими дифференциальными уравнениями:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}; \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z}; \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial z \partial x}; \\ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y}; \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} - \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z}; \\ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z \partial x}; \end{aligned} \tag{1.8}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y}; \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} - \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z}; \\ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z \partial x}; \end{aligned} \tag{1.9}$$

где ε_x , ε_y , ε_z – относительные объемные деформации; γ_x , γ_y , γ_z – относительные сдвиговые деформации.

Для каждой грунтовой среды физические свойства или уравнения физического состояния имеют свою специфику. Физико-механические свойства отличаются у разных видов грунтов и подлежат определению исключительно экспериментальным путём. В инженерных и прикладных задачах реализовано использование физических уравнений различных теорий: упругости (линейной и нелинейной), пластичности, предельного напряжённого состояния, наследственной ползучести, упруговязкопластических течения и т.д. (Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г., 1981; Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н., 1983 и др.).

Математические основы данных теорий были разработаны Н.М. Герсевановым, Н.И. Безуховым, А.И. Боткиным, М.И. Горбунова-Посадовым, А.А. Ильюшиным, Г.М. Ломизе, В.В. Соколовским, О. Фрелихом, Н.А. Цытовичем. Дальнейшее развитие и усовершенствование было достигнуто следующими учеными: С.С. Вяловым, М.Н. Гольдштейном [14], А.Л. Гольдиным [13], Б.И. Далматовым [20,22], К.Е. Егоровым, Ю.К. Зарецким [28,29,30], А. Л. Крыжановским, М.В. Малышевым, Н.Н. Масловым, Ю.Н. Мурзенко [54,55], Н. Николаевским, Г.К. Клейном, И.И. Черкасовым [51,101], З.Г. Тер-Мартirosяном, А.Б. Фадеевым, В.Г. Федоровским и др. Большой вклад в развитие теории нелинейного деформирования грунтов также внесли зарубежные исследователи: Drucker D.G. и Prager W. [107], Haythoruthwaite R.M., J.H. Yin, Holubce J., Poorooshab H.B., , M.J. Keedwell, Roscoe K.H., Sherbourue A.N., Shield R.T. и др.

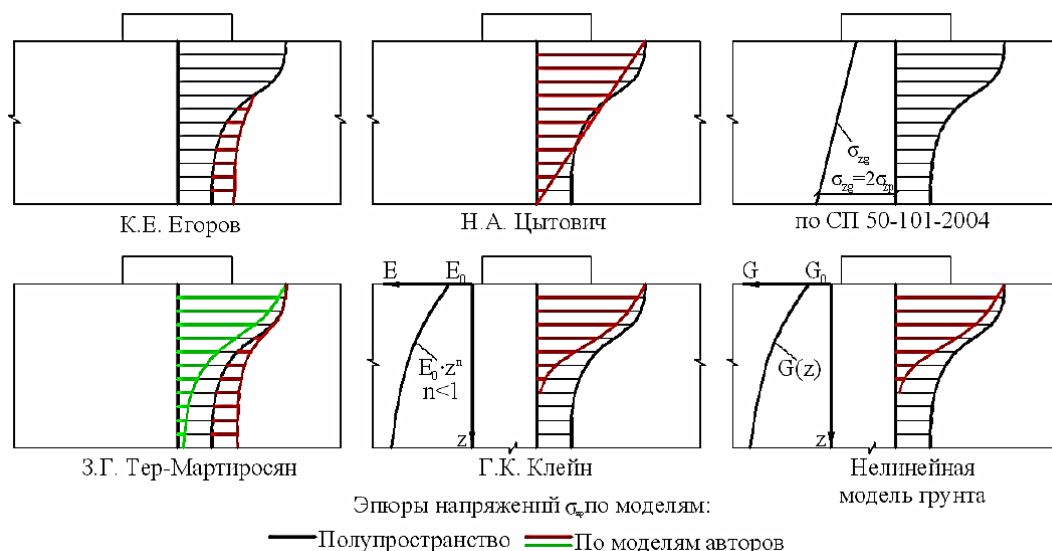


Рисунок 1.6. Сравнение интерпретаций теоретических решений по определению эпюры напряжений от действия прямоугольного плоского штампа согласно теории упругого полупространства и моделям авторов [26,100,88,32]

Ряд важных исследований появился в 20-х годах прошлого столетия. Л. Прандтль обобщил уравнения Сен-Венана и обратил внимание на то, что приращение деформации $d\varepsilon_{ij}$ всегда состоит из упругой и остаточной частей, а тензор напряжений соосен тензору, характеризующую остаточную часть, а не полному приращению деформации.

В 1928 г. была опубликована фундаментальная работа В. Лоде, посвященная экспериментальным исследованиям в связи с вопросами теории пластичности. Лоде ввел в рассмотрение параметр, характеризующий вид (отношение диаметров кругов Мора) двухвалентного симметричного тензора, и изучал связь между тензором напряжений и тензором скорости деформаций (параметрами Лоде μ_σ и μ_ε).

Г. Генки [112] получил определяющие уравнения для идеально-пластического тела в виде конечных соотношений связи тензоров напряжений и деформаций.

А. Надаи [57] обобщил уравнения Г. Генки на случай изотропного тела с упрочнением. Также А.А. Ильюшин (1948) установил, что в случае простого

нагружения, различные частные теории пластичности, в том числе и Г. Генки, могут быть определены общей теорией малых упругопластических деформаций. [31]

Система линейных и нелинейных физических уравнений Г. Генки [112] имеет следующий вид:

$$\varepsilon_x = \chi(\sigma_x - \sigma_m) + \chi^* \cdot \sigma_m; \gamma_{xy} = 2\chi \cdot \tau_{xy} \quad (1.10)$$

$$\varepsilon_y = \chi(\sigma_y - \sigma_m) + \chi^* \cdot \sigma_m; \gamma_{yz} = 2\chi \cdot \tau_{yz} \quad (1.11)$$

$$\varepsilon_z = \chi(\sigma_z - \sigma_m) + \chi^* \cdot \sigma_m; \gamma_{zx} = 2\chi \cdot \tau_{zx} \quad (1.12)$$

где

$$\chi = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma)}{2\tau_i}; \quad (1.13)$$

$$\chi^* = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{f^*(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma)}{2\tau_i}; \quad (1.14)$$

Также система физических уравнений Г. Генки [112] позволяет определить линейную и нелинейную зависимости между напряжениями и скоростями деформации и имеет следующий вид:

$$\dot{\varepsilon}_x = \dot{\chi}(\sigma_x - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \cdot \sigma_m; \dot{\gamma}_{xy} = 2\dot{\chi} \cdot \tau_{xy} \quad (1.15)$$

$$\dot{\varepsilon}_y = \dot{\chi}(\sigma_y - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \cdot \sigma_m; \dot{\gamma}_{yz} = 2\dot{\chi} \cdot \tau_{yz} \quad (1.16)$$

$$\dot{\varepsilon}_z = \dot{\chi}(\sigma_z - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \cdot \sigma_m; \dot{\gamma}_{zx} = 2\dot{\chi} \cdot \tau_{zx} \quad (1.17)$$

где

$$\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad (1.18)$$

$$\dot{\chi}^* = \frac{\dot{\varepsilon}_m}{\sigma_m} = \frac{f^*(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad (1.19)$$

$$\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{1}{2\eta_\gamma(\sigma_m)} \cdot \left(\frac{e^{-a\varepsilon_z}}{a} + \frac{e^{\beta\varepsilon_z}}{b} \right); \quad (1.20)$$

Согласно (1.12) общую вертикальную деформацию с учетом разделения на деформацию сдвига ε_γ и объемную деформацию ε_v можно определить следующим уравнением:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)} + \frac{\sigma_m}{K}; \quad (1.21)$$

где $G(\sigma_m, \tau_i/\tau_i^*)$ и $K(\sigma_m)$ – модули сдвиговой и объемной деформации, в зависимости от среднего напряжения σ_m , а также соотношения действующего касательного напряжения τ_i и его предельного значения τ_i^* , т.е. τ_i/τ_i^* , где $\tau_i^* = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi + c$.

Использование системы физических уравнений Гука для сложных видов нагружения становится некорректным, так как является причиной завышения объемной составляющей деформации и занижения сдвиговой. Очевидное преимущество системы уравнений Генки [112] заключается в определении линейной деформации в виде суммы сдвиговых и объемных составляющих деформаций грунта, которые существенно отличаются. Кроме того, приведенные физические уравнения могут описать как стабилизирующийся (затухающий) характер зависимости напряжений и деформаций $\varepsilon_m - \sigma_m$, так и нестабилизирующийся (незатухающий) характер сдвиговых деформаций $\varepsilon_i - \sigma_i$ грунта. Применение определяющей системы физических уравнений Г. Генки будет подробно раскрыто в главах 3 и 4.

1.3 Теоретические основы определения НДС оснований вблизи бортов котлованов

1.3.1 Аналитические методы определения напряженного состояния массивов грунтов

Одно из первых фундаментальных решений для определения напряженного состояния для единичной сосредоточенной силы P , приложенной на поверхности линейно-деформируемого полупространства, было разработано Буссинеском в 1885г. В 1892г. Фламаном [109] было предложено решение при действии линейной нагрузки на поверхность полупространства (рисунок 1.7). Митчелом рассмотрена задача о действии равномерно распределенной нагрузки полосой b и интенсивностью q (1902 г.). Также появились и стали известны задача Черутти по определению напряженного состояния при горизонтально приложенной сосредоточенной силе, задача Кельвина о единичной силе, приложенной к бесконечно длинному телу и другие.

По решению задачи Фламана для бесконечно длинной полосы нагрузки компоненты напряженного состояния определяются согласно расчетной схеме (рисунок 1.7) по формулам (2.1-2.4):

Распределение напряжений при равномерно распределенной нагрузке в виде бесконечной полосы (рисунок 1.7) определяется также тремя компонентами нормальных $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ и тремя парами касательных напряжений $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$.

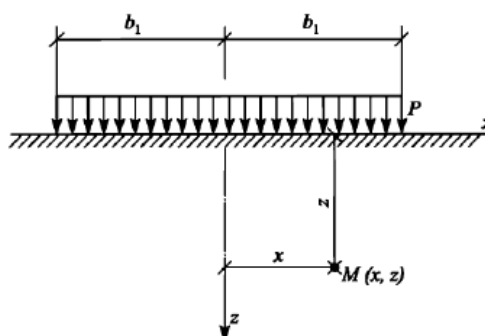


Рисунок 1.7. Схема действия полосовой нагрузки

Компоненты напряженного состояния могут быть вычислены из следующих формул:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right] + \frac{2b \cdot z(b^2 + z^2 - x^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot x^2}; \quad (1.21)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right] - \frac{2b \cdot z(b^2 + z^2 - x^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot x^2}; \quad (1.22)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} - \operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} \right]; \quad (1.23)$$

$$\tau_{xz} = \frac{4 \cdot P \cdot b \cdot z^2 \cdot x}{\pi(x^2 + z^2 + b^2)^2 - 4b^2 \cdot x^2}; \quad (1.24)$$

На основании вышеизложенных формул были разработаны последующие теоретические решения по определению компонент напряженного состояния П.А. Миняевым (1915), Шлейхером (1926), А. Лявом (1928), Н.А. Цытовичем (1931-1943), Н.М. Герсевановым (1933), Д.Е. Польшиным (1933), Фрелихом (1934) Штейнбрэнном (1934) Г.В. Колосовым (1935), Девисом (1937), В.А. Гастевым (1937), О.Я. Шехтер (1937 г.), Тейлором (1937 г.), Г.В. Короткиным (1938), К.Е. Егоровым (1938...1958), Ньюмарком (1942), М.И. Горбуновым–Посадовым (1946-1953 г.), Г.И. Глушковым (1954), Бурмистером (1956 г.), Фишером (1965), С.Г. Кушнером и В.Я. Хайным (1996, 1999) и другими с целью учета различных факторов, таких как характер распределения напряжений в грунтовом основании, влияние жесткости фундаментных конструкций и их формы контактной поверхности и т.д.

Большой вклад в систематизацию и развитие расчетов при сложной форме нагружения грунтового основания внесли Е.А. Сорочан [77], М.М. Дубина [23,24], А.В. Пилягин [63], А.Н. Тетиор [91], которые в своих трудах оценивали НДС грунтового основания фундаментов при действии нагрузки различной формы, различных схемах и этапах загрузки, а также при поверхностном и заглубленном случаях ее приложения.

С.П. Тимошенко [92] приводил решение при помощи рядов Фурье для случая непрерывно распределенной бесконечно длинной балки. Первое

применение тригонометрических рядов к задачам при изгибе балок было произведено М. Рибьером (1899 г.). Дальнейшее развитие данного метода продолжалось Л. Файлоном (1903 г.).

Решение плоской задачи для прямоугольной области конечной толщины с помощью тригонометрических рядов

Известно [92], что для прямоугольной области конечной толщины, находящейся в плоском напряженном состоянии (рисунок 1.8) при действии вертикальных непрерывно распределенных усилий на верхней и нижней гранях интенсивностью $A \sin ax$ и $B \sin ax$ можно найти функцию напряжений $F(x,y)$, определить компоненты напряженного состояния σ_z , σ_x , σ_m , τ_{xz} , пользуясь методом тригонометрических рядов.

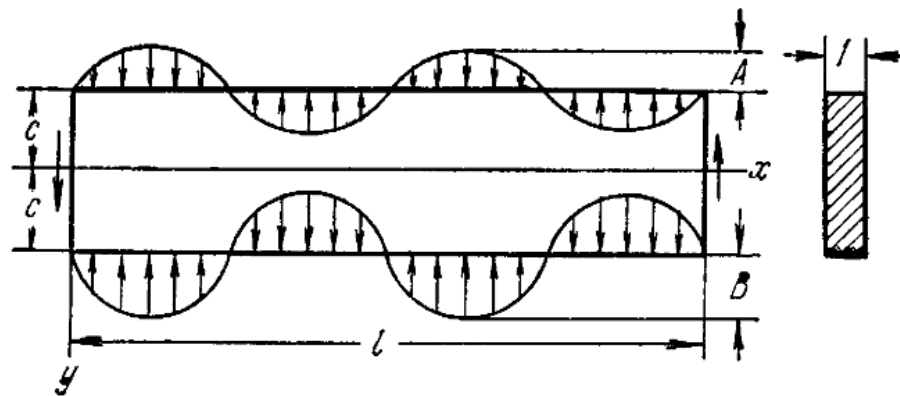


Рисунок 1.8. Прямоугольная область конечной толщины под действием непрерывно распределенных усилий на верхней и нижней гранях интенсивностью $A \sin ax$ и $B \sin ax$

Общий случай равномерного нагружения прямоугольной области конечной толщины представлен на рисунке 1.9.

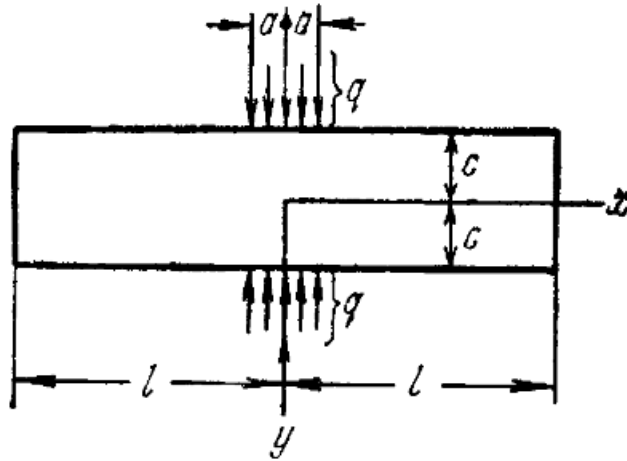


Рисунок 1.9. Общий случай равномерного нагружения на конечной ширине $2a$ прямоугольной области конечной толщины $2c$.

Известно, также, что когда единственной объемной силой является вес тела, то решение плоской задачи можно свести к отысканию некоторой функции $\varphi(x,y)$ (функция Эри), которая связана с компонентами напряжений следующими зависимостями [1,57, 82,84,100]:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \rho g y; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - \rho g y; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \quad (1.25)$$

и удовлетворяет бигармоническому уравнению:

$$\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} = 0 \quad (1.26)$$

Общее решение бигармонического уравнения (1.26) может быть представлено в виде ряда Рибьера-Файлона [92]:

$$\varphi(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} [\cos \alpha x (A_m \operatorname{ch} \alpha y + B_m y \operatorname{ch} \alpha y + C_m \operatorname{sh} \alpha y + D_m y \operatorname{sh} \alpha y) + \sin \alpha x (A'_m \operatorname{ch} \alpha y + B'_m y \operatorname{ch} \alpha y + C'_m \operatorname{sh} \alpha y + D'_m y \operatorname{sh} \alpha y)] \quad (1.27)$$

Постоянные $A_m, B_m, \dots, C'_m, D'_m$ определяются из условий на контуре расчетной области. С помощью функции напряжений (1.26), меняя в случае необходимости количество степенных полиномов, можно получить решения плоской задачи теории упругости.

Данные тригонометрические функции использовались З.Г. Тер-Мартirosяном и Пак Чун Суном [88], в результате было получено решение задачи о напряженно-деформированном состоянии в слое ограниченной

мощности при воздействии полосовой нагрузки в стабилизированном состоянии с учетом граничных условий при $x=l$ в виде:

$$\sigma_y(x, y) = \frac{qa}{l} + \frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi a}{l}}{m} \left[\frac{\left(\frac{m\pi h}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi h}{l} + \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right) \operatorname{ch} \frac{m\pi(y-h)}{l} - \frac{m\pi(y-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi(y-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l}}{\operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \right] \cos \frac{m\pi x}{l} \quad (1.28)$$

$$\sigma_x(x, y) = \frac{qa}{l} \frac{\nu}{1-\nu} - \frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi a}{l}}{m} \left[\frac{\left(\frac{m\pi h}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi h}{l} - \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right) \operatorname{ch} \frac{m\pi(y-h)}{l} - \frac{m\pi(y-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi(y-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l}}{\operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \right] \cos \frac{m\pi x}{l} \quad (1.29)$$

$$\tau_{xy}(x, y) = -\frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi a}{l}}{m} \left[\frac{\frac{m\pi h}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi h}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi(y-h)}{l} - \frac{m\pi(y-h)}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi(y-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l}}{\operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \right] \sin \frac{m\pi x}{l} \quad (1.30)$$

Сложные варианты нагружения основания, в том числе криволинейные были рассмотрены Пронозиным Я.А. [66,67] и Рачковым Д.В. [66,72] Для аналитического расчета использовались формулы Г.В. Колосова для случая полосы, загруженной равномерно распределенной нагрузкой. Были определены 5 вариантов нагружения основания, что соответствовало фундаментам с различной формой контактной поверхности и жесткости фундаментной конструкции (рисунок 1.10).

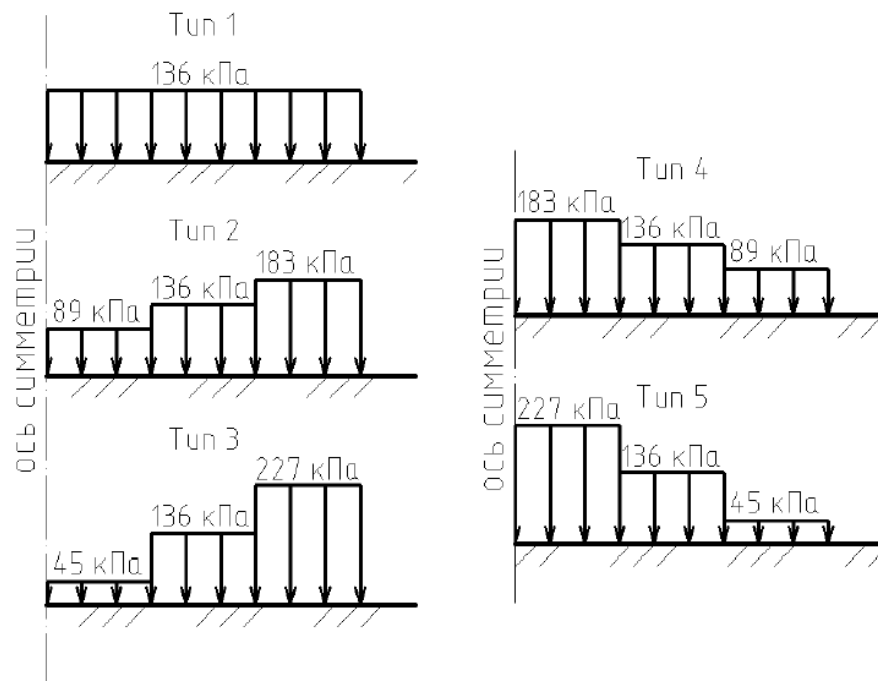


Рисунок 1.10. Варианты нагружения основания (Д.В. Рачков, 2018) [72]

Путем суммирования изополей напряжений от полос с нагрузками разной интенсивности, было получено итоговое напряженное состояние для представленных типов загрузки. Были получены закономерности влияния соотношения вертикальных и горизонтальных напряжений на итоговую осадку. При смещении наиболее нагруженной полосы в краевую зону (типы 2 и 3) было замечено, что уменьшение средней величины деформации по центральной оси фундамента составило 13-25% и увеличение средней величины деформаций по крайним осям составило 7-15%. Также был предложен алгоритм подбора кривизны формы контактной поверхности.

1.3.2 Расчетные модели основания

Теоретические представления и систематизация большого количества экспериментальных данных о закономерностях и математических зависимостях деформирования оснований при действии нагрузки легли в основу создания моделей оснований для расчета НДС грунтовых оснований зданий и сооружений. Классифицируются модели основания по следующим признакам:

- по учету распределительных (характер и форма осадок при действии нагрузки) свойств основания;
- по учету необратимых пластических деформаций;
- по виду зависимости (линейная или нелинейная) между напряжениями и деформациями.

В настоящее время наибольшее распространение получили следующие модели основания:

- модель упругого полупространства (Г. Э.Проктор);
- контактные модели, в том числе модель местных упругих деформаций (Винклер-Фусс);
- модель непрерывно неоднородного по глубине полупространства (Г.К. Клейн, И.И. Черкасов);
- модель слоя ограниченной мощности и ширины (З.Г. Тер-Мартirosян);

Модель упругого полупространства

Модель основания как упругого полупространства была предложена Г. Э. Проктором в 1920-х годах и получила развитие и совершенствование ее теоретических основ благодаря исследованиям ученых: Н.М. Герсеванова, Б.Н. Жемочкина, М.И. Горбунова-Посадова, М.Н. Гольдштейна, И.А. Симвулиди [75], В.А. Флорина, М.В. Малышева [45,46], А.П. Сеницына и др. Данная модель предполагает деформирование поверхности основания как в пределах контура нагружения, так и вне его контура (рисунок 1.11). Для плоской деформации прогиб поверхности при нагружении сосредоточенной силой P определяется уравнением Фламана:

$$w(x) = \frac{P}{\pi C} \ln(x - \xi) + D \quad (1.31)$$

где $C = \frac{E}{1-\nu^2}$ - коэффициент жесткости основания, x - координата точки поверхности, в которой определяется осадка, ξ - координата точки приложения силы, D - постоянная интегрирования, (м).

Очевидным недостатком данной модели является бесконечная сжимаемая толща в основании фундамента, что не соответствует реальным условиям работы основания под нагрузкой. Это также весьма существенно влияет на характер и форму распределения контактных напряжений.

Для практических инженерных расчетов контактных напряжений используются сведенные в табличную форму решения М. И. Горбунова-Посадова [15,16,65], Б. Н. Жемочкина, А. П. Сеницына [76], Г. В. Крашенинниковой и др.

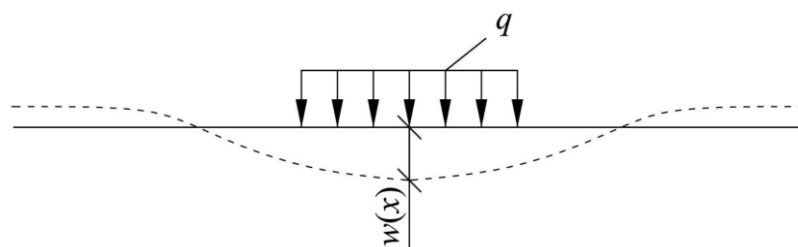


Рисунок 1.11. Расчетная схема модели упругого полупространства

Модель местных упругих деформаций

Модель предложена Н. И. Фуссом (Россия, 1801 г.) и получила дальнейшее развитие благодаря Е. Винклеру (Германия, 1867 г.). Под жестким штампом возникают только местные упругие деформации, полностью восстанавливающиеся при снятии нагрузки, а давление в каждой точке прямо пропорционально местной осадке в этой точке, то есть:

$$s = \frac{P}{C_z} \quad (1.32)$$

где P - давление; s - местная упругая осадка или перемещение поверхности; C_z - коэффициент упругости основания (коэффициент постели), кН/м³ (кПа/м).

В данной осадки поверхности основания за пределами габаритов фундамента не реализуются, т.е. фундамент рассматривается как установленный на пружинах, сжимающихся только в пределах его габаритов (рисунок 1.12).

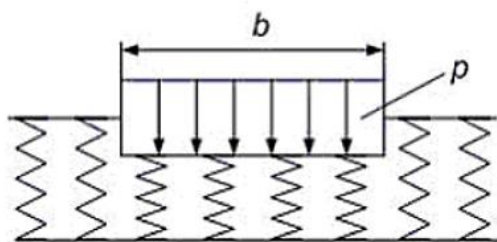


Рисунок 1.12. Расчетная схема модели местных упругих деформаций

Данная модель используется в различных расчетных комплексах, реализующих МКЭ, в том числе в ПВК SCAD, ПВК Лира САПР и др.

Модель основания, непрерывно неоднородного по глубине

Модель основания базируется на гипотезе об увеличении модуля деформации грунта с глубиной вследствие исторически длительного уплотнения от собственного веса. Модель непрерывно неоднородного по глубине основания была предложена Г.К. Клейном [32,33,101] в 1956 г. В данной модели, зависимость модуля деформации грунта в степенной зависимости от глубины рассчитывается по формуле:

$$E(z) = E_1 \cdot z^n \quad (1.33)$$

где E_1 - модуль деформации на глубине 1 м, $n \leq 1$ - параметр неоднородности.

Данная модель основания нашла неоднократное подтверждение при наблюдении за деформациями оснований высотных зданий, сооружений ГАЭС и АЭС и др. Для последних к тому же проявляется масштабный фактор, который имеет существенное влияние на величины осадок. Для приближения к реальным значениям осадок может быть решена обратная задача корректировки модулей деформации в основании при использовании модели Г.К. Клейна (рисунок 1.13).

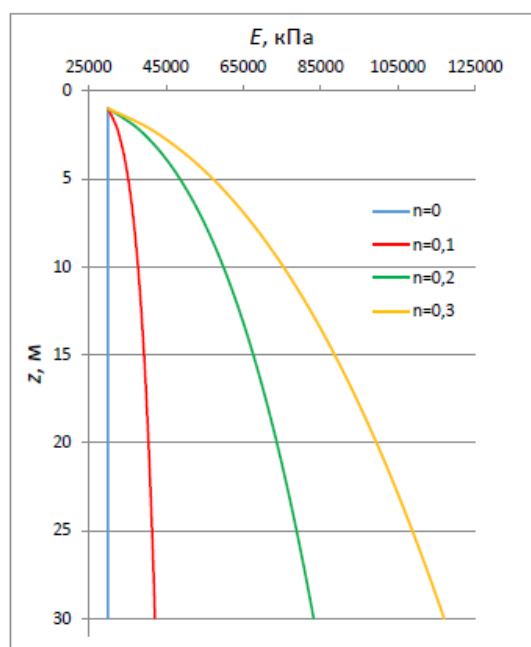


Рисунок 1.13. Зависимость модуля деформации от глубины согласно моделям упругого полупространства (при $n=0$) и Г.К. Клейна (при $n>0$) [32,33]

Также исследования поведения при нагрузках модели основания, учитывающей непрерывное изменение деформационных свойств по глубине, представлены в работах С.Г. Лехницкого [41], С.Г. Кушнера, В.А. Ломакина, Г.Б. Колчина, Э.А. Фавермана, О.К. Фрелиха, Айзиковича С.М., Кузнецовой Е.А. [36,37], Мурзенко Ю.Н. [11] и др.

Модель основания ограниченной ширины и толщины

Согласно обширным многолетним данным геодезического мониторинга за осадками фундаментов зданий и сооружений, их прогнозируемые величины, рассчитанные по модели упругого полупространства, превышают фактические значения во много раз [81]. Данное завышение расчетных величин осадок напрямую связано с отсутствием границ областей деформирования по ширине и по глубине. Ранее учеными [26,100] разрабатывались различные модели с возможностью ограничения сжимаемого слоя как по глубине, так и по ширине. Одной из таких моделей является модель слоя ограниченной ширины и толщины З.Г. Тер- Мартirosяна [88]. Данная модель основана на предположении, что формирование напряженно-деформированного состояния в грунтовом массиве при действии местной нагрузки, имеет определенную специфику, что подтверждалось результатами теоретических и многолетних экспериментальных исследований. Под фундаментом конечной ширины образуется некоторая замкнутая область, внутри которой напряжения превышают структурную прочность, и в этой области происходит существенное деформирование грунта (рисунок 1.14). За пределами этой области этими деформациями можно пренебречь. Форма и размеры такой области зависят от механических свойств и от структурной прочности грунтов, а также от площади действия нагрузки ($b=2a$).

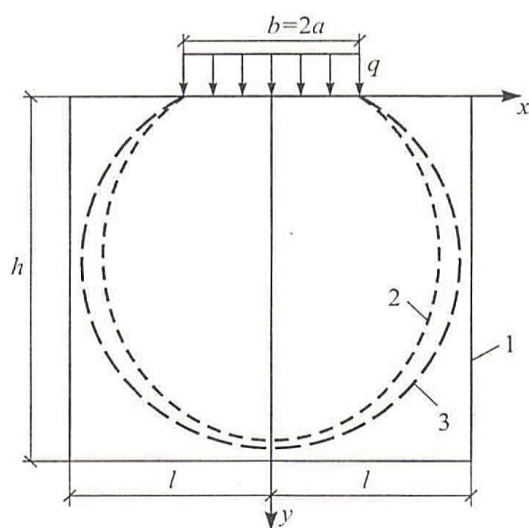


Рисунок 1.14. Геомеханическая модель основания конечной мощности (h) и ширины ($2l$) З.Г. Тер- Мартirosяна [88]: 1-границы модели, 2,3-

контуры области с нарушенной структурой согласно натурным экспериментам Ю.И. Дудника и Ф. Кинштофа.

Осадка в центральной области загрузки, согласно данной модели основания, определяется по формуле:

$$S = \frac{qah}{El} \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{1-\nu} + \frac{8(1-\nu^2)ql}{E\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi a}{l} \left(sh \frac{m\pi h}{l} \right)^2}{sh \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \quad (1.34)$$

Для модели основания, ограниченного по ширине и мощности, З.Г. Тер-Мартirosяном также было предложено решение при других граничных условиях, когда нет возможности вертикальных перемещений на боковых границах [88]. В данном случае осадка в центральной области загрузки будет определяться по формуле:

$$S = \frac{32(1-\nu^2)ql}{E\pi^2} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{\frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi a}{l} \left(sh \frac{m\pi h}{l} \right)^2}{sh \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \quad (1.35)$$

1.3.3 Расчетные упругие и упругопластические модели грунтов

Представление поведения грунта под действием нагрузки в виде расчетной модели сплошной среды является основой для регламентированных методик расчетов деформаций, что позволяет использовать для расчета грунтовых массивов достаточно развитый математический аппарат механики сплошной среды [80]. Основное допущение всех расчетных моделей грунтов заключается в том, что любая реальная среда рассматривается с непрерывно распределенными по объему грунтовой среды прочностными и деформационными характеристиками.

Линейно-упругая модель грунта (модель Гука)

Линейно-упругая модель отражает линейную связь между напряжениями и деформациями, выраженная законом Гука:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_o} [\sigma_z - \nu_o (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (1.36)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_o} [\sigma_x - \nu_o (\sigma_z + \sigma_y)] \quad (1.37)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E_o} [\sigma_y - \nu_o(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (1.38)$$

Независимых характеристик деформируемости для изотропного грунта две: модуль общей (упругой) деформации E_o (МПа) и коэффициент Пуассона ν_o .

Идеально упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием прочности Кулона-Мора (модель Кулона-Мора)

В модели Кулона-Мора жесткость грунта зависит от тензора напряжений и деформаций. Модель Кулона-Мора – простая билинейная упругопластическая модель, у которой линейно-упругая часть базируется на изотропной упругости закона Гука, а идеальнопластическая часть основана на критерии прочности Кулона-Мора, сформулированного по закону ассоциированной пластичности (рисунок 1.15).

Пластичность определяется функцией текучести f и также зависит от тензора напряжений и деформаций. Поверхность текучести, определяемая условием $f=0$, можно представить как поверхность в пространстве главных напряжений. У модели Кулона-Мора поверхность текучести является фиксированной и определяется вводными параметрами модели. При уровне напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, находящимся в пределах поверхности текучести, грунт работает упруго с обратимостью деформаций.

Основной упругопластического поведения материалов и грунтов является принцип разделения общих деформаций в точке, которые представляют в виде суммы упругих ε и пластических деформаций γ .

По ассоциированному закону пластичности приращение пластических деформаций в точке может быть представлено:

$$\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (1.39)$$

где λ - скалярный пластический множитель.

Для случая развитого течения и интенсивных деформаций грунта (неассоциированный закон пластичности) теория пластичности во избежание завышения дилатантности среды в пластической стадии деформирования, в

дополнение к функции текучести f вводится функция пластического потенциала g :

$$d\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (1.40)$$

По Кулону-Мору функцию пластичности f можно записать в виде:

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_1| + \frac{1}{2} |\sigma_2 + \sigma_3| * \sin \varphi - c * \cos \varphi \geq 0 \quad (1.41)$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} |\sigma_3 + \sigma_1| * \sin \varphi - c * \cos \varphi \geq 0 \quad (1.42)$$

$$f_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} |\sigma_1 + \sigma_2| * \sin \varphi - c * \cos \varphi \geq 0 \quad (1.43)$$

Определяющими параметрами грунтов модели Кулона-Мора являются:

- модуль упругости E (кПа);
- коэффициент Пуассона ν ;
- сцепление c (кПа);
- угол внутреннего трения φ ($^\circ$);
- угол дилатансии ψ ($^\circ$).

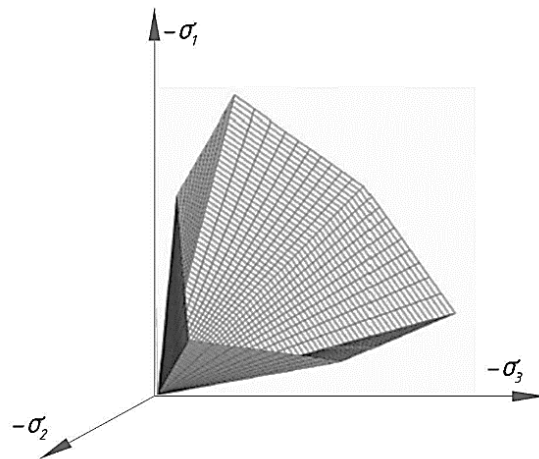


Рисунок 1.15. Предельная поверхность, определяемая критерием прочности Кулона-Мора

Принцип проектирования по предельным допустимым деформациям, регламентируемый в строительной нормативной документации, реализуется в полной мере только при использовании упругопластических моделей грунта, позволяющих описывать напряженно-деформированное состояние грунтового

массива на всем диапазоне изменения нагрузок, вплоть до достижения предельных (разрушающих) значений.

1.3.4 Реологические модели грунтов

В связи с исключительной сложностью состава и строения глинистых грунтов, обусловленных их дисперсностью, многофазным составом, характером и видом связей между частицами, неоднородностью, а также изменчивостью физико-механических свойств под воздействием нагрузок особое внимание уделяется исследованиям свойств ползучести грунтов. Реологические свойства глинистых грунтов представляют собой:

- ползучесть - процесс развития деформаций грунта во времени при постоянной нагрузке;
- релаксация – процесс снижения напряжений во времени при постоянном значении деформации;
- длительная устойчивость – процесс изменения прочностных свойств грунта во времени до некоторой постоянной величины.

Процессы образования изгибов пластов горных пород и т.д. вызываются проявлением свойств ползучести пород под воздействием гравитационного давления, которое длится с низкими скоростями деформаций.

Однако при взаимодействии грунтовых оснований со зданиями и сооружениями их реологические свойства сопровождаются длительными деформациями и обрушением сооружений, оползневыми явлениями склонов, которые могут нанести большой ущерб. Эти явления могут проявляться в промежутки времени, равным срокам службы различных зданий и сооружений. В связи с этим был выполнен значительный объем работ как в области экспериментальной, так и теоретической реологии глинистых грунтов К. Терцаги [90], В.А. Флориным [98], Н.Н. Масловым [48], С.С. Вяловым [10], С.Р. Месчаном [49,50], Н.Ю. Работновым [69,70], А.Р. Ржаницыным [73], Н.М. Герсевановым [12], Н.А. Цытовичем [87,100], Ю. К. Зарецким [30], Г.И. Тер-Степаняном [89], З.Г. Тер-Мартirosяном [82,84,87,133], Мирсаяповым И.Т. и

Королевой И.В. [52,53,122] П.А. Ребиндером, С. Мураямой, Т. Шибатой и др. Это позволило определить основные закономерности деформирования тел во времени в зависимости от напряженного состояния (рисунок 1.16), структурных особенностей, времени и температуры.

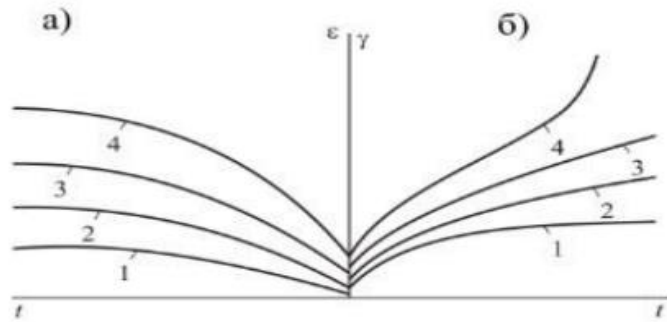


Рисунок 1.16. Объемные (а) и сдвиговые (б) деформаций во времени: 1, 2, 3, 4 – показывают различные уровни напряжений, которые приложены к образцам-близнецам грунта

На рисунке 1.17 изображены графики развития сдвиговой деформации во времени при разных сдвиговых напряжениях τ . Виды кривых ползучести зависят от величины нагрузки, с ростом которой величина и скорость деформаций возрастают; процесс ползучести переходит из затухающего в прогрессирующий, и грунт разрушается тем быстрее, чем больше величина нагрузки.

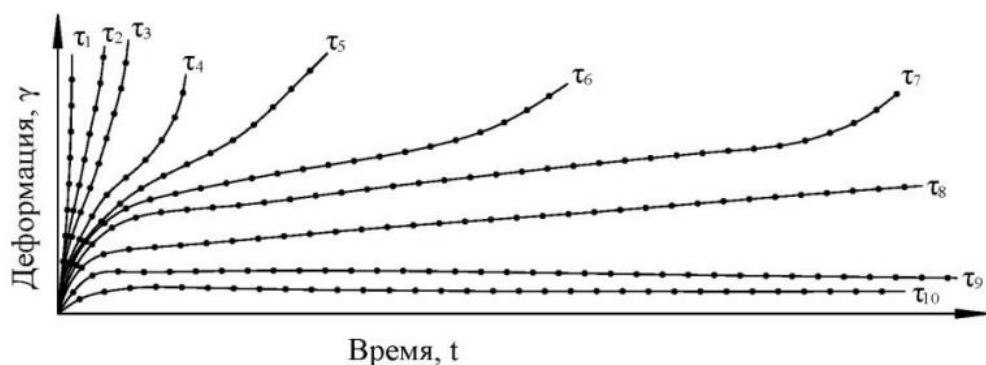


Рисунок 1.17. Семейство кривых $\gamma-t$ при разных сдвиговых напряжениях $\tau_1 > \tau_2 > \tau_3 \dots$

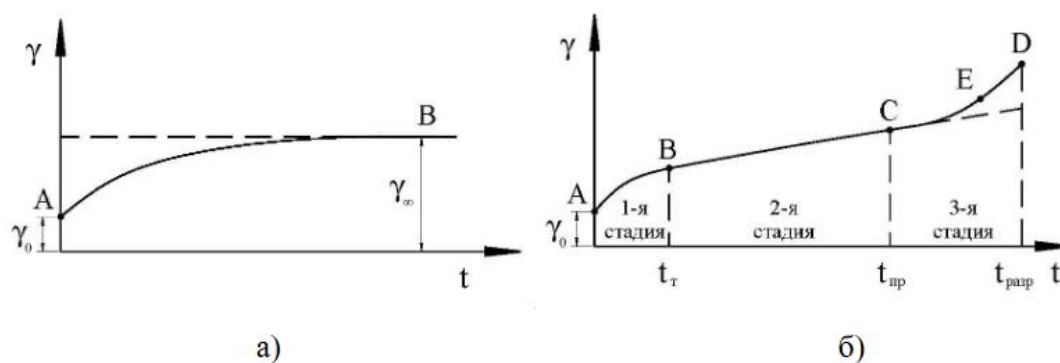


Рисунок 1.18. Зависимости деформации от времени: а – затухающая ползучесть; б – незатухающая ползучесть

Важно отметить, что согласно результатам испытаний глинистых грунтов С.С. Вяловым, С.Р. Месчаном и др. [50,89,102] при длительном воздействии нагрузки было установлено, что для грунтов, обладающих реологическими свойствами, характерна диаграмма развития незатухающих деформаций ползучести при больших значениях напряжений.

Для обоих случаев характерно начало развития кривой деформации ползучести с условно-мгновенной деформации γ_0 , появляющейся сразу после приложения нагрузки. Общая деформация состоит из γ_0 и деформации γ , развивающейся во времени:

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma(t) \quad (1.44)$$

Для траектории затухающей ползучести деформация $\gamma(t)$, представленная участком АВ (рисунок 1.18, а), развивается со скоростью, стремящейся к нулю. Значение деформации $\gamma(t)$ стремится к некоторому конечному значению $\gamma_\infty = \text{const}$, зависящему от величины нагрузки.

Для траектории нестабилизирующейся ползучести также характерно наличие условно-мгновенной деформации γ_0 , но деформацию во времени можно условно разделить три стадии (рисунок 1.18, б): 1-я стадия - стадия стабилизирующейся ползучести, характеризующейся уменьшением скорости (участок АВ); 2-я стадия - стадия установившегося течения, при которой скорость деформации достигает минимального значения (участок ВС); 3-я стадия - стадия прогрессирующего течения, характеризующаяся существенным

возрастанием скорости, которая ведет к потере прочности грунта (участок CD). [10,84]

В 3-ей стадии также можно выделить два участка: участок CE , при котором разрушение от развития пластической деформации еще не наступило, но скорость деформации продолжает нарастать, и участок ED , при котором активно образуются микротрещины и грунт разрушается от быстрого нарастания деформаций. Так как этап, соответствующий участку CE , может длиться у некоторых грунтов достаточно долгое время без потери несущей способности, возникает необходимость введения данного подразделения стадии прогрессирующего разрушения.

Также стоит отметить, что для разных грунтов время перехода из одной стадии в другую может отличаться также, как и в зависимости от действующего напряжения стадия установившегося течения и стадия прогрессирующего разрушения могут не наступать (рисунок 1.19).

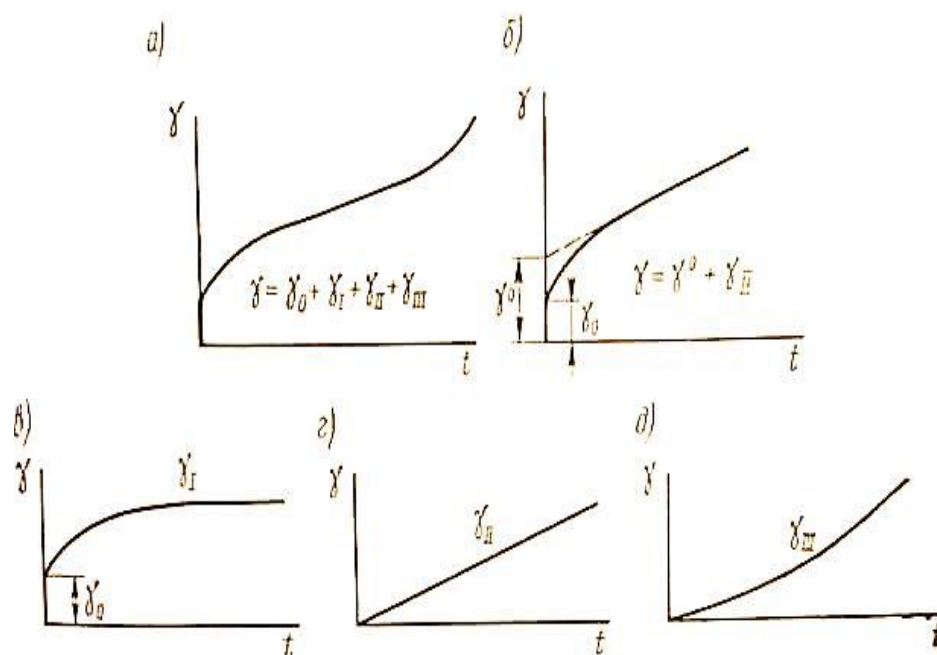


Рисунок 1.19. Деформация незатухающей (а) и затухающей (б) ползучести как сумма составляющих: в — затухающей (γ_I); г — установившейся (γ_{II}); д — прогрессирующей (γ_{III}) деформации

Реологические уравнения состояния представляют связь напряжений, деформаций, ее скоростей и время. В зависимости от принятой гипотезы различают следующие теории ползучести.

В теории линейной вязкоупругости (М. Рейнер, А. Р. Ржаницин, А. Ю. Ишлинский и др.) применяется метод, при котором реологические свойства тела отображаются с помощью моделей, базирующийся на представлении, что эти свойства определяются сочетанием упругих (элемент Гука), вязких (элемент Ньютона) и пластических (элемент Сен-Венана) характеристик (рисунок 1.20) [84].

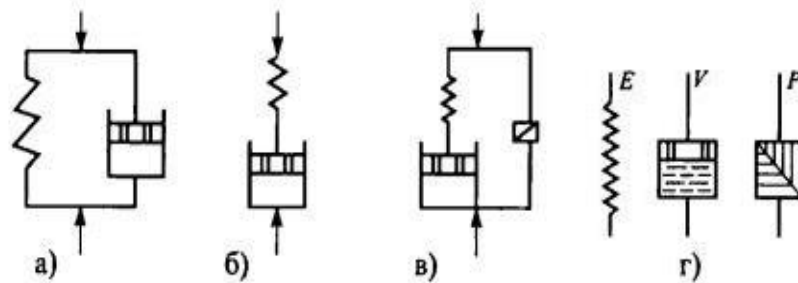


Рисунок 1.20. Модели, отображающие свойства ползучести скелета грунта:

- а) Кельвина-Фойгта, б) Максвелла, в) Бингама-Шведова, г) E – упругий элемент Гука, V – вязкий элемент Ньютона, P – пластический элемент Сен-Венана.

Сочетание элементов Гука, Ньютона и Сен-Венана может описывать различный характер проявления упруговязких свойств тела. В настоящее время получили распространение следующие модельные представления реологических свойств грунтов:

Закон Ньютона для нахождения скорости угловой деформации:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau_i}{\eta(t)} \quad (1.45)$$

Где η - вязкость грунта при сдвиге.

При упрочнении:

$$\eta(t) = \eta_0 \cdot e^{\alpha t} \quad (1.46)$$

При разупрочнении:

$$\eta(t) = \eta_0 \cdot e^{-\beta t} \quad (1.47)$$

где α и β – реологические коэффициенты упрочнения и разупрочнения.

Уравнение ползучести Кельвина-Фойгта (рисунок 1.21):

$$\tau = \gamma \cdot G + \eta \cdot \dot{\epsilon} \quad (1.48)$$

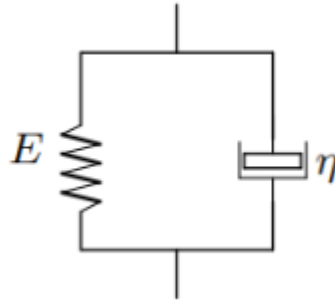


Рисунок 1.21. Модель Кельвина-Фойгта.

При постоянном значении касательного напряжения $\tau = \text{const}$ после интегрирования это уравнение имеет следующий вид

$$\gamma(t) = \frac{\tau}{G} \left(1 - \exp\left(-\frac{G}{\eta \cdot t}\right) \right) \quad (1.49)$$

Данное соотношение описывает стабилизирующуюся во времени ползучесть. Величина $\eta/G = T$ – это время запаздывания деформации или время последствия.

Модель Максвелла (рисунок 1.22)

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta} + \frac{\dot{\tau}}{G} \quad (1.50)$$

Данное уравнение описывает релаксацию и незатухающую ползучесть следующим образом. При постоянном значении касательного напряжения $\tau = \text{const}$ соотношение (1.50) переходит к уравнению Ньютона $\dot{\gamma} = \tau/\eta$, соответствующему непрерывному нарастанию деформации с постоянной скоростью, а при постоянном значении деформации $\dot{\gamma} = \text{const}$ переходит к уравнению релаксации:

$$\tau = \tau_0 \cdot e^{-\frac{t}{T}} \quad (1.51)$$

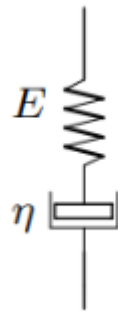


Рисунок 1.22. Механическая модель Максвелла

Характер ползучести и релаксации упруговязких тел представлен на рисунке 1.23.

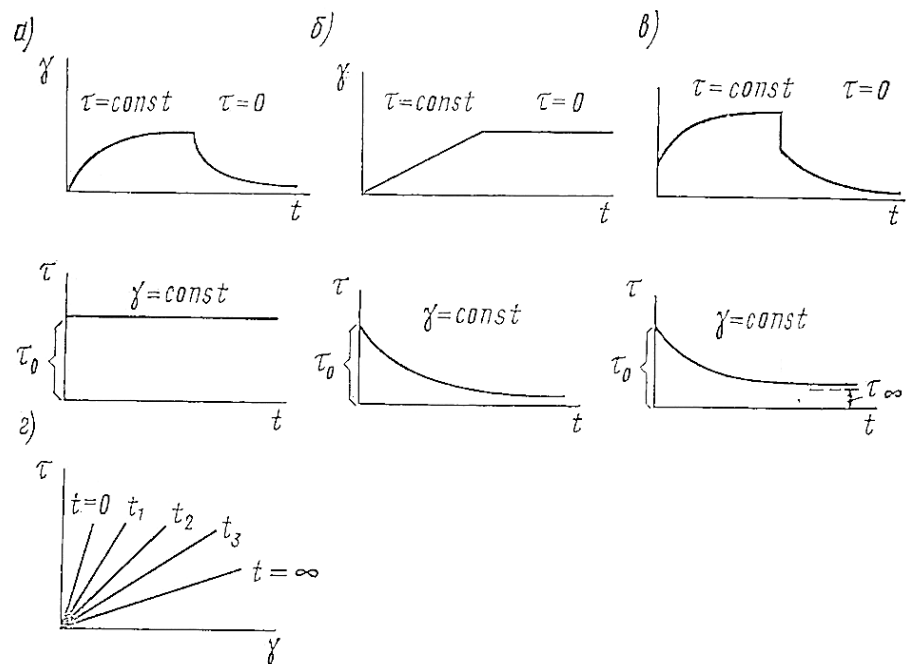


Рисунок 1.23. Ползучесть и релаксация упруго-вязких тел: а) тела Кельвина – Фойгта; б) – тела Максвелла; в) обобщенного упруговязкого тела; г) изменение во времени модуля деформации G

Для обобщенного случая тела, обладающего упруговязкими свойствами, отображаются процессы последействия и релаксации путем сочетания моделей Максвелла и Кельвина — Фойгта (рисунок 1.23, в).

Реологическое уравнение Бингама-Шведова для определения скорости угловой деформации (рисунок 1.24):

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta} + \frac{\dot{\tau}}{G} \quad (1.52)$$

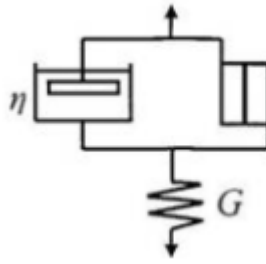


Рисунок 1.24. Модель Бингама-Шведова

Приведенные выше уравнения используются в системах физических уравнений для учета реологических свойств грунтов. При интегрировании данных уравнений, можно получить зависимость деформация-время при условии постоянно действующей нагрузки.

Основываясь на модели Бингама, Н. Н. Маслов [48] предложил модель ползучести глинистого грунта, в которой предельное сопротивление пластического элемента определяется из условия прочности Кулона – Мора, т.е. $\tau^* = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$. Данная модель получила весьма широкое распространение в инженерной практике.

Усовершенствованная модель Тимошенко (1936) [92] для описания скорости сдвиговой деформации:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau_i}{\eta(t)} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} \quad (1.56)$$

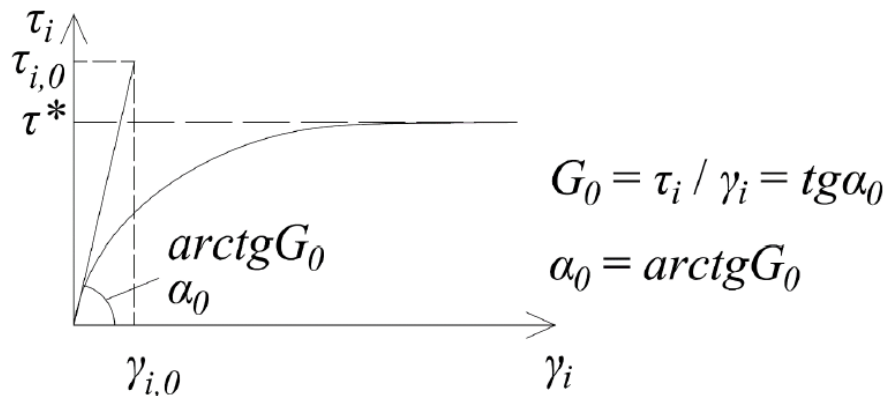


Рисунок 1.25. Зависимость угловой вязкой деформации от касательных напряжений

Уравнение Нортон-Бейли для определения скорости сдвиговой деформации:

$$\dot{\gamma}_i = \dot{\gamma}_i \left(\frac{\tau_i^*}{\tau_i} \right)^{1/m} \quad (1.57)$$

Уравнение, разработанное научным коллективом НОЦ «Геотехника», для определения скорости угловой деформации (рисунок 1.26) [79]:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_{\gamma}(\sigma_m)} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{b} \right) \quad (1.58)$$

где τ и τ^* - действующее и предельное значения касательных напряжений на образец грунта;

$\dot{\gamma}(\gamma)$ – скорость угловой деформации, зависящая от деформации γ . Выражение в скобках представляет функцию одновременного упрочнения и разупрочнения, где скорость угловой деформации $\dot{\gamma}$ является лучшей мерой упрочнения согласно Ю.Н. Работнову [69,70].

$\eta_{\gamma}(\sigma_m)$ – 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 ($\dot{\gamma} = \text{const}$).

Сдвиговая вязкость η_{γ} определяется с помощью проведения экспериментальных исследований в приборе простого сдвига в кинематическом режиме нагружения при определенной скорости сдвигового перемещения (например, $u = 0,05$ мм/мин) [79]. По результатам проведения исследований определяются параметры τ и $\dot{\gamma}$, которые позволяют определить значение сдвиговой вязкости η_{γ} с помощью простейшей модели Ньютона.

Согласно этой модели, скорость сдвиговой деформации зависит нелинейно от накопленной сдвиговой деформации $\dot{\gamma}(\gamma)$.

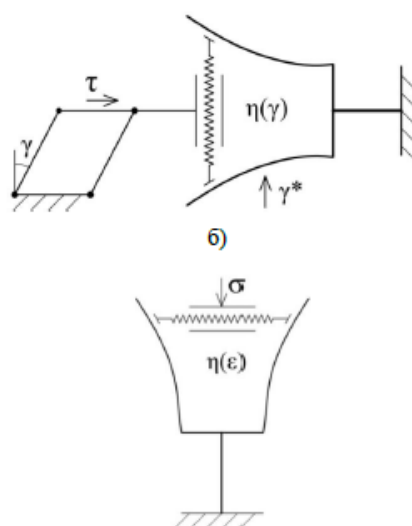


Рисунок 1.26. Механическая модель вязкопластической деформации [79]

Научным коллективом НОЦ «Геотехника» [79] было получено универсальное уравнение, которое учитывает все три кривые реологии при одних параметрах (релаксация, ползучесть и кинематический сдвиг), а также учитывает эффект одновременного упрочнения и разупрочнения глинистых грунтов. Результаты экспериментальных исследований С.С. Вялова, Г.В. Сорокиной, Л. Шукле позволили установить снижение прочности грунта во времени по причине снижения сил сцепления и в меньшей мере из-за изменения угла внутреннего трения. А. Скемптон, Д. Хенкель, Л. Шукле также установили эффект снижения прочности грунтов при длительном нагружении в проявлении ползучести по результатам натурных испытаний. [102,132,132]

Реологические испытания глинистых грунтов позволяют определить деформационные параметры во времени. Реологические процессы по-разному проявляются в зависимости от режима испытаний и степени влажности грунтов.

Испытания квазиоднофазных образцов на сдвиг проводят в кинематическом режиме на установке простого сдвига, которая представляет собой сдвиговое устройство, создающее горизонтальное нагружение, с измерительной системой и программным обеспечением. Испытание проводится при скорости сдвиговых перемещений $u = 0,05$ мм/мин и при двух

значениях уплотняющих нагрузок ($\sigma_1 < \sigma_2$). Испытания проводятся до достижения предельной относительной деформации сдвига в зависимости от высоты образца. [27,79]

Опыты, проведенные в институте геологических наук АН Армении Г.И. Тер-Степаняном и З.Г. Тер-Мартirosяном в 1962 году [89] на приборе кольцевого сдвига с образцом диатомитовой глины нарушенной структуры из озерной толщи верхнемиоценового периода, позволили установить, что классифицирование процесса ползучести затухающим или незатухающим можно считать условным, так как оно существенно зависит от продолжительности наблюдения и точности измерения. Период наблюдений составил более года.

По данным проведенных опытов были построены графики семейств кривых зависимости приращений деформаций от времени. По кривым $A - F$ (рисунок 1.27) показано, что деформации стремятся к стабилизации. Однако, для кривой G , построенной на интервал времени ≈ 400 суток характерны деформации, внешне выглядящие как текущие с постоянной скоростью, на самом деле могут медленно затухать, или развиваться с увеличивающейся скоростью. [82]

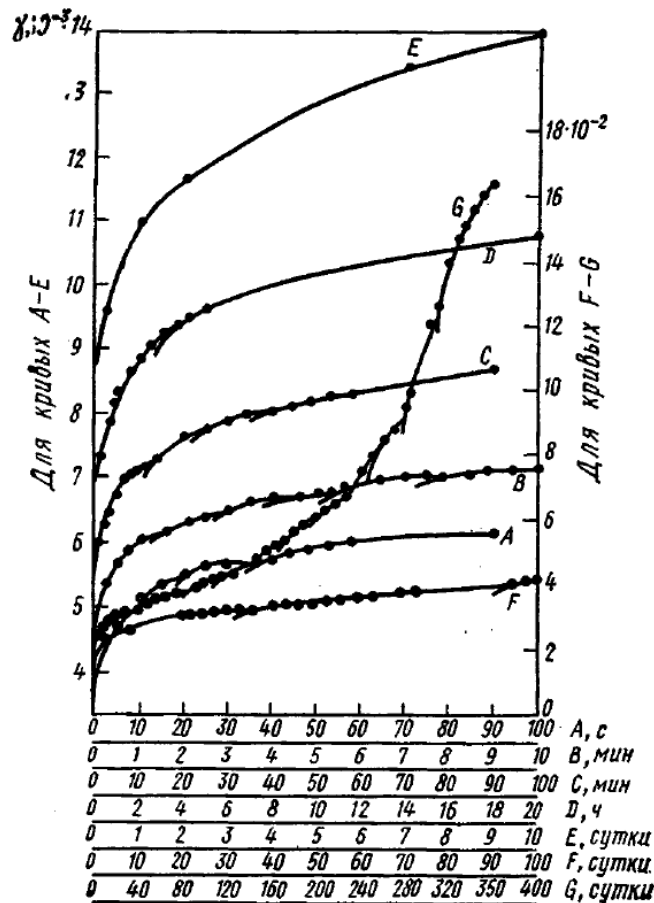


Рисунок 1.27. Кривые ползучести диатомитовой глины в различных масштабах времени по Г.И. Тер-Степаняну и З.Г. Тер-Мартirosяну[82,89].

Вид грунта и величина нагрузки определяют продолжительность и роль той или иной стадии ползучести (рисунок 1.27). Семейства кривых ползучести грунта при различных значениях сдвигающей нагрузки показывает, что чем больше нагрузка, тем быстрее заканчивается вторая стадия и тем скорее наступает третья – стадия прогрессирующего разрушения. При очень больших величинах нагрузки наступление третьей стадии происходит почти сразу после загрузки, и кривая ползучести обретает форму двойной кривизны. При средних значениях нагрузок все три стадии ползучести четко прослеживаются. [82]

Также была создана обширная приборно-измерительная база испытаний грунтов, обладающих реологическими свойствами.

Рядом ученых, таких как Г.И. Покровский (1933 г.), С. Шарп, Н.Я. Денисов (1956 г.), И.А. Клевцов, Р. Петерсон (1938-1957 гг.) и др. было установлено, что наиболее характерным видом деформирования глинистых грунтов под действием касательных напряжений является «скашивание, пока не появились катастрофические трещины и разрывы в глинистом грунте» (или простой сдвиг). Были сделаны выводы о том, что испытания в срезных приборах имеют ряд существенных недостатков, влияющих на определение реологических свойств. Соответственно, далее велась работа по разработке приборов простого сдвига и кольцевого среза.

Впервые определение прочностных свойств глинистых грунтов в полевых условиях было осуществлено Г.И. Покровским в 1933 г. [64] Первые приборы кольцевого среза для лабораторных исследований были разработаны М. Хворослевым в 1937-1939 гг., Р. Хефели и С. Шерманом в 1946 г.

Зарубежом были разработаны приборы цилиндрического среза Шведским геотехническим институтом (Kjellman) в 1951 году, Норвежским геотехническим институтом (Dyvik) в 1987 году [108], Норвежским геотехническим институтом (Bjerrum и Landva) в 1996 году. Они отличаются условиями напряженного состояния (прибор Dyvik создает условия нагружения при трехосном сжатии), а также условиями проведения испытаний (прибор Kjellman – дренированные [119], приборы Dyvik и Bjerrum и Landva [104] – недренированные испытания). В Кембриджском университете (Roscoe) в 1951 г. был разработан прибор для испытания квадратных образцов для дренированного режима испытаний. [110]

Прибор кручения кольцевых образцов был разработан НИС Гидропроектом. Кручение образца в нем осуществляется механизмом кручения, состоящего из диска диаметром 20 см, подвешенного на направляющей штока-шпинделя, проходящего через центр диска, через шарикоподшипник качения [50]. Далее конструкция данного прибора

послужила основой для разработки усовершенствованных моделей приборов С.Р. Месчаном, Г.И. Тер-Степаняном, И. Йошими и Х. Ох Ока и др.

В 1980 г. [2] Тер-Мартirosяном З.Г., Ахпателовым Д.М., Григорьевым Ю. С., Тищенко В.А. была предложена конструкция прибора кольцевого среза, в котором достигнута строгая фиксация поверхности сдвига, и происходит ограниченная деформация сдвига при равномерном распределении касательных напряжений. Первая конструкция прибора кольцевого среза была разработана в 1977 г. Далее усовершенствования прибора были предложены в 1983 г.

В 2014 г. был получен патент на грунтовый вискозиметр Тер-Мартirosяном З.Г., Тер-Мартirosяном А.З., Мирным А.Ю. и Соболевым Е.С. (рисунок 1.28) [62]

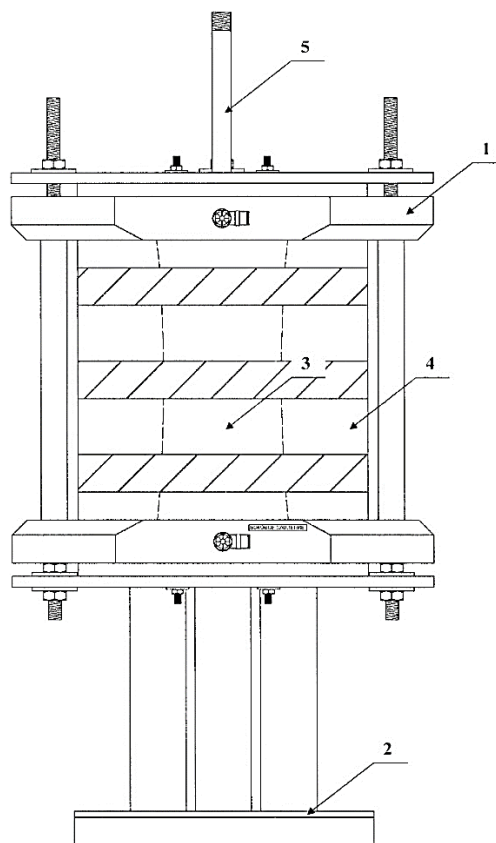


Рисунок 1.28. Устройство грунтового вискозиметра: камера стабилметра типа "Б" (1), установленная на основании (2). Внутри камеры в резиновой оболочке размещается образец грунта (3). Пространство

внутри камеры вокруг образца грунта в резиновой оболочке заполняется дистиллированной водой, глицерином или воздухом (4) - средой для создания давления на боковую поверхность образца. Через центральную ось образца проходит металлический стержень постоянного сечения (5), жестко соединенный с нагрузочным устройством. [62]

Работа прибора основана на задаче по определению вязкости образца грунта, если известна скорость вертикального перемещения вдавливаемого стержня (5). Определив значение вертикального усилия, передаваемого на стержень, которое зависит от значения касательных напряжений τ по боковой поверхности стержня, далее получив выражение для скорости деформации u после интегрирования уравнения осадки от вдавливания стержня, можно получить значение вязкости при постоянной скорости вертикального перемещения стержня:

$$\eta = \frac{F}{2\pi_c l_{cm}} \cdot (r_3 - r_c) \quad (1.60)$$

Разработанный прибор позволяет определить вязкость глинистых и песчаных грунтов как в неводонасыщенном, так и в водонасыщенном состоянии, так как камера прибора герметична и сохраняет заданную плотность и влажность образцов.

Л.Ю. Ермошиной [27,134,136] были проведены испытания суглинка в сдвиговом приборе для определения реологических параметров (рисунок 1.29) начальной вязкости η_0 , сдвигового модуля деформации G и параметров упрочнения a , β , a и b реологической модели (1.58). Была получена удовлетворительная сходимость экспериментальных кривых $\tau-t$ и графиков, построенных по формуле (1.58).



Рисунок 1.29. Прибор простого сдвига, производства ООО «НПП Геотек»

1.3.5 НДС оснований и фундаментов зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния устройства котлованов.

Ограждение котлована выполняет следующие функции:

- восприятие активного давления грунта;
- минимизация перемещений фундаментов зданий и сооружений близрасположенной застройки;
- восприятие гидростатического давления грунтовых вод и функцию противодиффузионной завесы;
- при необходимости – восприятие постоянных нагрузок.

На сегодняшний день существуют следующие конструктивные решения ограждений котлованов:

- Ограждение из стальных труб с деревянной забиркой;
- Ограждение из шпунта типа «Ларсен» и т.п.;
- Ограждение в виде бурокасательных/буросекущихся свай;
- Ограждение в виде грунтоцементного массива по jet-технологии;

- Ограждение в виде траншейной монолитной/сборной железобетонной «стены в грунте»
- Ограждение повышенной жесткости в виде комбинации траншейной монолитной железобетонной «стены в грунте» и грунтоцементного массива в качестве пригруза для возможности старта/окончания проходки тоннелей [39].

Конструкции ограждения стены в грунте относятся к гибким подпорным стенам [103]. В 1776 г. Шарлем Кулоном была предложена теория давления грунта на вертикальные стенки, согласно которой в состоянии предельного равновесия призмы обрушения и выпирания ограничены прямолинейными поверхностями. [106] Далее проводились работы по совершенствованию данной теории К. Кульманом, Понселе Ж.В. [103, 125] и др.

В 70-е годы XX века начали применяться численные методы расчетов. Численные методы анализа влияния конструкций ограждений котлованов на здания соседней застройки рассматривались Фадеевым А.Б. [95,96], Федоровским В.Г. [97], Ильичёвым В.А., Мангушевым Р.А. [47], Никифоровой Н.С. [59,71], Парамоновым В.Н. [60,61], Сахаровым И.И. [74], Улицким В.М., Шашкиным А.Г [93,94], Нгуен Вьет Туаном [58] и др.[68, 123]

Описанием и систематизацией проблем, возникающих в ходе нового строительства подземных сооружений в г. Санкт-Петербург, занимался Р.А. Мангушев [47], который в своих исследованиях обращает особое внимание на следующие процессы, происходящие в грунтовых массивах при производстве работ по устройству ограждений котлованов:

- Значительные по величинам и незатухающие осадки и неравномерности осадок оснований фундаментов зданий и сооружений окружающей застройки;
- Потеря устойчивости и прочности глинистых грунтов, находящихся в стадии незавершенной консолидации;

- Значительные колебания уровня напорных грунтовых вод, что влечет за собой необходимость в обеспечении водоотлива;
- Расструктуривание слабых грунтов оснований и фундаментов зданий и сооружений исторической застройки, а также изменение тиксотропных свойств глинистых грунтов при производстве земляных работ традиционными методами.

Количественная оценка напряженно-деформированного состояния грунтов за ограждением котлована с учетом их взаимодействия с окружающей застройкой и условий контакта с ограждающей конструкцией осуществима с помощью численных исследований, позволяющих в полной мере учесть этапы возведения подземного сооружения. С появлением численных методов расчета учеными-геотехниками, а также инженерами-проектировщиками накапливается опыт по учету изменения напряженно-деформированного состояния оснований зданий и сооружений и окружающего грунтового массива при возведении подземных сооружений.

Зарубежными учеными Aswin Lim, Chang-Yu Ou, Pio-Go Hsieh [120] были выполнены исследования о влиянии расчетной модели грунта на прогнозирование горизонтальных и вертикальных смещений ограждения глубокого котлована в недренированных глинах, а также развития осадок земной поверхности на предмет наибольшего соответствия данных геодезического мониторинга. Было показано, что при численном моделировании рассматриваемые расчетные модели не дали удовлетворительной сходимости по траекториям развития осадок грунтового массива при нагружении.

Bin-Chen Benson и HsiungSy-Dan Dao [115,116] провели подобные исследования для глубоких котлованов в песчаных грунтах. Для выбранных упругопластических моделей грунта (модель Мора-Кулона, модель Hardening Soil, модель Hardening Soil Small-strain) была проведена верификация наиболее влияющих на результаты расчетов параметров грунтов. Полученные результаты расчета позволили установить, что модель Мора-Кулона наименее

подходит для моделирования глубоких выработок, так как имеет завышенные значения осадок по сравнению с моделями Hardening Soil и Hardening Soil Small-strain. Последнюю модель авторы считают наиболее точно прогнозирующей деформации окружающего котлован массива грунта, а также вертикальные и горизонтальные перемещения ограждения.

Alexandra Halliday, Cristina Vulpe, Andy Fourie и Alfredo Arenas [111] провели расширенное исследование касаясь применимости к расчетам геотехнических сооружений расчетных моделей грунтов: модели Мора-Кулона, модели кембриджской глины Cam Clay и пользовательской модели P2PS. Были проведены испытания по определению физико-механических характеристик грунт в приборе трехосного сжатия, определены параметры консолидации. Авторы акцентируют внимание на том, что применимость расчетной модели должна определяться согласно поведению грунта под нагрузкой, а также траектории развития осадок образцов при испытании грунтов.

Аналогичные исследования проведены многими другими авторами [6,105,117 ,131,143,144] и показывают схожие результаты поведения грунтов при возведении глубоких котлованов вблизи зданий окружающей застройки. Кроме того, большое влияние имеют способы определения характеристик грунтов. [7,8]

Выводы по главе 1

1. В настоящее время расчеты фундаментов зданий и сооружений по первой и второй группам предельных состояний, регламентируемых в отечественной нормативной документации, основаны на решении задач о приложении нагрузки на поверхности однородного упругого полупространства согласно теории линейно-деформированной среды. Однако выявленные расхождения между теоретическими прогнозами осадок оснований фундаментов зданий и сооружений и экспериментальными исследованиями показывают, что модель линейно-

деформируемой среды не отражает фактическое поведение грунтов под нагрузками.

2. Для возможности приближения теоретических данных к экспериментальным начали появляться нелинейные решения в механике грунтов, основанные на теориях пластичности. Выход за рамки теории линейно-деформируемой среды в настоящее время стал особенно актуален при проектировании и строительстве зданий повышенной этажности, уникальных сооружений (ПГС, ГС, ТЭС и др.), а также сооружений метрополитена в глубоких котлованах (20-40 м). Решения, основанные на теориях пластичности, позволяют учесть физическую и геометрическую нелинейность, а также нелинейность реологических свойств. Таким образом, стало возможным с достоверной степенью точности прогнозировать осадки оснований фундаментов зданий и сооружений.
3. В настоящий момент при большом накопленном опыте расчетов НДС грунтовых оснований при строительстве глубоких котлованов все еще отсутствуют аналитические решения, позволяющие определить компоненты напряженного состояния грунтового основания при действии распределенной нагрузки от здания или сооружения вблизи ограждения котлована, с одновременным учетом параметров расстояния от нагрузки до борта котлована, глубины котлована, величины и ширины нагрузки.
4. Гипотеза о формировании НДС грунтового массива в пределах ограниченного сжимаемого слоя как по глубине, так и по ширине позволяет разработать методику определения НДС грунтового массива, опирающегося на несжимаемое основание, при действии нагрузки вблизи борта котлована.
5. Вопросы учета нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругопластической постановке и нелинейной зависимости между напряжениями и скоростью деформации

упруговязкопластической постановке задач требуют дальнейшего рассмотрения применительно к различным краевым задачам, что обуславливает актуальность исследования и представляют научный интерес;

6. Большинство исследований по определению поведения грунтов при возведении глубоких котлованов вблизи зданий окружающей застройки показывают, что нет единого мнения насчет применимости разных упругопластических моделей грунтов. Применимость каждой расчетной модели должна определяться согласно поведению грунта под нагрузкой, а также траектории развития осадок образцов при испытании грунтов

Глава 2. Напряженное состояние оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов

Введение

При экскавации грунта из выемок под защитой ограждающих конструкций в прилегающем массиве грунта создается сложное неоднородное напряженно-деформированное состояние. В случае приложения на поверхности грунта распределенной нагрузки в массиве грунта, прилегающего к вертикальной выработке, начальное НДС трансформируется во времени и в пространстве. В настоящее время развиваются аналитические и численные методы, которые позволяют оценить НДС массивов грунтов, учитывая большой спектр факторов, влияющих на НДС. При точном аналитическом решении возможна проверка численного моделирования инженерной задачи, которые получили широкое применение в практике проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений.

В диссертационной работе приводятся постановка и решение задачи по количественной оценке НДС массива грунта под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована с разными граничными условиями и расположением распределенной нагрузки. Результаты решения поставленных задач получены аналитическим и численным (МКЭ) методами с помощью ПК MathCAD и ПК PLAXIS 2D.

Приведенные ниже методы определения напряжений в однородном грунтовом полупространстве основаны на решениях теории упругости и соответствуют стабилизированному напряженному состоянию.

2.1 Задача о распределении напряжений в массиве грунта под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована на основе решения задачи Фламана

Рассматривается задача о напряженно-деформированном состоянии массива грунта под воздействием распределенной нагрузки вблизи ограждения котлована. В общем случае данной задачи рассматривается действие распределенной нагрузки $q=const$ на горизонтальном участке шириной $b=2a$ на

расстоянии f от ограждения котлована. Принимается, что вертикальная стена ограждения котлована закреплена распорными конструкциям, но допускаются вертикальные перемещения грунтов (рисунок 2.1а).

В первом приближении краевую задачу можно решить, используя принцип симметрично ориентированной гибкой нагрузки. Задачу можно привести к случаю симметрично расположенных полосовых нагрузок относительно вертикальной оси в полупространстве на расстоянии f от оси z . [83] При одновременном действии распределенных нагрузок $q=const$ внутри полуплоскости получим симметричное относительно оси z НДС, каждое из которых представляет НДС четверти плоскости с граничным условием на оси z $\varepsilon_x=0, \sigma_x \neq 0$. Решение задачи соответствует этапу полной разработки котлована под защитой ограждения котлована и распорного крепления.

В качестве исходного для решения поставленной задачи примем известное решение плоской задачи теории упругости для полупространства при действии нагрузки $q=const$ по полосе шириной $b=2a$, т.е. имеем:

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] + \frac{2aqz(x^2 - z^2 + a^2)}{\pi \cdot [(x^2 - z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]} \quad (2.1)$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] - \frac{2aqz(x^2 - z^2 + a^2)}{\pi \cdot [(x^2 - z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]} \quad (2.2)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \frac{4axz^2}{[(x-a)^2 + z^2][(x+a)^2 + z^2]} \quad (2.3)$$

$$\sigma = \frac{2p(1-\nu)}{3\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] \quad (2.4)$$

где $\sigma = (\sigma_x + \sigma_z) \cdot (1+\nu) / 3$.

В этом случае задача сводится к случаю, когда на поверхности полуплоскости по полосе шириной $B=2f+4a$ действует распределенная нагрузка за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе $2f$ (рисунок 2.1б).

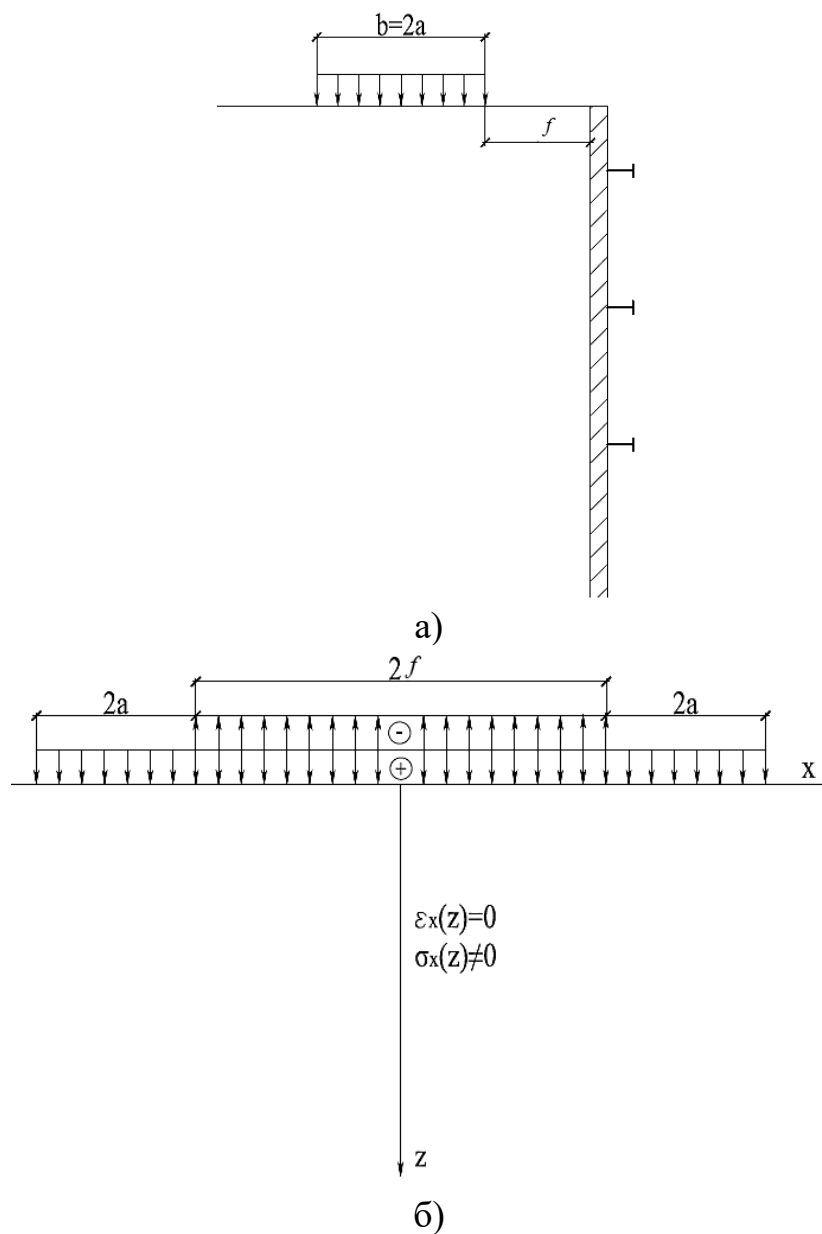


Рисунок 2.1. Схема к определению НДС за ограждением котлована (а); эквивалентная расчетная схема (б).

Результаты решения данной задачи получены в ПВК MathCAD и приводятся к виду изолиний напряжений σ_x , σ_z , τ_{xz} по всей плоскости при $z>0$ и $\pm x$ (рисунки 2.2-2.4)[83]

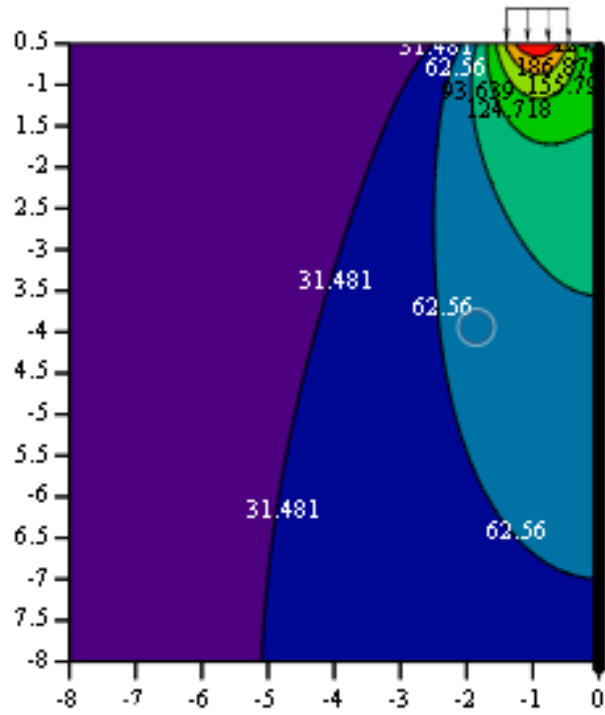


Рисунок 2.2. Изолинии вертикальных напряжений σ_z от действующей распределенной нагрузки $q=const=400$ кПа по полосе шириной $B=f+2a$ за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе f

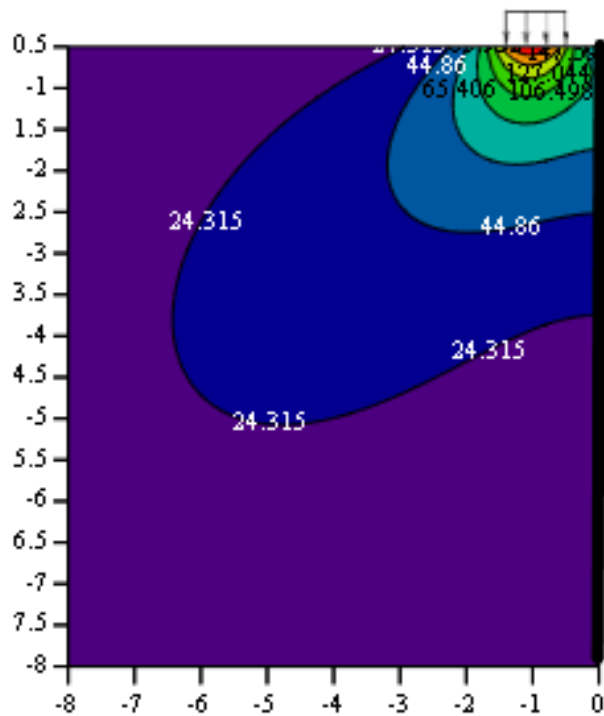


Рисунок 2.3. Изолинии горизонтальных напряжений σ_x от действующей распределенной нагрузки $q=const=400$ кПа по полосе шириной $B=f+2a$ за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе f ;

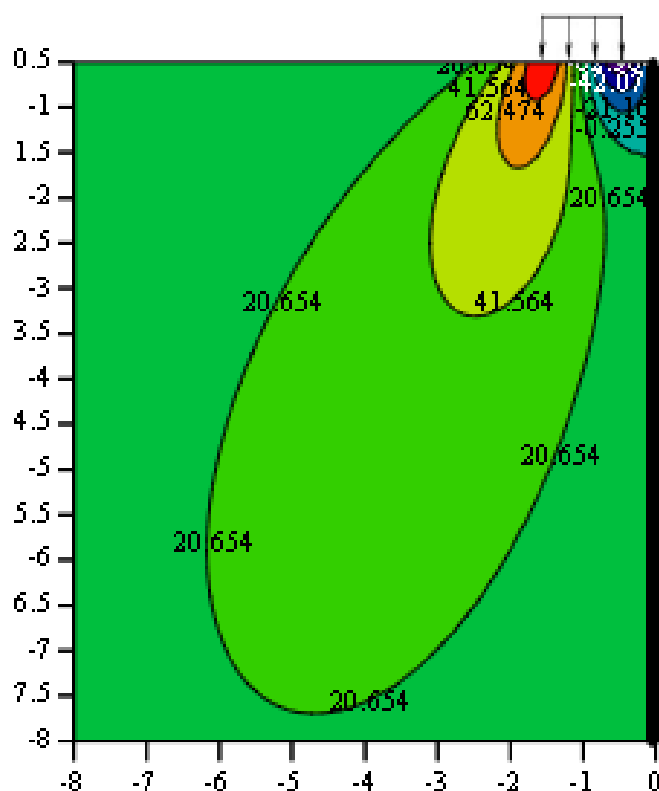


Рисунок 2.4. Изолинии касательных напряжений τ_{xz} от действующей распределенной нагрузки $q=const=400$ кПа по полосе шириной $B=f+2a$ за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе f

Характерной особенностью является несимметричное распределение изополей напряжений относительно центра распределенной нагрузки при нахождении на расстоянии от борта котлована со смещением в сторону ограждения котлована.

Для определения областей пластического деформирования в качестве критерия рассматривается предложенный в работах [44,84] коэффициент приближения НДС к предельному состоянию:

$$\eta(x, z) = \frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x - \sigma_z + 2c \cdot \text{ctg} \varphi)^2 \cdot \sin^2 \varphi} \quad (2.5)$$

Изолинии коэффициента при $\eta(x, z) > 1$ отражают зоны, где происходит интенсивное пластическое деформирование. Таким образом, по решению (2.5) можно получить оптимальные значения расстояния от бровки котлована до фундамента с нагрузкой (f , м), при котором грунтовое основание будет находиться в устойчивом состоянии. При этом определяющими факторами

напряженного состояния также являются глубина котлована (h , м), величина нагрузки (q , кПа), ширина нагрузки ($b=2a$, м). Изолинии коэффициента $\eta(x,z)$ в расчетной области от действующей распределенной нагрузки $q=const$ по полосе шириной $B=f+2a$ за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе f изображены на рисунке 2.5.

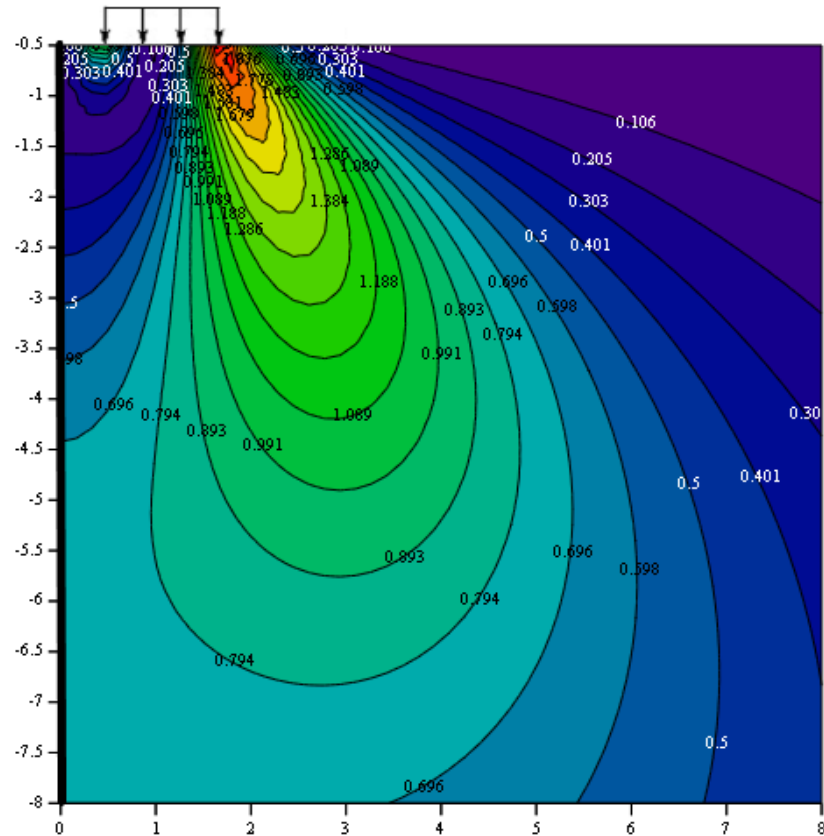


Рисунок 2.5. Изолинии коэффициента $\eta(x,z)$ в расчетной области от действующей распределенной нагрузки $q=const$ по полосе шириной $B=f+2a$ за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе f .

2.2 Задача о распределении напряжений в массиве грунта при действии распределенной нагрузки на глубине и на расстоянии от борта котлована на основе решения задачи Мелана

Для определения НДС грунтового основания при действии распределенной нагрузки $q=const$ по полосе шириной $b=2a$ на глубине d на расстоянии f было использовано решение Э. Мелана [44] (рисунок 2.6)

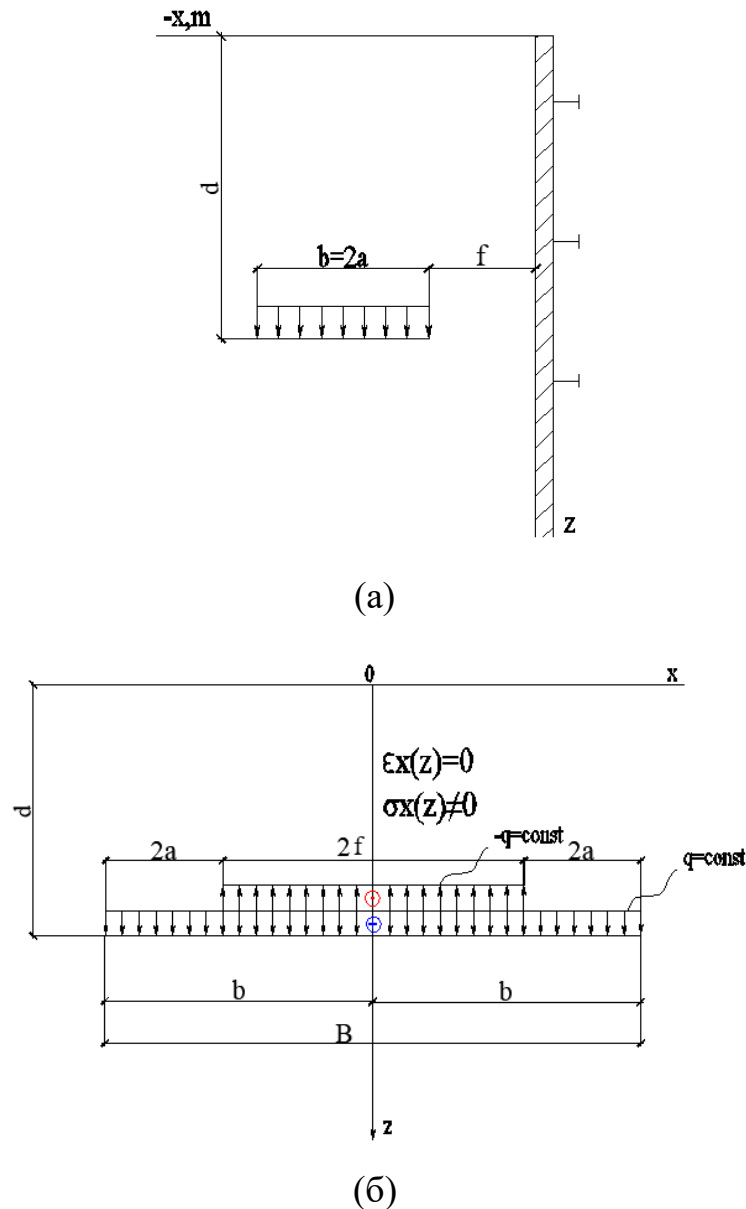


Рисунок 2.6. а) Схема для определения НДС при действующей нагрузке на глубине; б) Расчетная схема для определения НДС при $q=const$ по полосе шириной $B=2a+2f$ за вычетом действия распределенной нагрузки по полосе $2f$ на глубине d

Для определения компонент напряжений в однородном по глубине массиве грунта в случае действия распределенной нагрузки по полосе шириной $b=2a$ на глубине d на расстоянии f в условиях плоской задачи уравнения, полученные Э. Меланом для сосредоточенной силы на глубине необходимо проинтегрировать в пределах ширины полосы нагрузки от $-a$ до a ($b=2a$) в соответствии с расчетной схемой (рисунок 2.7), заменяя x на $(x-\xi)$ и q на $q \cdot d\xi$. [44]

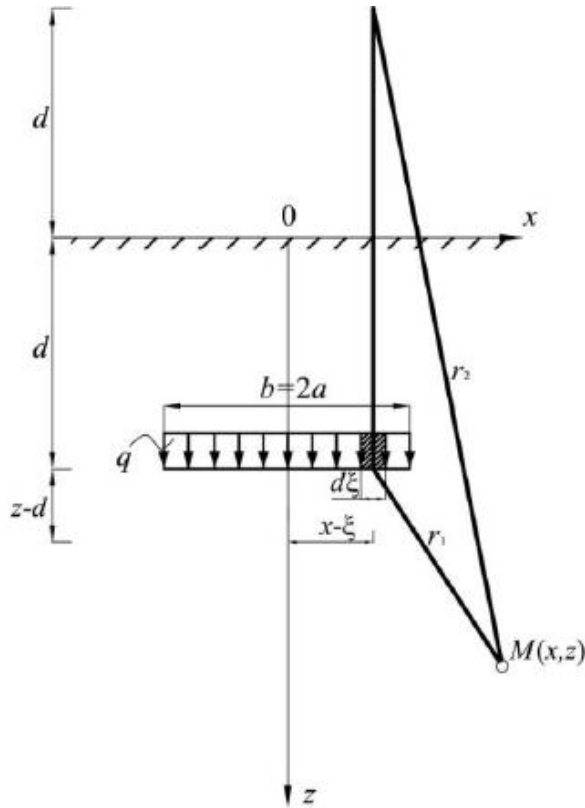


Рисунок 2.7. Расчетная схема определения НДС при нагрузке $q=const$ по полосе $b=2a$ на глубине d (Задача Мелана).

Результаты интегрирования уравнений Э. Мелана представлены ниже.

$$\sigma_z = \int_{-a}^a \frac{q}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^3}{r_1^4} + \frac{(z+d)[(z+d)^2 + 2dz]}{r_2^4} - \frac{8dz(z+d)(x+\xi)}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{z-d}{r_1^2} + \frac{3z+d}{r_2^2} - \frac{4z(x-\xi)^2}{r_2^4} \right] \right\} d(x-\xi) \quad (2.6)$$

$$\sigma_x = \int_{-a}^a \frac{q}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)(x-\xi)^2}{r_1^4} + \frac{(z+d)[(x-\xi)^2 + 2d^2] - 2d(x-\xi)^2}{r_2^4} + \frac{8dz(z+d)(x+\xi)^2}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{z-d}{r_1^2} + \frac{3z+d}{r_2^2} - \frac{4z(x-\xi)^2}{r_2^4} \right] \right\} d(x-\xi) \quad (2.7)$$

$$\tau_{zx} = \int_{-a}^a \frac{q(x-\xi)}{\pi} \left\{ \begin{aligned} & \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^4}{r_1^4} + \frac{z^2-2dz-d^2}{r_2^4} + \frac{8dz(z+d)^2}{r_2^6} \right] + \\ & + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} + \frac{4z(z+d)}{r_2^4} \right] \end{aligned} \right\} d(x-\xi) \quad (2.8)$$

где переменные r_1 и r_2 могут быть описаны формулами:

$$r_1^2 = (x-\xi)^2 + (z-d)^2 \quad (2.9)$$

$$r_2^2 = (x-\xi)^2 + (z+d)^2 \quad (2.10)$$

Аналитический расчет при помощи ПК MathCAD позволил определить компоненты напряжений при $q=250$ кПа, $d=20$ м, $b=2a+f=8$ м. На рисунках (2.8-2.10) представлены изолинии компонент напряжений. [138]

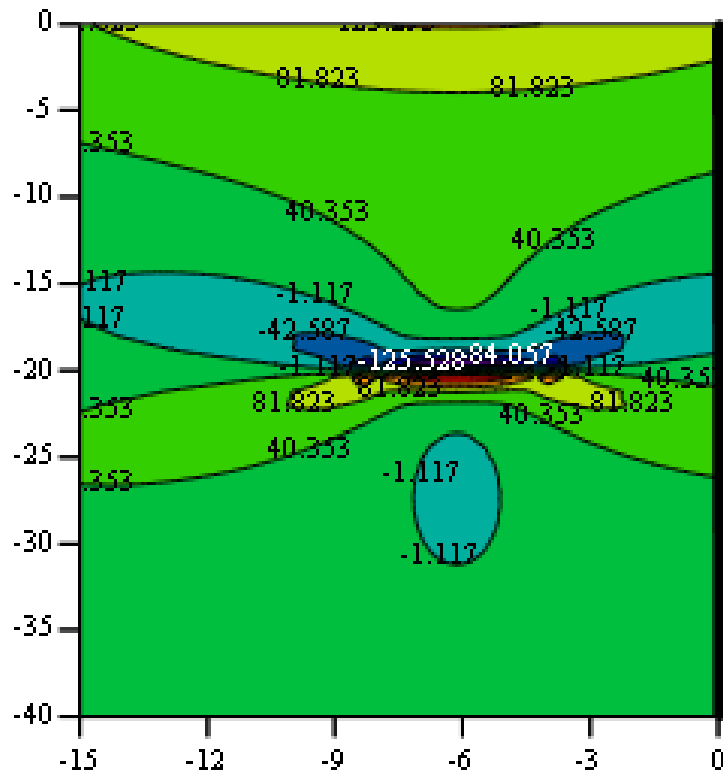


Рисунок 2.8. Изолинии горизонтальных напряжений при действии нагрузки по полосе шириной $b=2a+f$ на глубине d ;

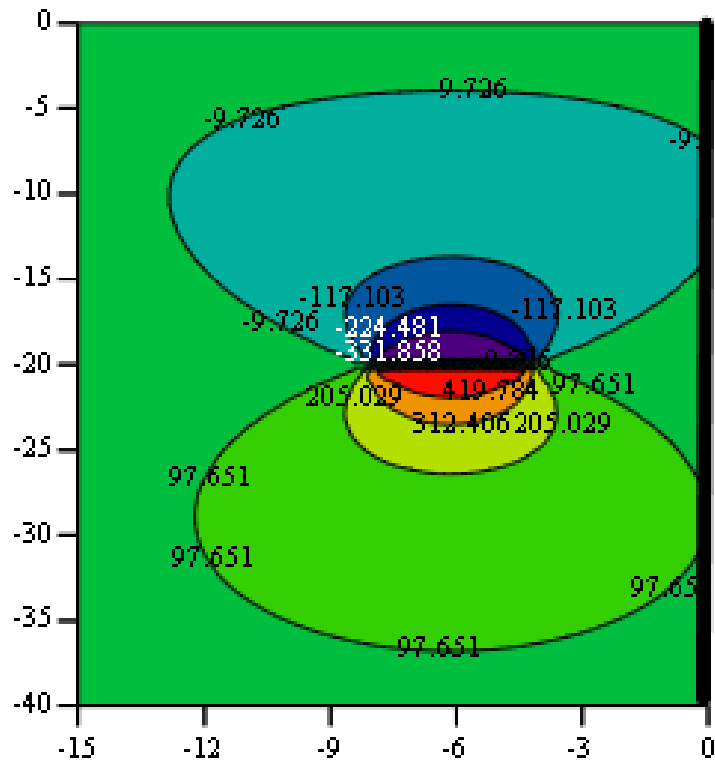


Рисунок 2.9. Изолинии вертикальных напряжений при действии нагрузки по полосе шириной $b=2a+f$ на глубине d ;

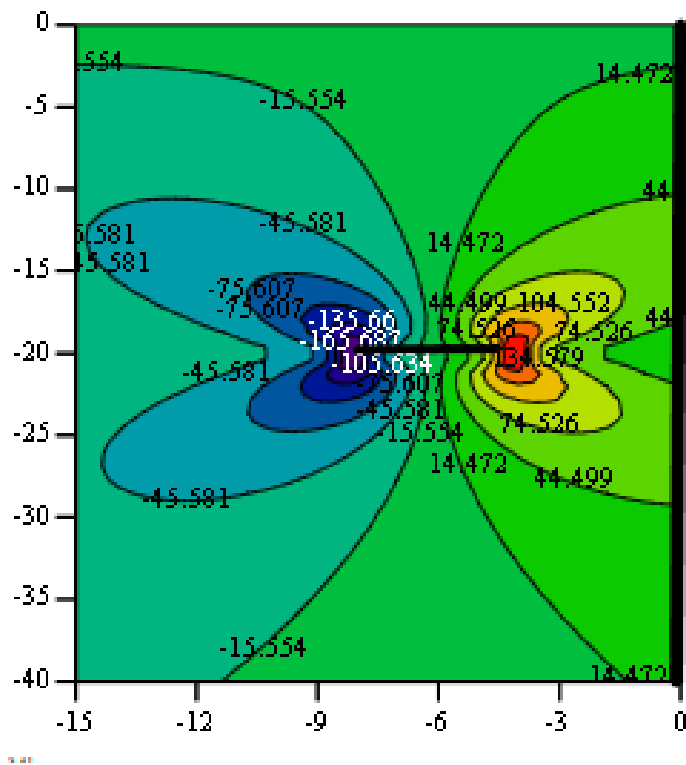


Рисунок 2.10. Изолинии касательных напряжений при действии нагрузки по полосе шириной $b=2a+f$ на глубине d .

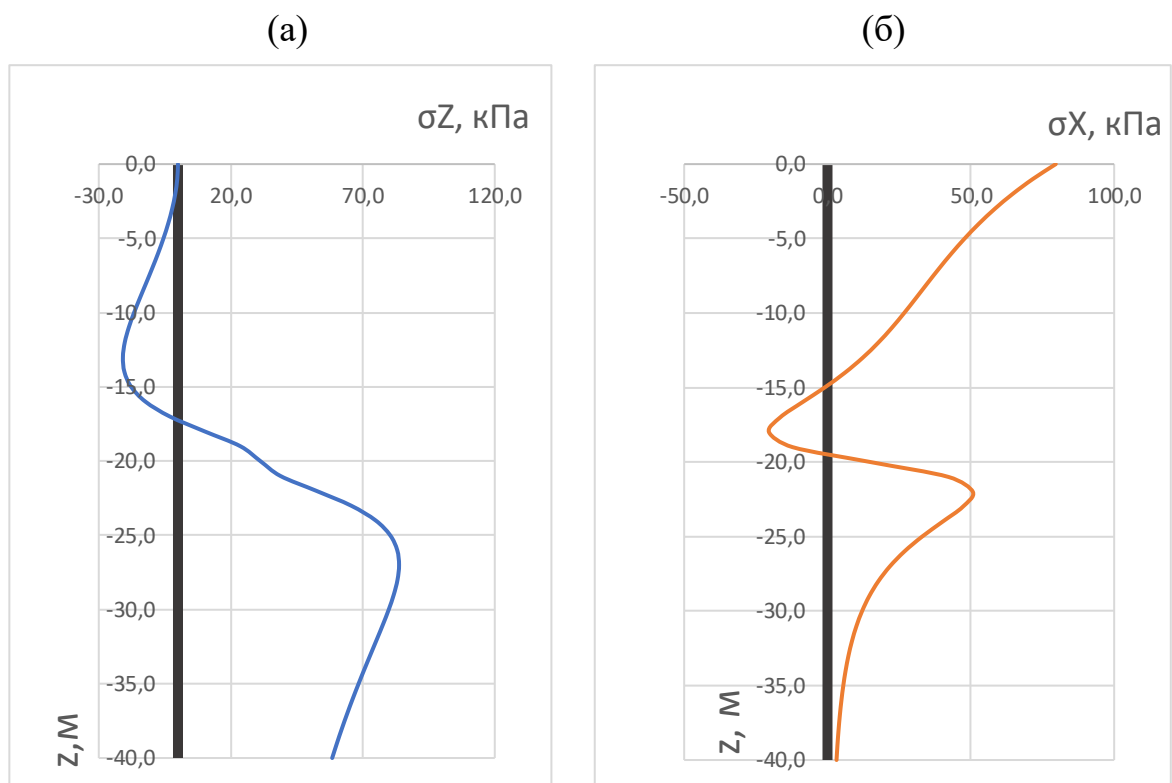


Рисунок 2.11. а) изолинии дополнительных вертикальных напряжений по границе ограждения вертикальной выемки при действии нагрузки по полосе шириной $b=2a+f$ на глубине d ; б) изолинии дополнительных горизонтальных напряжений по границе ограждения вертикальной выемки при действии нагрузки по полосе шириной $b=2a+f$ на глубине d .

Анализ результатов решения показывает, что воздействие фундамента глубокого заложения вблизи ограждения котлована существенно влияет на напряженно-деформированное состояние всего массива, а в части массива грунта, соприкасающегося с ограждающей конструкцией, возникают значительные горизонтальные напряжения (рисунок 2.11 б). Также наблюдается характерная несимметричность изополей напряжений относительно центра приложенной нагрузки на глубине вблизи борта котлована. [138] Данное решение применимо для определения НДС системы «грунтовый массив – баретта», «грунтовый массив – армированная свая на глубине».

2.3 Задача о распределении напряжений в массиве грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от борта котлована

Для моделирования ситуации, когда на поверхности грунта приложена равномерно распределенная нагрузка шириной $b=2a$ на расстоянии f от вертикальной выемки, рассматривается прямоугольная область в пределах от 0 до h по высоте и от $-l$ до 0 по ширине согласно модели конечной мощности (h) и ширины ($2l$) З.Г. Тер- Мартirosяна. [137,141] (рисунок 2.12)

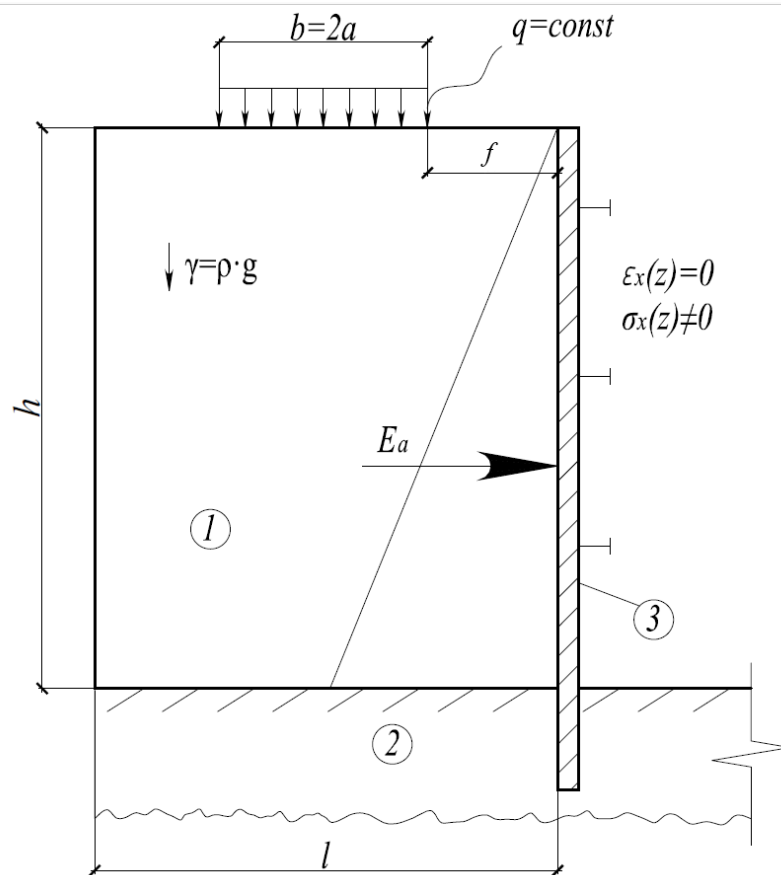


Рисунок 2.12. Расчетная схема взаимодействия весомого слоя (1) толщиной (h), опирающегося на несжимаемое основание (2), с вертикальной неподвижной стеной ограждения котлована (3) при воздействии распределенной нагрузки $q = \text{const}$ по полосе $b = 2a$ на расстоянии f от ограждения.

Для рассматриваемой задачи примем следующие граничные условия на верхней и нижней границах области массива.

$$\begin{aligned} \text{при } z=0 \text{ и } z=2h: \sigma_z(x,0) = \sigma_z(x,2h) = q \\ (-a \leq x \leq a); \sigma_z(x,0) = \sigma_z(x,2h) = 0 \quad (-l \leq x \leq -a) \text{ И } (a \leq x \leq l); \end{aligned} \quad (2.11)$$

$$\text{при } z=0 \text{ и } z=2h: \tau_{xz}(x,0) = 0; \tau_{xz}(x,2h) = 0$$

Если горизонтальные перемещения при $x = \pm l$ отсутствуют, то имеем еще одно граничное условие в виде:

$$u(\pm l) = 0 \quad v(\pm l) \neq 0 \quad (2.12)$$

Для рассматриваемой задачи выражения (1.28-1.30) примут вид [138]:

$$\begin{aligned} \sigma_z(x, z) = \frac{q(b+f)}{l} - \frac{qf}{l} + \\ + \frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\left(\sin \frac{m\pi(b+f)}{l} - \sin \frac{m\pi f}{l} \right) \left[\left(\frac{m\pi h}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi h}{l} + \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right) \operatorname{ch} \frac{m\pi(z-h)}{l} - \frac{m\pi(z-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi(z-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right]}{m \operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \cos \frac{m\pi x}{l} \end{aligned} \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned} \sigma_x(x, z) = \left(\frac{q(b+f)}{l} - \frac{qf}{l} \right) \frac{\nu}{1-\nu} - \\ - \frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\left(\sin \frac{m\pi(b+f)}{l} - \sin \frac{m\pi f}{l} \right) \left[\left(\frac{m\pi h}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi h}{l} - \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right) \operatorname{ch} \frac{m\pi(z-h)}{l} - \frac{m\pi(z-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi(z-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right]}{m \operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \cos \frac{m\pi x}{l} \end{aligned} \quad (2.14)$$

$$\tau_{xz}(x, z) = -\frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\left(\sin \frac{m\pi(b+f)}{l} - \sin \frac{m\pi f}{l} \right) \left[\frac{m\pi h}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi h}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi(z-h)}{l} - \frac{m\pi(z-h)}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi(z-h)}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi h}{l} \right]}{m \operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \sin \frac{m\pi x}{l} \quad (2.15)$$

$$\sigma_m(x, z) = \frac{1+\nu}{3} \left[\left(\frac{q(b+f)}{l} - \frac{qf}{l} \right) \frac{1}{1-\nu} + \frac{8q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi a}{l} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{l} \operatorname{ch} \frac{m\pi(z-h)}{l}}{m \operatorname{sh} \frac{2m\pi h}{l} + \frac{2m\pi h}{l}} \cos \frac{m\pi x}{l} \right] \quad (2.16)$$

Данные уравнения можно записать в программной среде MathCAD и получить изолинии нормальных σ_x и σ_z , касательных τ_{xz} , а также средних σ_m напряжений в массиве грунта. На рисунках 2.14-2.17 представлены результаты решения на основе уравнений (2.13-2.16) в ПК MathCAD. Расчет выполнен для параметров $q=100$ кПа, $f=6$ м, $b=2a=3$ м. Также был выполнен сопоставительный расчет в ПК PLAXIS 2D с аналогичными параметрами и граничными условиями расчетной схемы для верификации полученных результатов. [139]

Расчетная схема в ПК PLAXIS 2D включает в себя однослойный грунтовый массив с боковым граничным условием, при котором $\varepsilon_x=0$, $\sigma_x \neq 0$, имитирующее абсолютно жесткое ограждение котлована при отсутствии горизонтальных перемещений. Нижняя граница расчетной модели

зафиксирована в вертикальном и горизонтальном направлениях по умолчанию.

Общий вид расчетной схемы представлен на рисунке 2.13

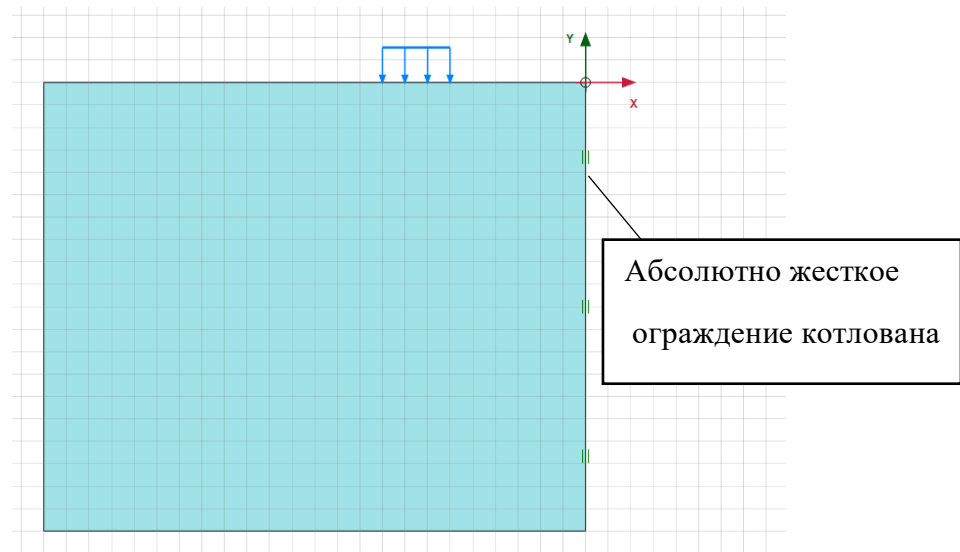
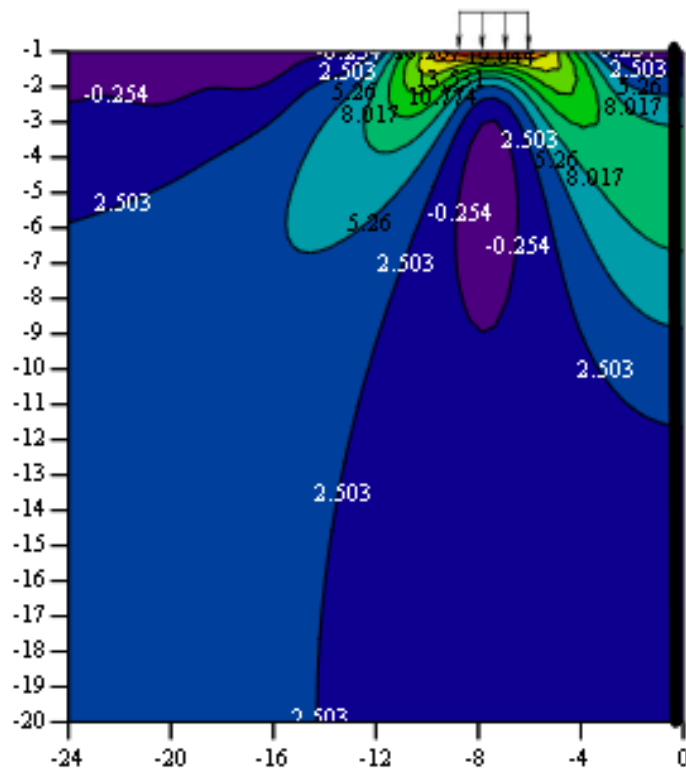
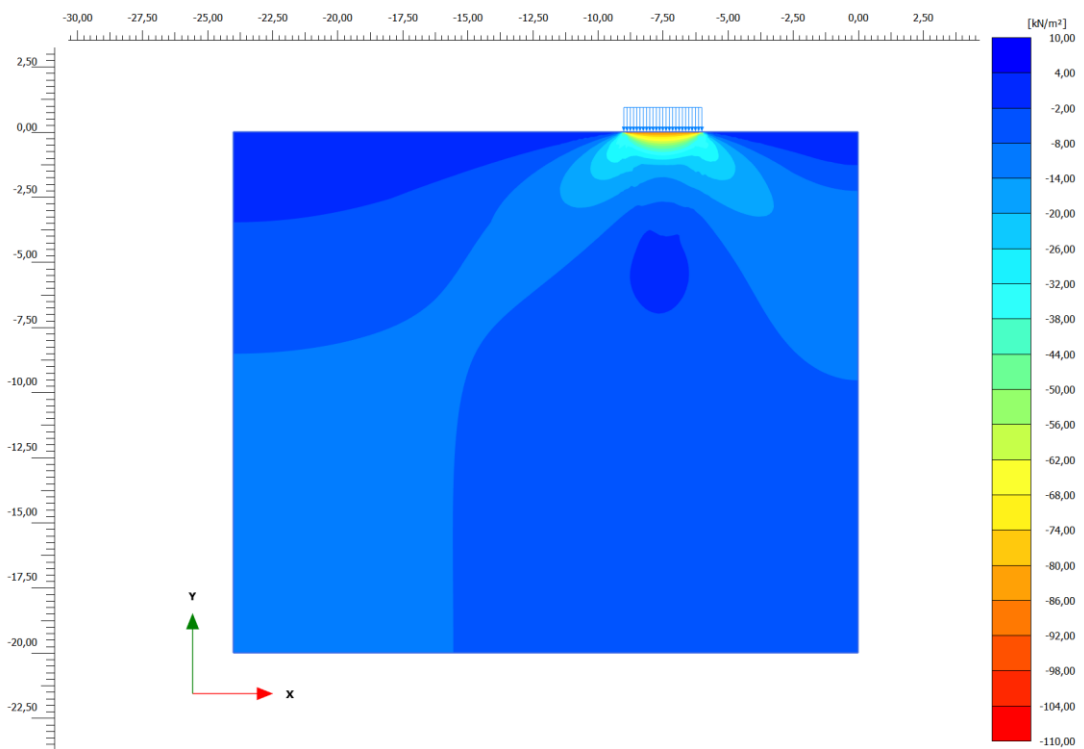


Рисунок 2.13. Общий вид расчетной модели в ПК PLAXIS 2D.

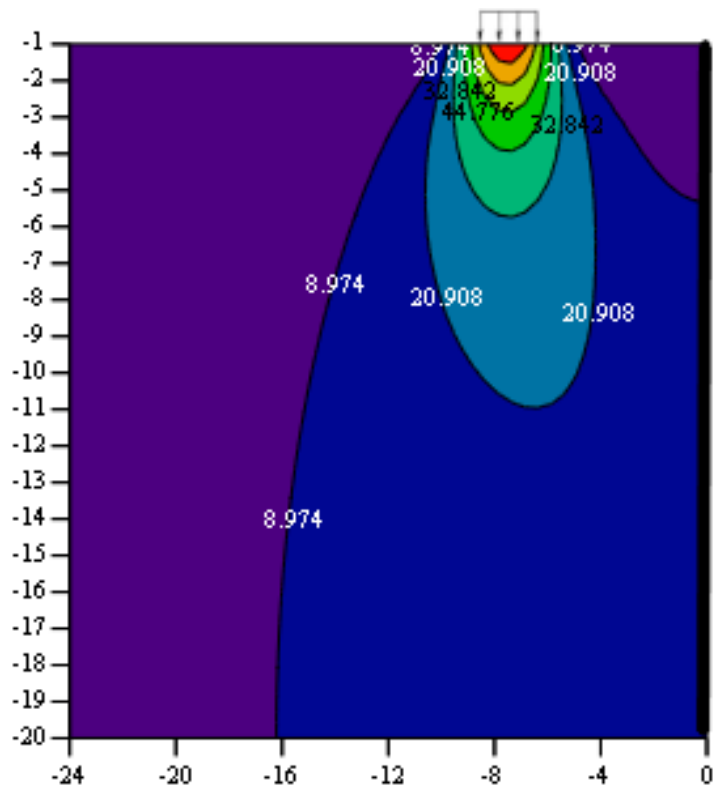


(a)

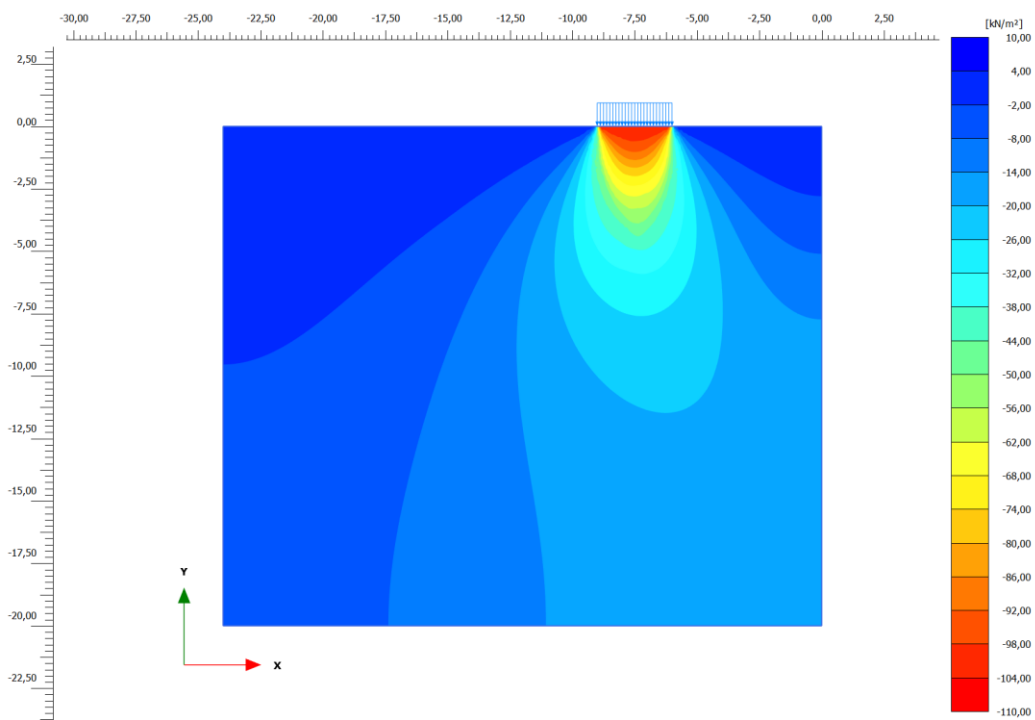


(б)

Рисунок 2.14. Изолинии горизонтальных напряжений σ_x : а) от действующей распределенной нагрузки $q=const=100$ кПа на расстоянии от бровки котлована $f=6$ м; б) изолинии горизонтальных напряжений по результатам численного моделирования в PLAXIS 2D

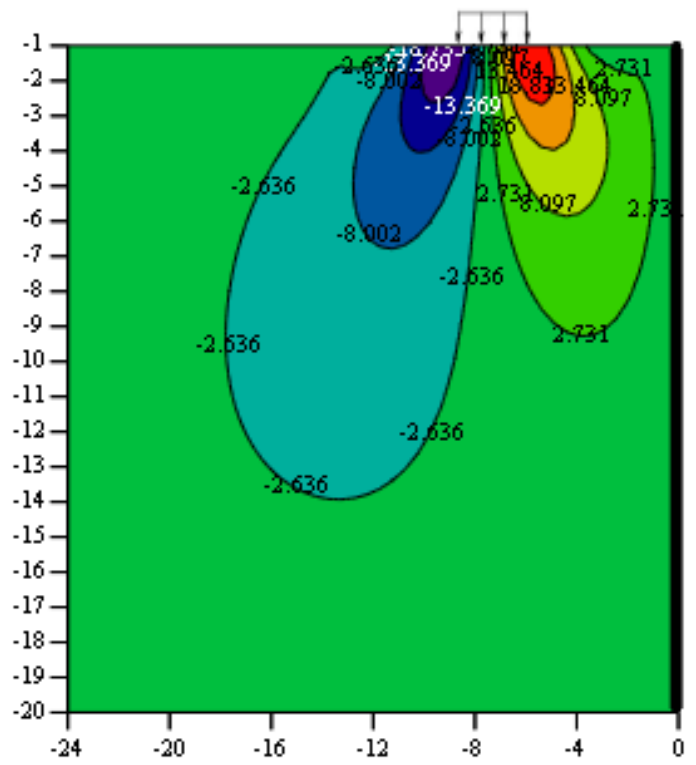


(а)

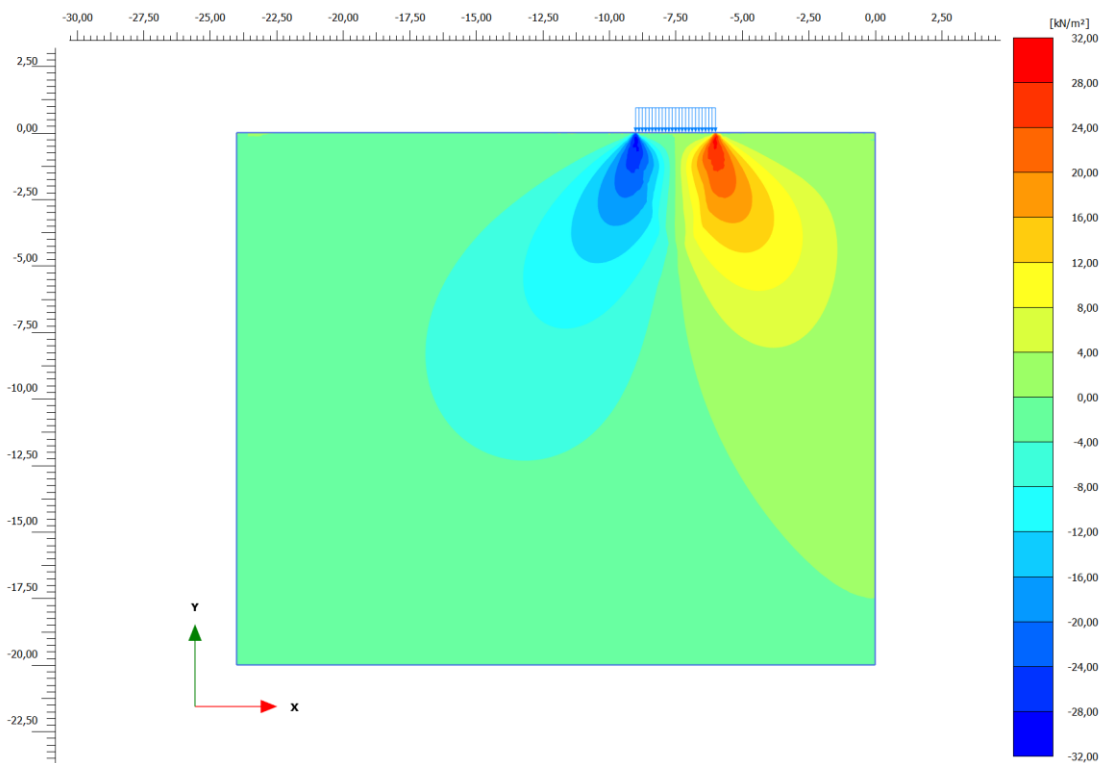


(б)

Рисунок 2.15. Изолинии вертикальных напряжений σ_y : а) от действующей распределенной нагрузки $q=const=100$ кПа на расстоянии от бровки котлована $f=6$ м; б) изолинии вертикальных напряжений по результатам численного моделирования в PLAXIS 2D



(а)



(б)

Рисунок 2.16. Изолинии касательных напряжений τ_{xy} : а) от действующей распределенной нагрузки $q=const=100$ кПа на расстоянии от бровки котлована $f=6$ м; б) изолинии касательных напряжений по результатам численного моделирования в PLAXIS 2D

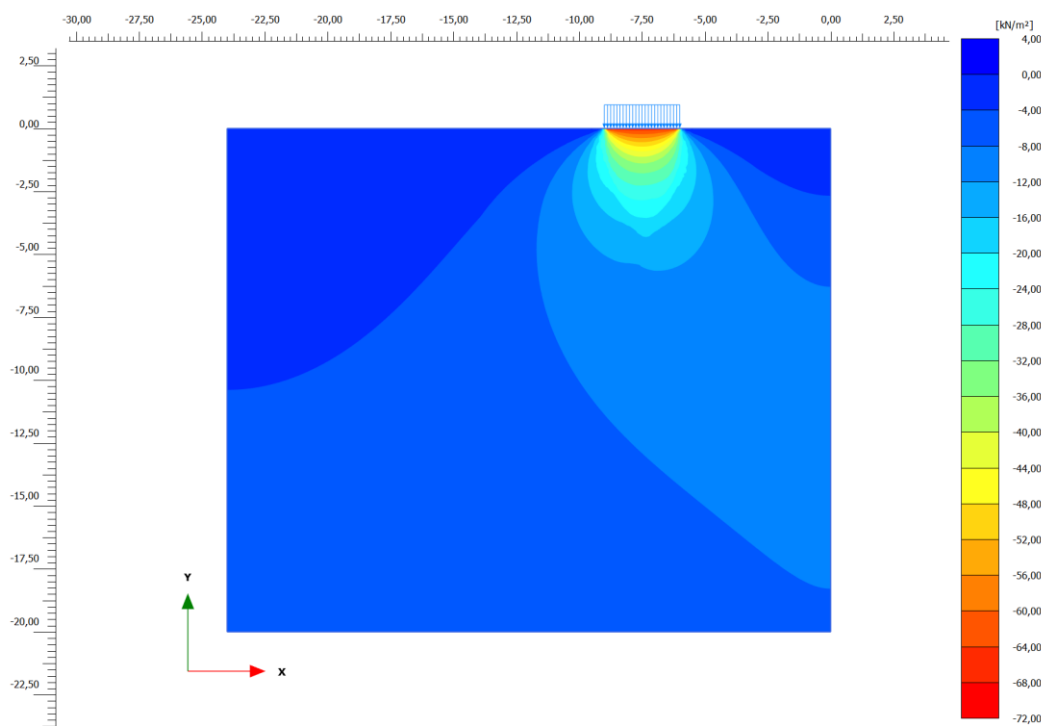
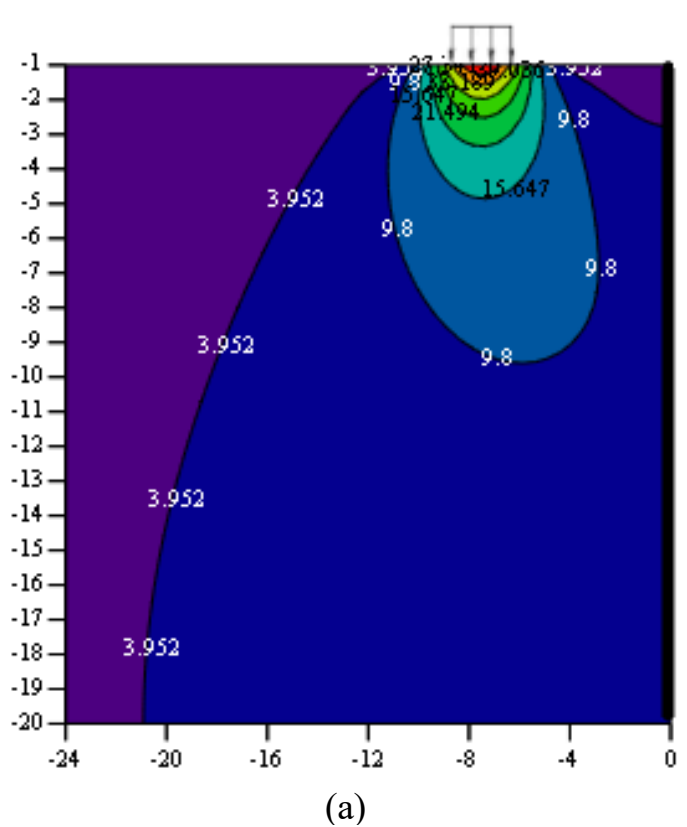


Рисунок 2.17. Изолинии средних напряжений σ_m : а) от действующей распределенной нагрузки $q=const=100$ кПа на расстоянии от бровки котлована $f=6$ м; б) изолинии средних напряжений по результатам численного моделирования в PLAXIS 2D

Изолинии коэффициента $\eta(x,z)$ по формуле (2.5) также определяют начальные зоны приближения к предельному состоянию для данной задачи. Как и при решении задачи о распределении напряжений в массиве грунта под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована на основе решения задачи Фламана определяющими факторами напряженного состояния являются расстояние от бровки котлована до распределенной нагрузки (f , м), глубина котлована (h , м), величина нагрузки (q , кПа), ширина нагрузки ($b=2a$, м).

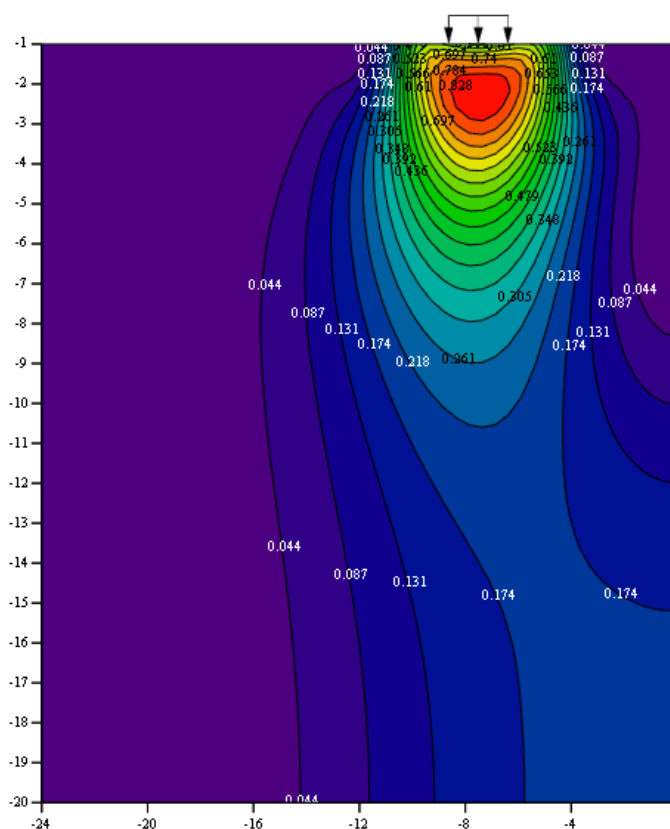


Рисунок 2.18. Изолинии коэффициента $\eta(x,z)$ в расчетной области от действующей распределенной нагрузки $q=const$ по полосе шириной $b=2a$ на расстоянии от бровки котлована f .

Для сравнения вертикальных напряжений, полученных при решении задачи о распределении напряжений в массиве грунта под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована на основе решения задачи Фламана и задачи о распределении напряжений в массиве грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое

основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована, а также при решении задачи в ПК PLAXIS 2D были построены изолинии напряжений по глубине в центре распределенной нагрузки. Сопоставление результатов производилось при параметрах задачи $q=100$ кПа, $f_l=6$ м, $b=2a=3$ м. Результаты представлены на рисунке 2.19.

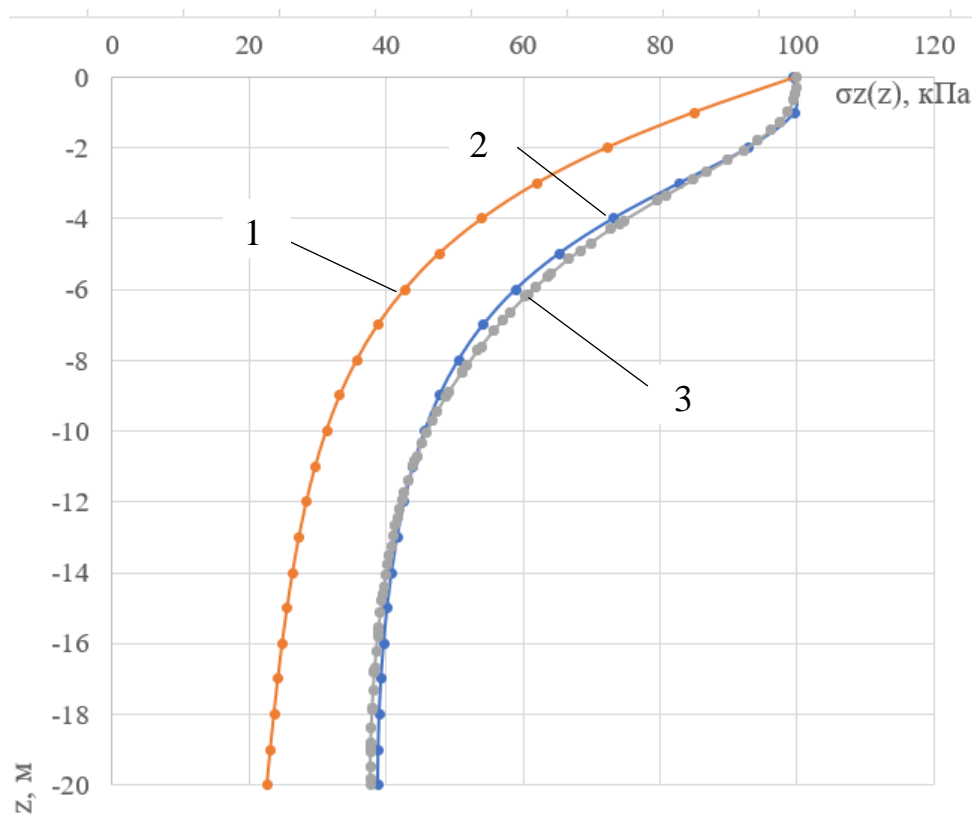


Рисунок 2.19. Распределение вертикальных напряжений σ_z , полученное по решению Фламана (оранжевый график, № 1), полученное по методу тригонометрических рядов Рибьера-Файлона (синий график, № 2) и по численному решению в ПК PLAXIS 2D (серый график, №3).

Также сопоставляя распределение изолиний коэффициента $\eta(x,z)$ на рисунках 2.5 и 2.18, можно отметить, что в первом случае (рисунок 2.5) зоны пластического деформирования распространяются на достаточно большую глубину, в то время как во втором случае (рисунок 2.18) коэффициент $\eta(x,z) < 1$, что свидетельствует об устойчивом состоянии массива грунта.

Сравнительный анализ решения задачи о распределении напряжений в массиве грунта под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована на основе решения задачи Фламана и задачи о

распределении напряжений в массиве грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована показал существенные различия в изолиниях напряжений в грунтовом массиве за ограждением котлована при приложении распределенной нагрузки вблизи него. При использовании решения на основе задачи Фламана вертикальные напряжения существенно отличаются в меньшую сторону, чем при использовании решения по методу тригонометрических рядов Рибьера-Файлона. Кроме того, согласно рисунку 2.19 очевидна удовлетворительная сходимость результатов при аналитическом решении (график №2) и численном решении (график №3). Таким образом, использование решения задачи о распределении напряжений в массиве грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована позволяет получить точную картину изолиний напряжений благодаря ограничению расчетной области по вертикали. Величина и характер распространения напряжений напрямую влияют на величину осадок и кренов зданий и сооружений, находящихся вблизи котлованов, что обуславливает их дальнейшую безопасность и нормальную эксплуатацию.

Также решение по формулам (2.13-2.16) возможно записать для случая одновременного приложения двух распределенных нагрузок разной интенсивности (q_1 и q_2) разной или одинаковой ширины (b_1 и b_2) на расстоянии d от борта котлована. Рассмотрен случай приложения распределенных нагрузок $q_1=30$ кПа, $b_1=7$ м и нагрузки $q_2=15$ кПа, $b_2=7$ м на расстоянии $f_2=2$ м. Данная задача соответствует случаю расположения нагрузки от строительного крана вблизи борта котлована и нагрузки от рядом складированных материалов. Расчетная схема представлена на рисунке 2.20. Результаты представлены на рисунках 2.21-2.28. [135]

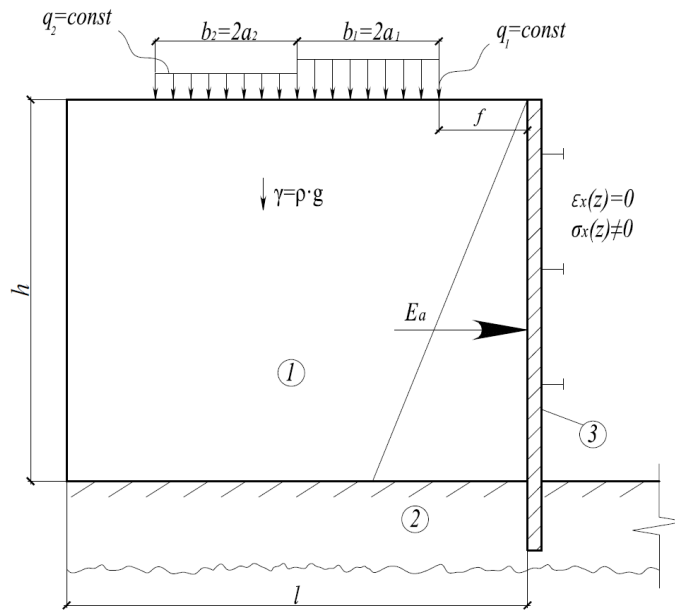


Рисунок 2.20. Расчетная схема взаимодействия весомого слоя (1) толщиной (h), опирающегося на несжимаемое основание (2), с вертикальной неподвижной стеной ограждения котлована (3) при воздействии распределенных нагрузок $q_1=const$ по полосе $b_1=2a_1$ и $q_2=const$ по полосе $b_2=2a_2$ на расстоянии d от ограждения.

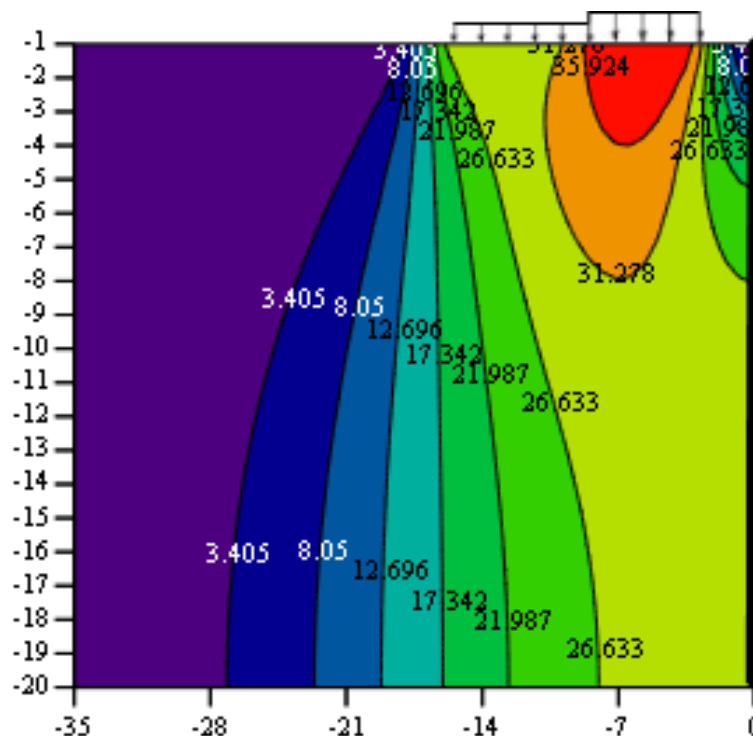


Рисунок 2.21. Изолинии вертикальных напряжений σ_y от действующих распределенных нагрузок $q_1=const=30$ кПа, $q_2=const=15$ кПа, $b_1=7$ м, $b_2=7$ м на расстоянии от бровки котлована $f=2$ м

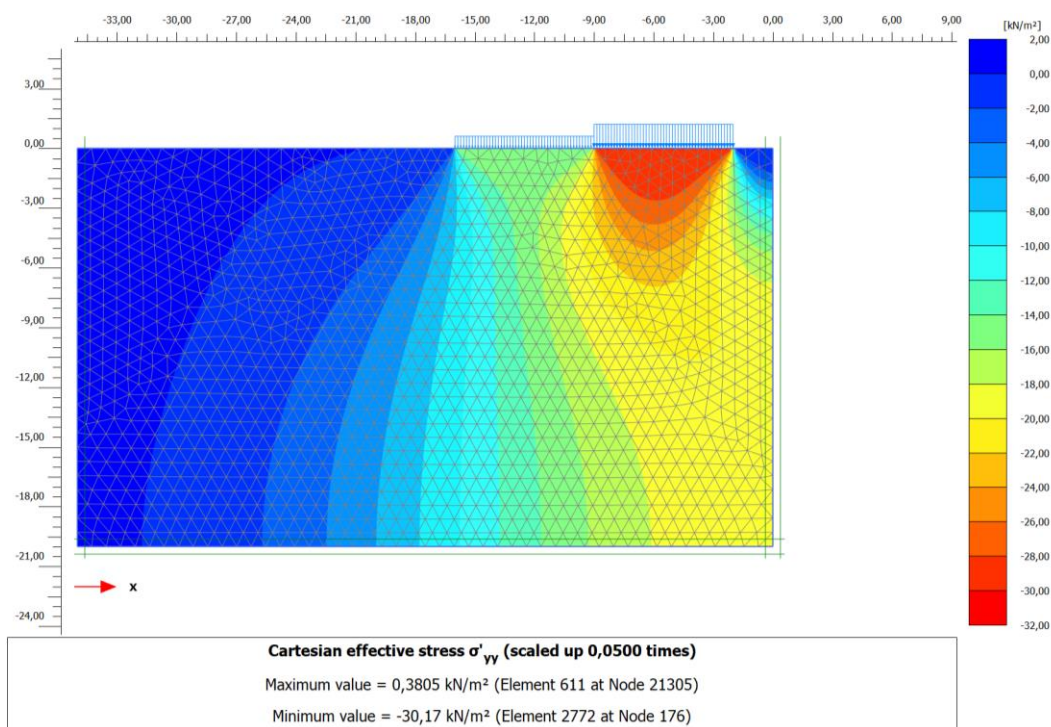


Рисунок 2.22. Изолинии вертикальных напряжений по результатам численного моделирования аналогичной задачи в ПК PLAXIS 2D

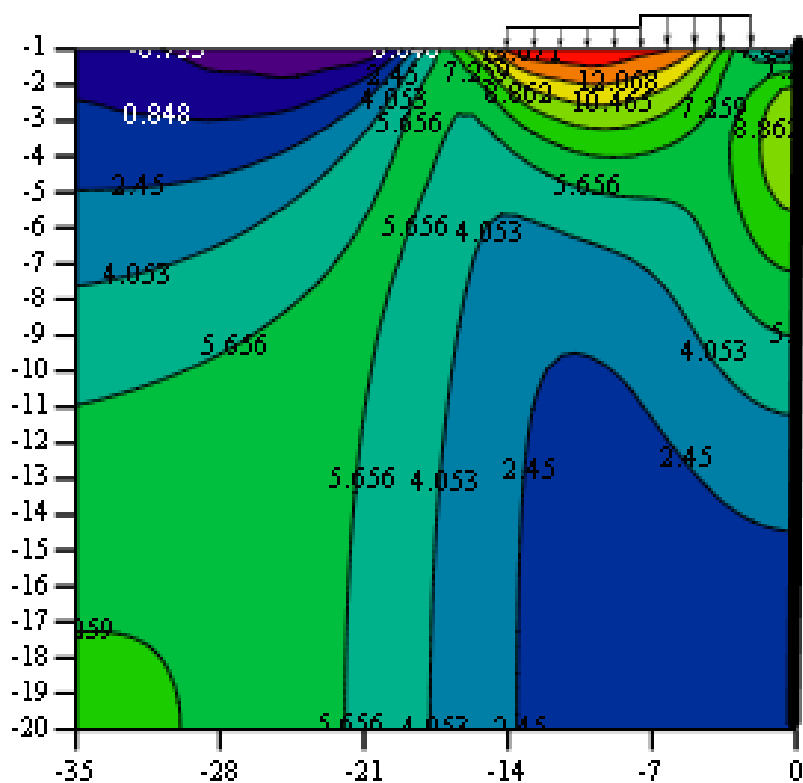


Рисунок 2.23. Изолинии горизонтальных напряжений σ_x от действующих распределенных нагрузок $q_1=\text{const}=30$ кПа, $q_2=\text{const}=15$ кПа, $b_1=7$ м, $b_2=7$ м на расстоянии от бровки котлована $f=2$ м.

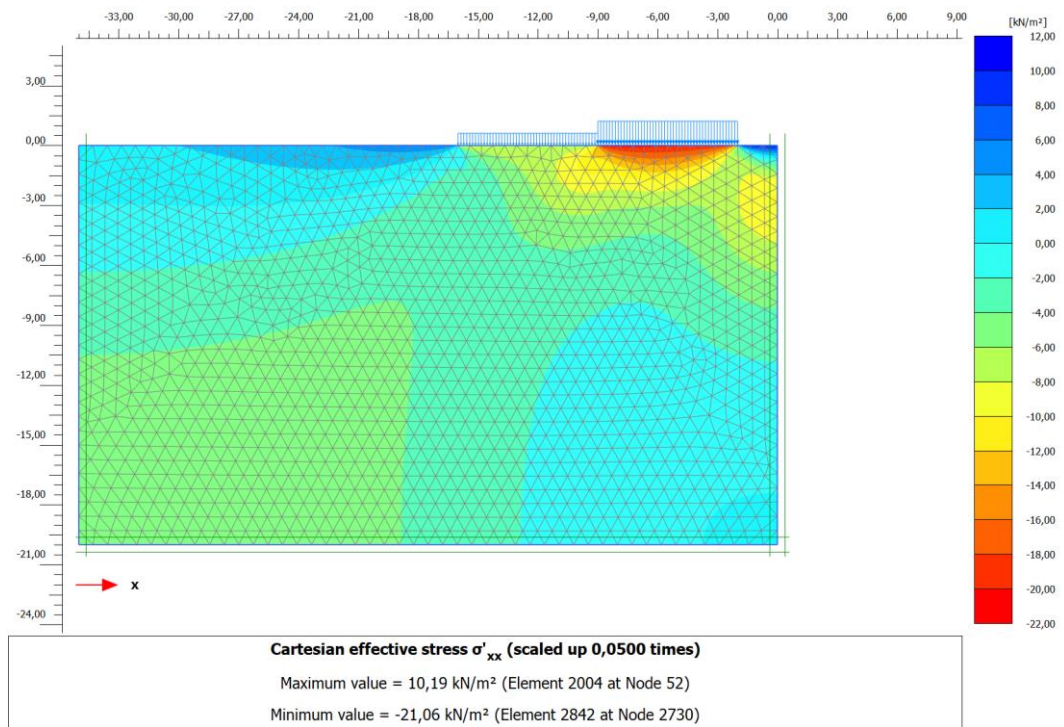


Рисунок 2.24. Изолинии горизонтальных напряжений по результатам численного моделирования аналогичной задачи в ПК PLAXIS 2D

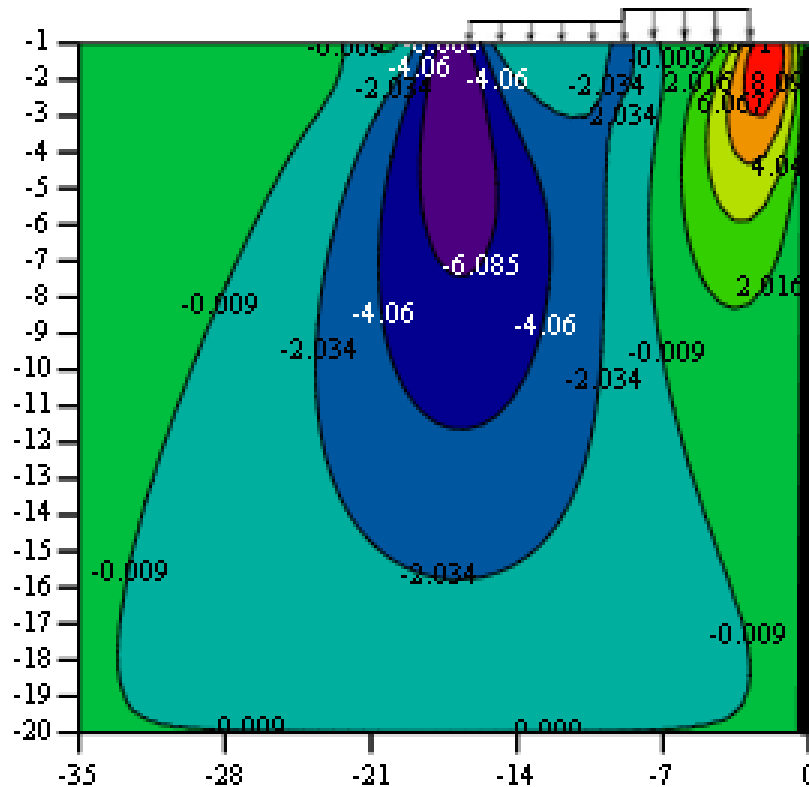


Рисунок 2.25. Изолинии касательных напряжений τ_{xy} от действующих распределенных нагрузок $q_1=\text{const}=30$ кПа, $q_2=\text{const}=15$ кПа, $b_1=7$ м, $b_2=7$ м на расстоянии от бровки котлована $f=2$ м

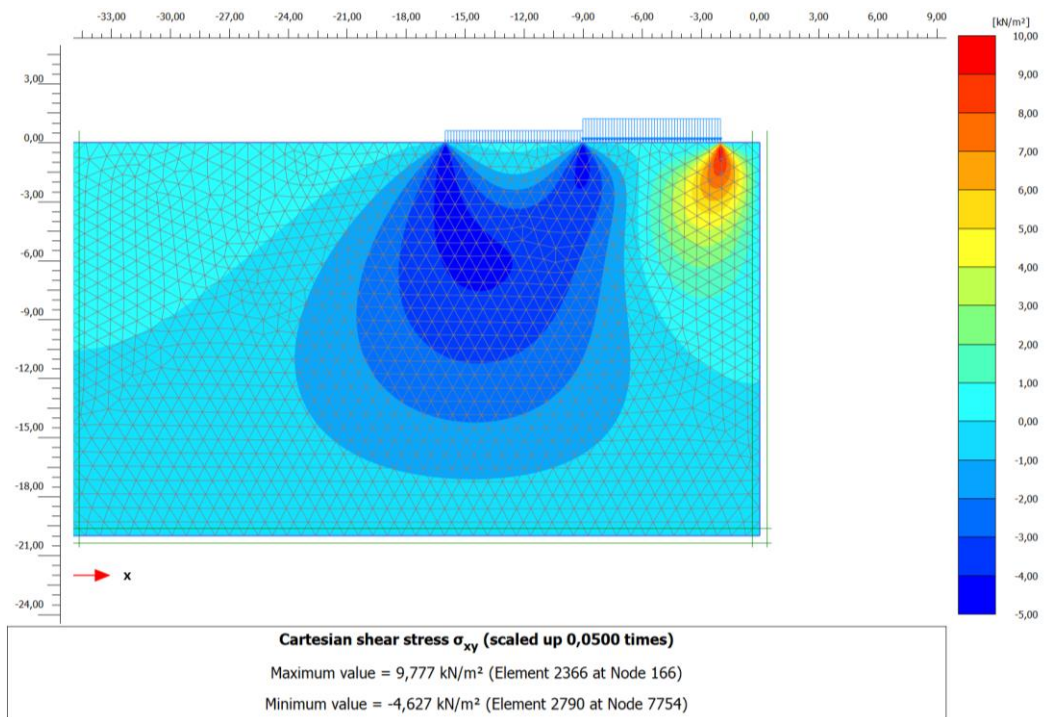


Рисунок 2.26. Изолинии касательных напряжений по результатам численного моделирования аналогичной задачи в ПК PLAXIS 2D

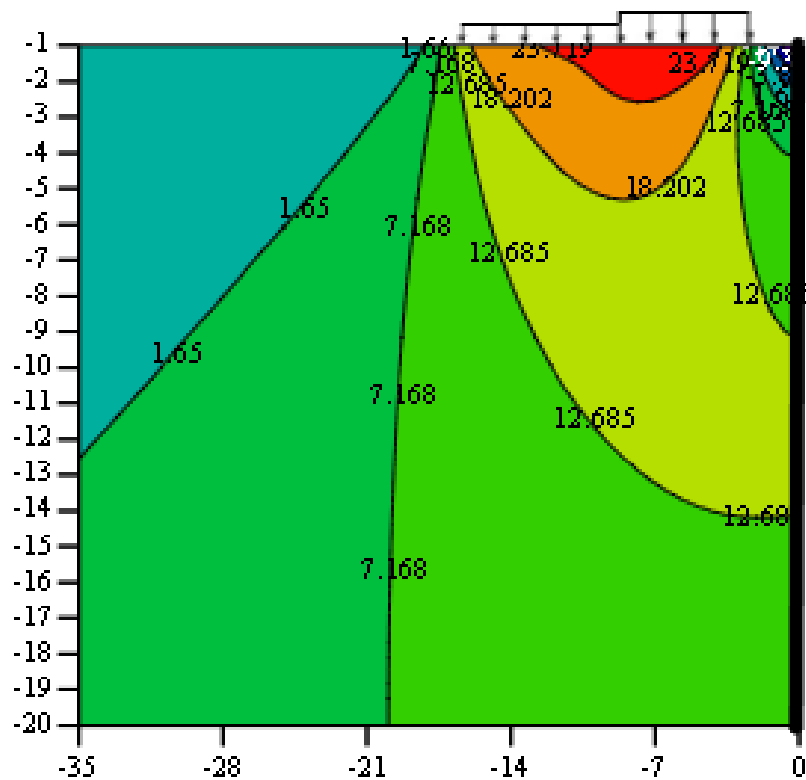


Рисунок 2.27. Изолинии средних напряжений σ_m от действующих распределенных нагрузок $q_1 = \text{const} = 30$ кПа, $q_2 = \text{const} = 15$ кПа, $b_1 = 7$ м, $b_2 = 7$ м на расстоянии от бровки котлована $f = 2$ м

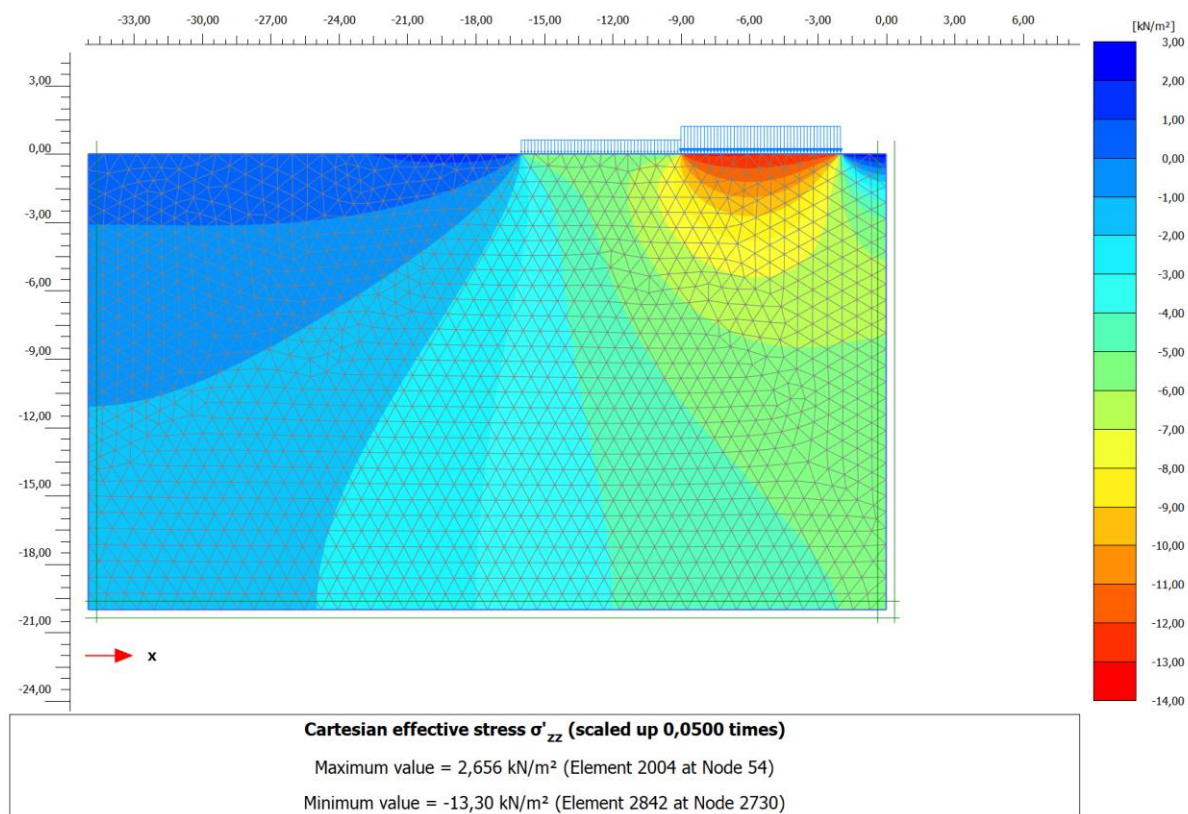


Рисунок 2.28. Изолинии средних напряжений по результатам численного моделирования аналогичной задачи в ПК PLAXIS 2D

Таким образом, показана удовлетворительная сходимость полученных результатов, рассчитанных по преобразованным формулам (2.13-2.16) и полученных в ПК PLAXIS 2D.

Выводы по главе 2

1. Определяющими факторами напряженного состояния являются расстояние от бровки котлована до распределенной нагрузки (f , м), глубина котлована (h , м), величина нагрузки (q , кПа), ширина нагрузки ($b = 2a$, м). При расположении распределенной нагрузки на глубине (d), данный фактор также оказывает существенное влияние на формирование НДС грунтового основания.
2. Во всех рассмотренных задачах наблюдается несимметричное распространение изополей компонент напряженного состояния

относительно центра приложенной нагрузки на расстоянии от борта котлована.

3. НДС однородных грунтовых оснований вблизи бровки котлованов при приложении распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована, определенное на основе задачи Фламана и на основе тригонометрических рядов Рибьера-Файлона при использовании геомеханической модели основания конечной толщины и ширины отличаются существенно. При использовании решения на основе задачи Фламана вертикальные напряжения существенно отличаются в меньшую сторону, чем при использовании решения по методу тригонометрических рядов Рибьера-Файлона.
4. Изолинии коэффициента $\eta(x,z)$ в расчетной области также имеют существенные отличия в случае использования решения на основе задачи Фламана и на основе тригонометрических рядов Рибьера-Файлона при использовании геомеханической модели основания конечной толщины и ширины. В первом случае зоны пластического деформирования распространяются на достаточно большую глубину, в то время как во втором случае коэффициент $\eta(x,z) < 1$, что свидетельствует об устойчивом состоянии массива грунта.
5. Анализируя существующие расчетные модели оснований, можно сделать вывод, что реальной работе грунтовых оснований наиболее близко соответствует расчетная модель, позволяющая учитывать ограниченность области деформирования по ширине и глубине. Приведенное решение задачи на основе тригонометрических рядов Рибьера-Файлона в случае простого, а также сложного нагружения имеет удовлетворительную сходимость с результатами численного решения в ПК PLAXIS 2D, что подтверждает возможность использования данного решения для оценки НДС оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов.

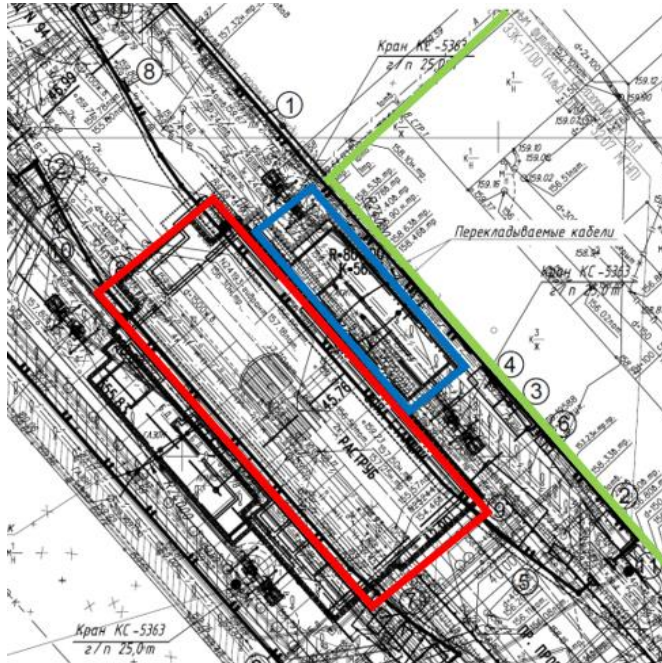
Глава 3. Определение осадки и несущей способности массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована с учетом упругопластических свойств грунтов

3.1 Введение

Важнейшим критерием помимо прочности и устойчивости ограждающих конструкций котлована и распорного крепления при проектировании подземных сооружений в условиях близко расположенной застройки является безопасность окружающих зданий и сооружений, что обеспечивается ограничением значений их дополнительных осадок, при которых будет сохранена прочность и устойчивость всех конструктивных элементов здания или сооружения. Однако достичь таких целей при расположении контуров котлованов практически вплотную (на расстоянии менее 3-4 метров) возможно при достаточно большой жесткости ограждения котлована, а в ряде случаев – и при использовании специальных методов работ по защите зданий и сооружений от развития прогрессирующих сверхнормативных осадок.

Случаи строительства глубоких котлованов для сооружений метрополитена, а также подземных частей жилых зданий на очень близком расстоянии к существующим зданиям имеют место быть чаще всего в исторически развитых районах крупных городов, где нужно сохранить действующие транспортные развязки, а также и при ограниченных габаритах площадки строительства. В связи с этим возникают крайне большие риски превысить нормативные значения осадок фундаментов близ расположенной застройки и подвергнуть конструктивные элементы потере несущей способности и устойчивости. Такой случай имел место быть при строительстве станции метрополитена в г. Москва. Станция возводилась закрытым способом с помощью шахтных стволов. Однако работы по возведению ограждений котлованов и систем распорных креплений для устройства наклонных ходов эскалаторов с последующим возведением вестибюлей и лестничных сходов велись открытым способом на расстоянии 3,84 м от существующего

административного здания. На рисунках 3.1-3.3 представлены ситуационный план, план ограждающих конструкций и поперечные разрезы устраиваемого котлована для одного из вестибюлей с положением по отношению к близрасположенному зданию.



Условные обозначения:

— - котлован для устройства вестибюля (1 этап);

— - котлован для устройства лестничного схода (2 этап);

— - контуры административного здания

Рисунок 3.1. Ситуационный план строительства вестибюля станции и примыкающего лестничного схода

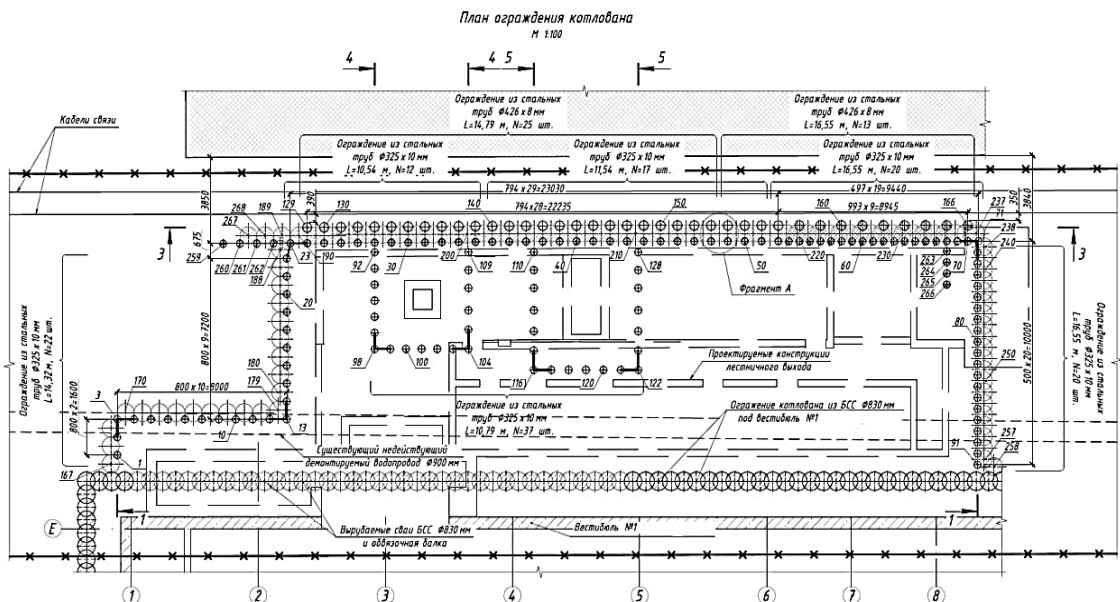


Рисунок 3.2. План ограждения котлована для сооружения лестничного схода

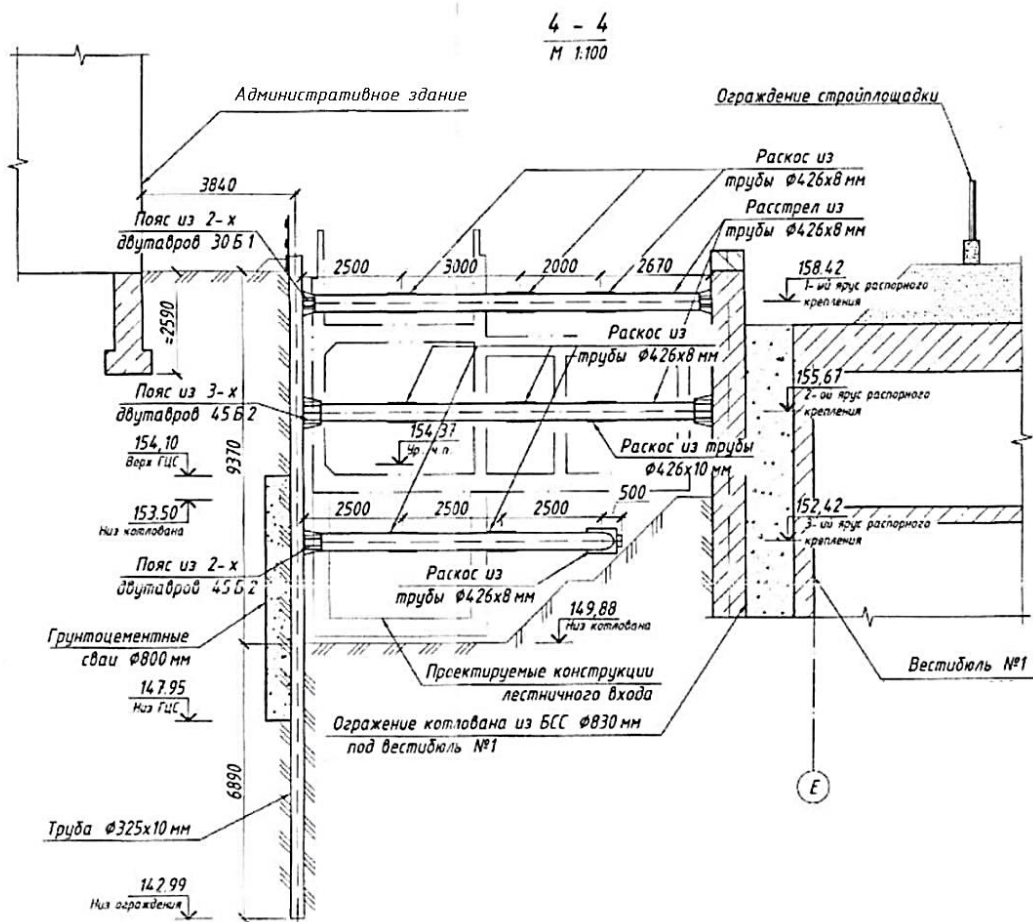
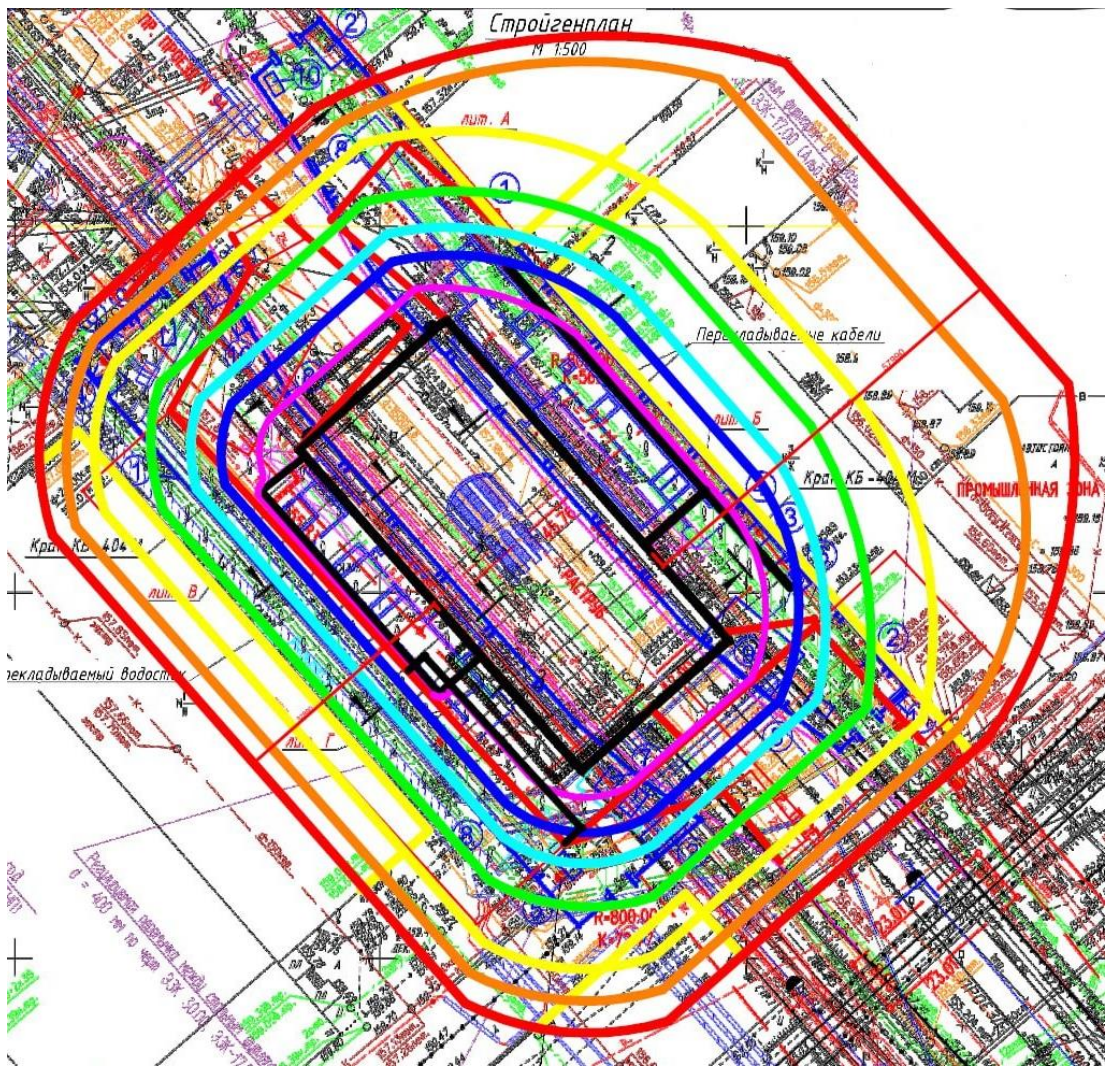


Рисунок 3.3. Поперечный разрез по котловану для сооружения
лестничного схода

Глубина котлована для сооружения лестничного схода составляла до 10 метров. Производство работ на столь близком расстоянии повлекло развитие осадок фундаментов административного здания до 57 мм и многочисленные трещины в наземных конструкциях. При изначальной категории работоспособности II (работоспособное) здание перешло в категорию III (ограниченно работоспособного). На рисунке 3.4 представлены мульды осадок от строительства котлована, на рисунках 3.5-3.6 показаны наиболее существенные дефекты, которое получило здание во время производства работ.



Условные обозначения:

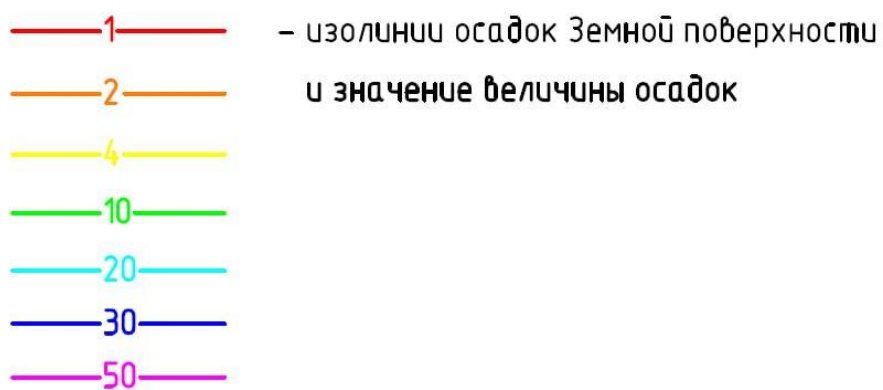


Рисунок 3.4. Мульды осадок земной поверхности от строительства котлована для сооружения лестничного схода.



Рисунок 3.5. Трещины в полу глубиной до 45 мм



Рисунок 3.6. Трещины между стенами

Таким образом, проблемы корректного учета работы грунтового основания под существующими зданиями и сооружениями при устройстве

котлованов, в частности на очень близком расстоянии, вызывают чрезвычайно большую необходимость в разработке и усовершенствовании новых подходов к определению компонент напряженного состояния, определению осадки и несущей способности грунтового основания.

Методы прогнозирования осадок оснований и фундаментов разрабатывались такими отечественными учеными, как Н.А. Цытович [100], В.А. Флорин [98], К.Е. Егоров [26] Н.М. Герсеванов [12], С.П. Тимошенко [92], Ю.К. Зарецкий [29], З.Г. Тер-Мартirosян [84] и другие [21,22,45,55,58]. Большую актуальность и практическую значимость имеют методы количественной оценки осадок и несущей способности с учетом упругопластических свойств грунтов оснований фундаментов конечной ширины. Таким образом можно получить зависимость между напряжениями и деформациями, описывающую затухающую и прогрессирующую ее части, то есть получить графики двойной кривизны. Такие графики были получены в ходе лабораторных исследований деформируемости глинистых грунтов Н.А. Цытовичем [100], С.С. Вяловым [10], Ю.К. Зарецким [30], З.Г. Тер-Мартirosяном [84,87] и другими. Поэтому важно учитывать нелинейные деформационные свойства грунтов в аналитических решениях, основанных на результатах испытаний на компрессионное сжатие и трехосных испытаний. В результате изменяющиеся значения модуля сдвига и объемного модуля в зависимости от напряжения можно определить в любой точке в декартовых координатах. Кроме того, линейное поведение также может наблюдаться в нелинейном решении, если рассматривать модуль сдвига и объемный модуль как постоянные значения ($G = const$ и $K = const$).

В настоящей работе для определения оценки осадки и несущей способности массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована была применена определяющая система физических уравнений Генки, которая позволяет учитывать как линейное, так и нелинейное поведение грунтов основания, а

также разделять общую вертикальную деформацию ε_z на деформацию сдвига ε_γ и объемную деформацию ε_v (рисунок 3.7) согласно формуле (1.18). [139]

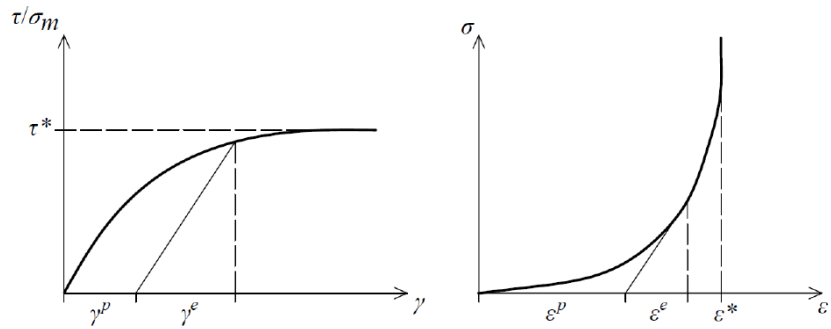


Рисунок 3.7. Зависимости $\tau - \gamma$ и $\sigma - \varepsilon$ грунтовой среды, описывающие развивающиеся деформации и затухающие соответственно

В частном случае, когда модули сдвиговой и объемной деформации постоянны, т.е. $G = \text{const}$ и $K = \text{const}$ это уравнение может перейти в систему уравнений Гука. Параметры деформируемости $G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)$ и $K(\sigma_m)$ определяются по результатам испытаний на трехосное сжатие (рисунок 3.8). [139]

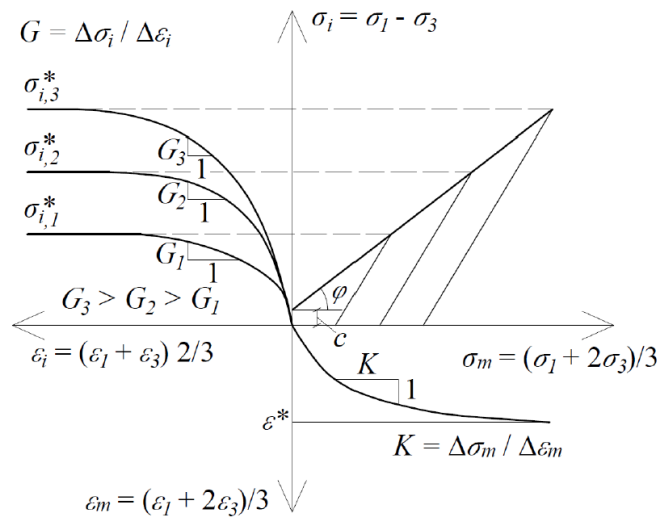


Рисунок 3.8. Схематическое представление результатов испытаний грунта на трехосное сжатие при кинематическом режиме нагружения ($\varepsilon_l = \text{const}$ или $\sigma_l = \text{const}$) по траектории разрушения.

[139]

Также из достоинств использования определяющей системы физических уравнений Генки является возможность прогнозирования осадки, как в пределах расчетного сопротивления грунта $p < R$, так и за его пределами $p > R$. Это особенно необходимо для случаев, когда при достижении предельного значения осадки грунтовый массив теряет несущую способность ($R < p < p^{**}$). Схематичное изображение графика $S-p$ представлено на рисунке 3.9. [139]

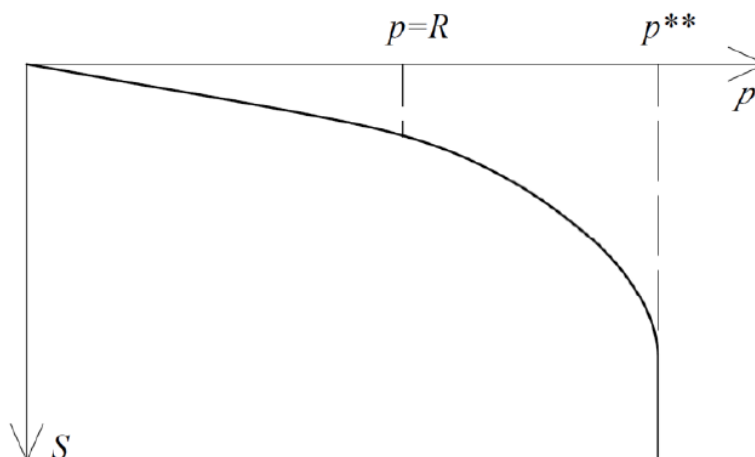


Рисунок 3.9. Схематическое изображение зависимости осадка – нагрузка ($S-p$) при действии распределенной нагрузки на основание, обладающего нелинейными свойствами деформирования. Нагрузки p и p^{**} – первая и вторая (предельная) критические нагрузки на основание

Задача может быть решена как в условиях плоского, так и для пространственного напряженного состояния грунтового основания. Для случая плоской задачи система физических уравнений Г. Генки [112], позволяющая определить линейную и нелинейную зависимости между напряжениями и деформациями представлена формулами (1.7-1.11).

Уравнения физической системы уравнений Генки (1.7-1.9) [112] при $\chi=1/2G$ и $\chi^*=1/K$, где $G=E/2(1+\nu)$ и $K=E/(1-2\nu)$ переходят в систему уравнений Гука.

В качестве расчетной для определения нелинейных объемных деформаций принята зависимость, предложенная академиком РАН С.С. Григорьяном [10], следующего вида:

$$\varepsilon_m(\sigma_m) = \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha\sigma_m}) \quad (3.1)$$

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

$$\frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{1}{K} = \frac{\varepsilon^* (1 - e^{-\alpha\sigma_m})}{\sigma_m} \quad (3.2)$$

$$K = \frac{\sigma_m}{\varepsilon_m} \quad (3.3)$$

где ε - объемная деформация;

ε^* - предельное значение объемной деформации (рисунок 3.10), достигаемое при $\sigma_m \rightarrow \infty$;

α - экспериментальная константа.

при $\sigma_m \rightarrow \infty$; $\varepsilon_m \rightarrow \varepsilon^*$, а при $\alpha=0$, $\varepsilon^* = \varepsilon_m$ получим линейную зависимость $K = \varepsilon_m / \sigma_m$

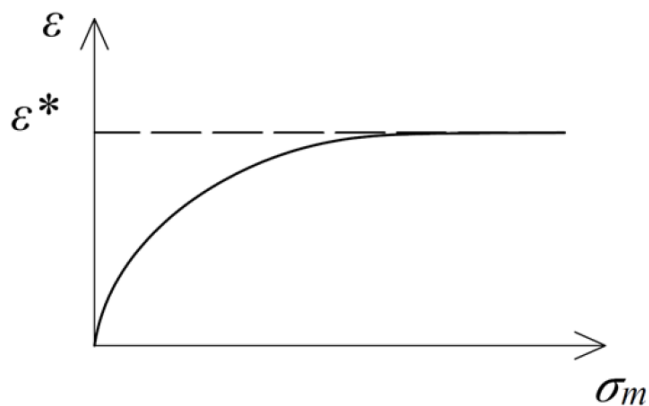


Рисунок 3.10. Общий вид зависимости $\varepsilon - \sigma_m$

Для описания упругопластических свойств связного грунта при сдвиге использовалась гиперболическая зависимость, предложенная С.П. Тимошенко [92], которая применительно к грунтовой среде имеет следующий вид:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G^o} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} \quad (3.4)$$

где γ_i - интенсивность угловой деформации;

τ_i - действующие значения интенсивности касательных напряжений;

τ_i^* - предельные значения интенсивности касательных напряжений;

G^0 – модуль сдвига (упругости) на начальном участке кривой $\gamma_i - \tau_i$.

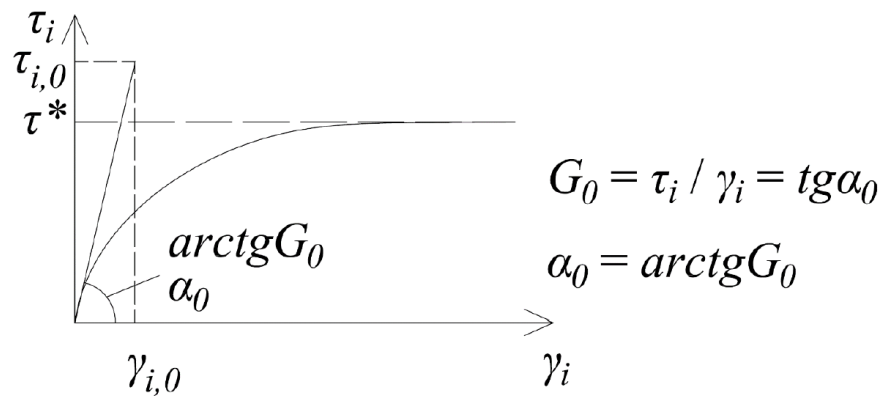


Рисунок 3.11. Зависимость между касательными напряжениями и угловой деформацией по гиперболическому закону (формула (3.4)).

Формула (3.4) позволяет с помощью одной кривой описывать допредельное (при $\tau_i < \tau_i^*$) и предельное (при $\tau_i \rightarrow \infty$) напряженное состояние грунта. В нее входят как параметры деформируемости – модуль сдвига на начальном участке кривой $\gamma_i - \tau_i(G_0)$, так и прочностные параметры – предельное значение касательных напряжений τ_i^* .

Секущий модуль сдвига определяется по формуле:

$$G = G^o \left(1 - \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}\right) \quad (3.5)$$

Предельное значение интенсивности касательных напряжений – τ_i^* определяется по формуле:

$$\tau_i^* = (\sigma_m + \sigma_g) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c_i \quad (3.6)$$

где φ_i , c_i – предельные значения параметров прочности, определяемые по предельной прямой зависимости $\tau_i - \sigma_m$, σ_g – природное напряжение.

Действующее касательное напряжение определяется по формуле:

$$\tau_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{\sqrt{3}} \quad (3.7)$$

где σ_z , σ_x определяются по формулам, приведенным в главе 2 (2.13-2.16).

Для учета нелинейной деформируемости элементарного слоя грунта в расчете его вертикальных перемещений рассматривается уравнение Генки в следующем виде:

$$\varepsilon_{z,i} = \varepsilon_{z,\gamma i} + \varepsilon_{z,\nu i} = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)} + \frac{\sigma_m}{K}; \quad (3.8)$$

Подставляя $G(\sigma_m, \tau_i)$ и $K(\sigma_m)$ получаем нелинейные уравнения:

$$\varepsilon_{z,\nu i} = \varepsilon^* (1 - e^{-\alpha \sigma_m}) \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{z,\gamma i} = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)}; \quad (3.10)$$

где (на оси центра распределенной нагрузки x); $\tau_i^* = (\sigma_m + \sigma_g) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c_i$,

Относительные деформации слоев грунта в пределах сжимаемой толщи основания по формуле (3.11) можно определить методом послойного суммирования или интегрированием:

$$\varepsilon_z = \int_0^z \{\varepsilon_{z,\gamma i} + \varepsilon_{z,\nu i}\} dz = \int_0^z \left\{ \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G(\sigma_m, \tau_i / \tau_i^*)} + \frac{\sigma_m}{K} \right\} dz; \quad (3.11)$$

где z – глубина, σ_z и σ_m – напряжения, определяемые функцией в зависимости от z .

Из анализа уравнений (3.9) и (3.10) следует, что составляющая объемной деформации $\varepsilon_{z,\nu}$ с ростом σ_z будет иметь затухающий характер и при $\sigma_m \rightarrow \infty$; $\varepsilon_{z,\nu} \rightarrow \varepsilon^*$. В тоже время при росте σ_z величина $\varepsilon_{z,\gamma}$ будет иметь сначала прямолинейный рост, а затем переходить на стадию интенсивного роста, т.к. при $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$; $\varepsilon_{z,\gamma} \rightarrow \infty$. Следовательно суммарная величина деформации будет иметь 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. [86]

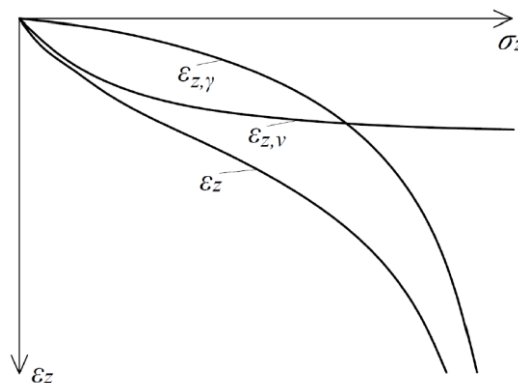


Рисунок 3.12. Общий вид кривых $\sigma_z - \varepsilon_z$ при выполнении расчета деформаций элементарного слоя основания по формуле (3.11)

Суммарные деформации рассчитываются по формуле:

$$S = \int_0^h \varepsilon_{z,vi}(dz) + \int_0^h \varepsilon_{z,\gamma i}(dz) = S_v + S_\gamma \quad (3.12)$$

3.2 Задача об определении кратковременной осадки и несущей способности массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована

Рассматривается действие распределенной нагрузки $q=const$ на горизонтальном участке шириной $b=2a$ на расстоянии d от края ограждающей конструкции прямоугольного профиля на грунтовое основание, опирающееся на несжимаемый слой. Напряженное состояние массива грунта определяется по методу тригонометрических рядов Рибьера- Файлона, приведенному в главе 2, разделе 2.3. Расчетная схема к задаче представлена на рисунке 3.13 [86].

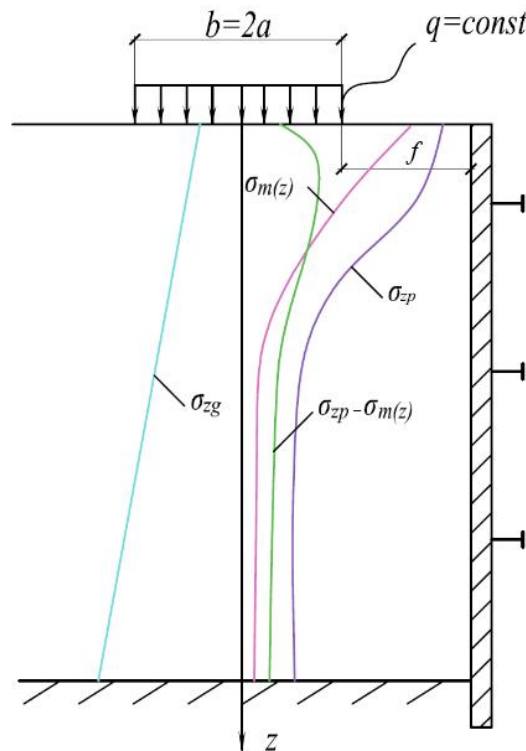


Рисунок 3.13. Расчетная схема для определения деформаций сдвига и объемных деформаций грунтового массива при действии распределенной нагрузки на расстоянии от борта котлована на основе физических уравнений

Г. Генки.

Аналитический расчет при помощи ПК MathCAD позволил определить компоненты напряжений $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xy}, \sigma_m$ по всей плоскости при $z > 0$ и $\pm x$ согласно расчетной схеме (рисунок 3.13) представлены изолинии компонент напряжений при $q=100$ кПа, $f_1=2$ м, $b=2a=3$ м. Результаты представлены на рисунке 3.14. Аналогичные результаты были получены при $q=100$ кПа, $f_2=6$ м, $b=2a=3$ м. Результаты представлены на рисунке 3.15 [139]

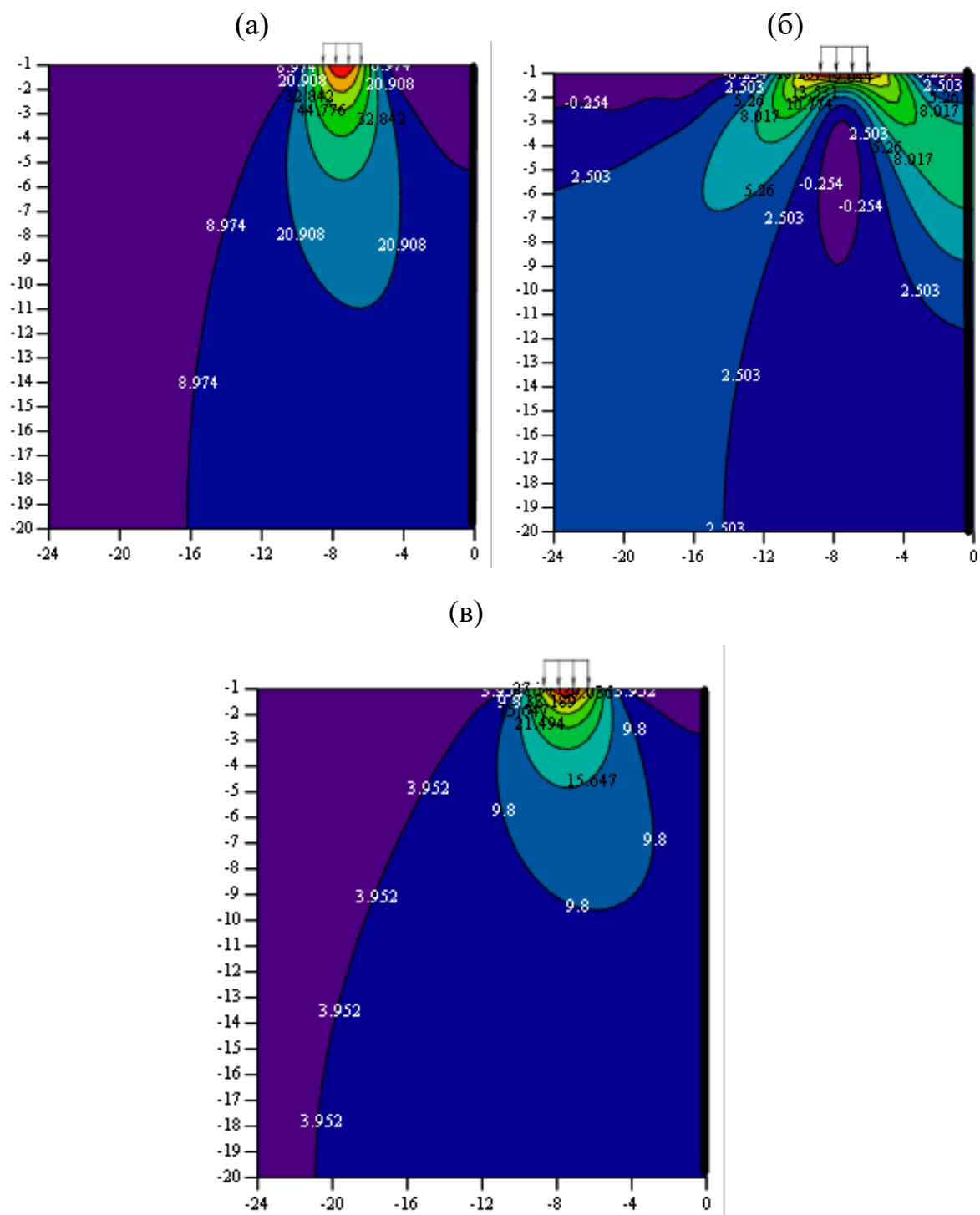


Рисунок 3.14. Изолинии напряжений при приложении распределенной нагрузки на расстоянии $f_l=6$ м от вертикальной выемки, полученные по уравнениям (2.13-2.16): а) вертикальных σ_z ; б) горизонтальных σ_x ; в) касательных напряжений τ_{xy} ; г) средних напряжений σ_m

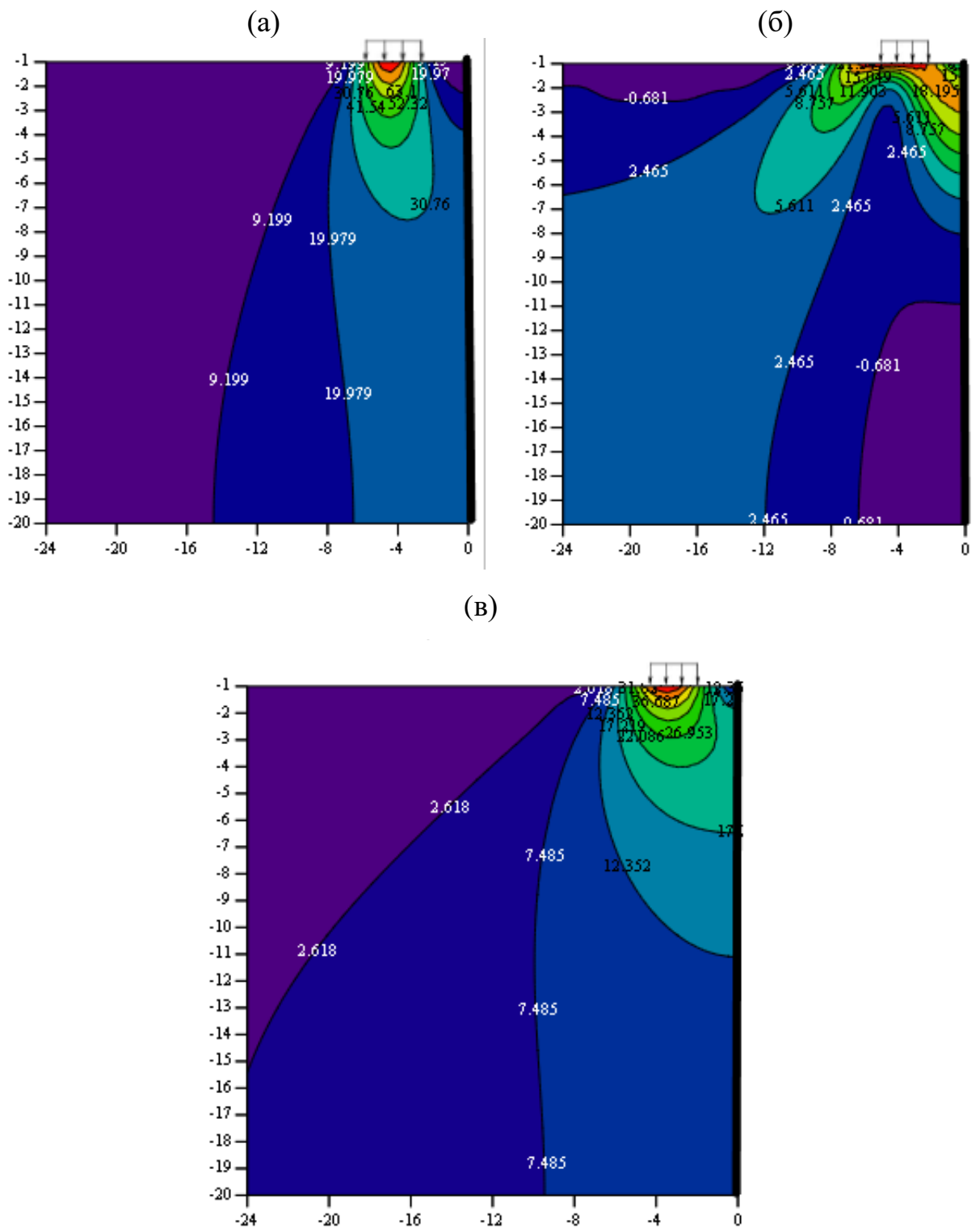


Рисунок 3.15. Изолинии напряжений при приложении распределенной нагрузки на расстоянии $f_2=2$ м от вертикальной выемки, полученные по уравнениям (2.13-2.16): а) вертикальных σ_z ; б) горизонтальных σ_x ; в) касательных напряжений τ_{xy} ; г) средних напряжений σ_m

Для рассмотренной задачи были построены кривые осадок с учетом упруго пластических свойств грунтового основания при разном расстоянии d (м) от ограждающей стены до распределенной нагрузки. Расчет суммарных деформаций основания $\varepsilon_z = \varepsilon_{z,v} + \varepsilon_{z,\gamma}$ при глубине котлована $h=20$ м на разных вертикалях был выполнен при следующих параметрах механических свойств грунтов $\varepsilon^* = 0.082$, $\alpha = 0.007$, $\nu = 0.26$, $G_o = 12000$ кПа, $\varphi = 29^\circ$ и $c = 12$ кПа. Для сравнения траекторий осадок были приняты следующие расстояния $f_1=6$ м, $f_2=2$ м. Результаты представлены на рисунках 3.16-3.17. [139]

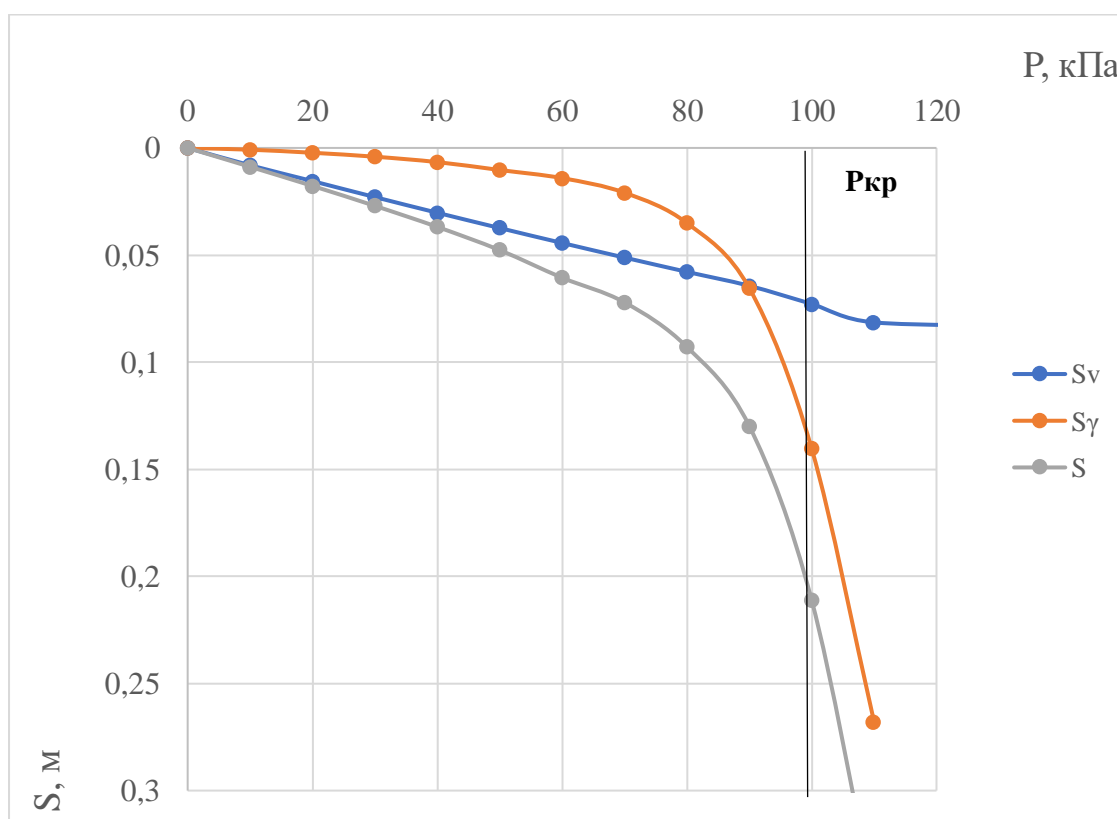


Рисунок 3.16. Кривые зависимости между $S_\gamma(q)$, $S_v(q)$ и $S(q)$, рассчитанные с использованием уравнений (3.9-3.11), и нагрузкой $q=P$ при расстоянии от ограждающей стены до распределенной нагрузки $f_1 = 6$ м

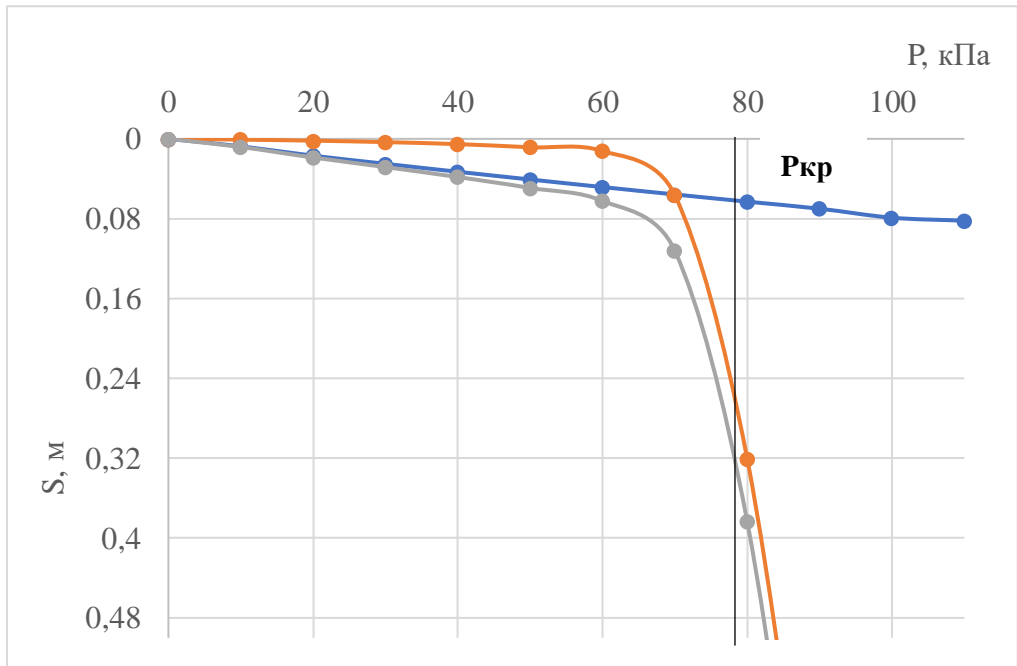


Рисунок 3.17. Кривые зависимости между $S_y(q)$, $S_v(q)$ и $S(q)$, рассчитанные с использованием уравнений (3.9-3.11), и нагрузкой $q=P$ при расстоянии от ограждающей стены до распределенной нагрузки $f_2 = 2$ м

Сопоставляя суммарные осадки основания при различном расстоянии d от ограждающей стены до распределенной нагрузки, получаем совместный график зависимости $S(q) - q$ (рисунок 3.18) [139]

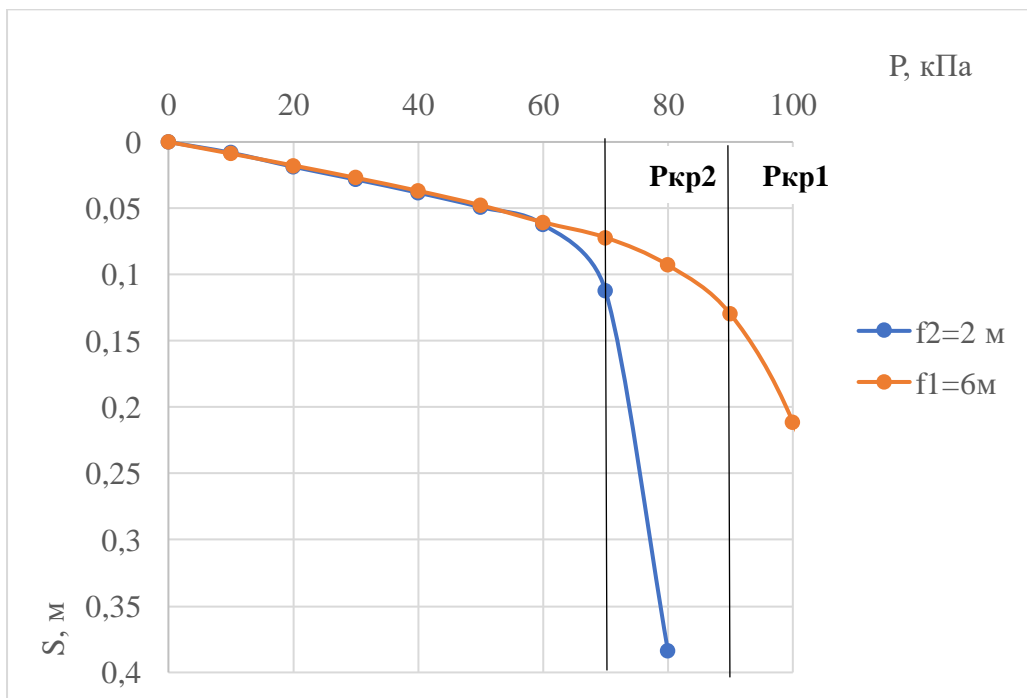


Рисунок 3.18. Кривые зависимости между суммарной осадкой $S(q)$ по центру фундамента, рассчитанные с использованием уравнений (3.9-3.11),

и нагрузкой P при разных расстояниях $f_1=6$ м, $f_2=2$ м от ограждающей стены до распределенной нагрузки

При анализе графиков на рисунках 3.16-3.18, построенного по формулам (3.9-3.11) можно отследить допредельное (при $\tau_i < \tau_i^*$) и предельное (при $\tau_i \rightarrow \infty$) состояние. В допредельной стадии при росте σ_z осадка, возникающая за счет сдвиговой деформации, сначала увеличивается линейно, а затем переходит в предельное состояние интенсивного роста, т.к. при $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$; $S_y \rightarrow \infty$. Следовательно суммарная величина осадки основания в центре распределенной нагрузки вблизи борта котлована имеет двойную кривизну, т.е. на начальном участке при $\tau_i < \tau_i^*$ S имеет затухающий характер, а затем при $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$ переходит на стадию прогрессирующего деформирования. [139]

Из анализа приведенных результатов на рисунке 3.18 следует, что чем меньше расстояние f от ограждающей стены до распределенной нагрузки, тем больше по величине суммарные деформации ближайшего края распределенной нагрузки к ограждению котлована. Также можно отметить, что потеря несущей способности основания при меньшем расстоянии f происходит быстрее. Таким образом, при проектировании котлованов необходимо учитывать расстояние от бровки до окружающих зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния нового строительства, во избежание развития сверхнормативных деформаций оснований и фундаментов.

По формулам (3.9-3.11) были построены изолинии сдвиговых деформаций ε_γ , объемных деформаций ε_v и суммарных общих деформаций массива грунта. Результаты представлены на рисунках 3.19-3.21 для случая, когда $f_1=6$ м.

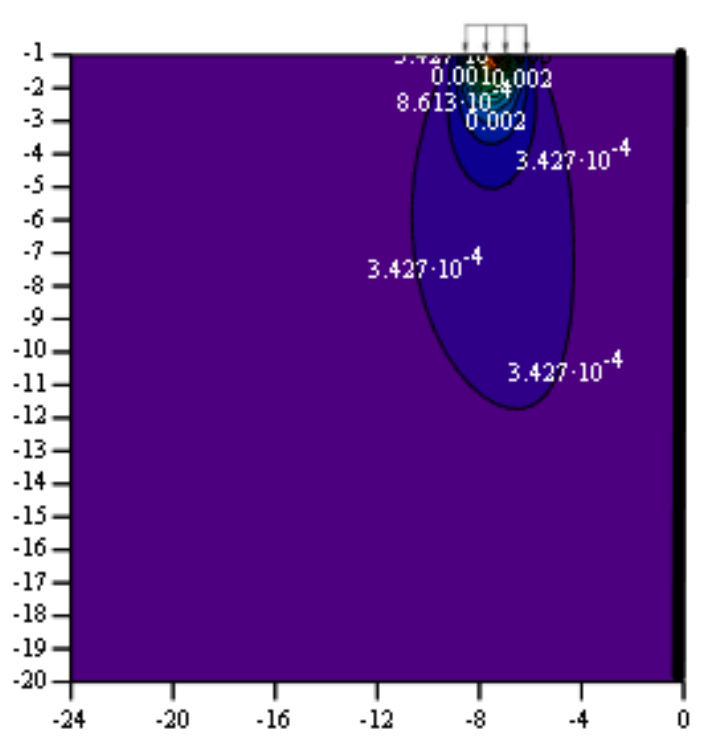


Рисунок 3.19. Сдвиговые деформации ε_γ , возникающие в массиве грунта, опирающемся на несжимаемое основание при действии распределенной нагрузки при $f_l=6$ м

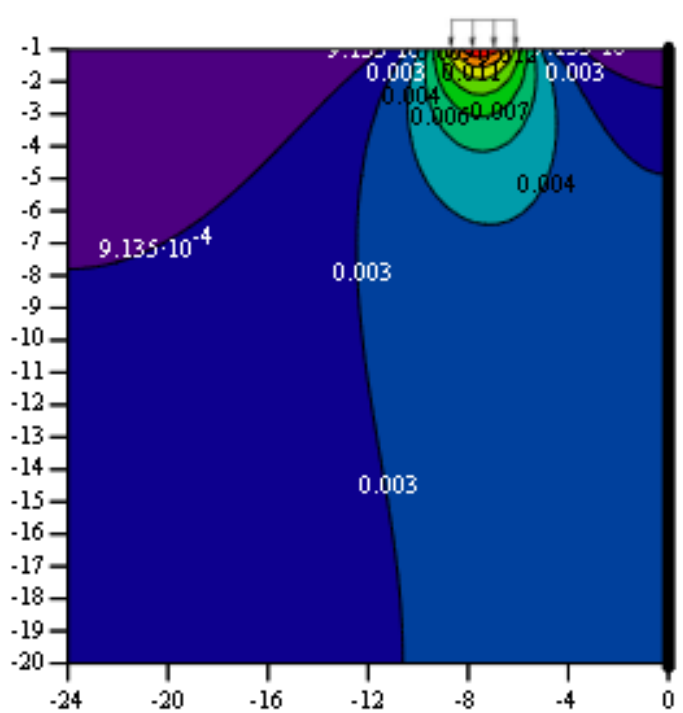


Рисунок 3.20. Объемные деформации ε_v , возникающие в массиве грунта, опирающемся на несжимаемое основание при действии распределенной нагрузки при $f_l=6$ м

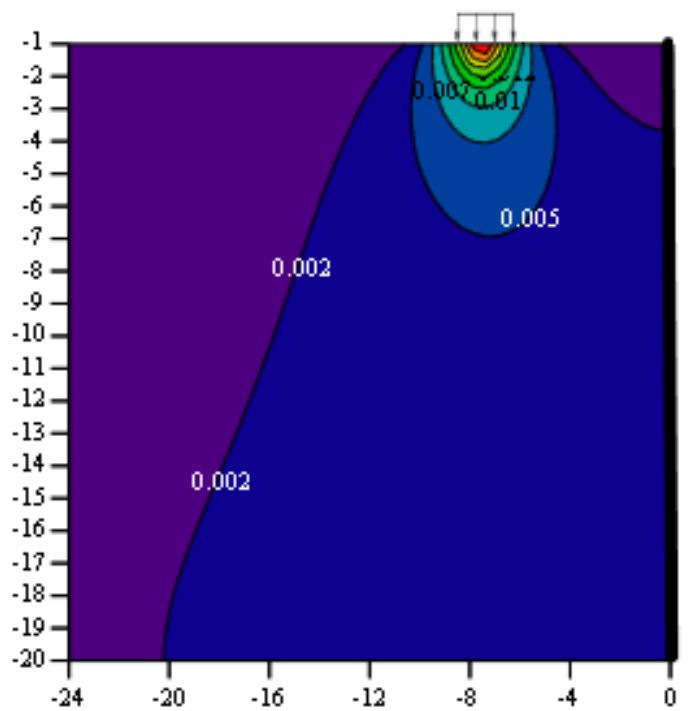


Рисунок 3.21. Суммарные общие деформации ε , возникающие в массиве грунта, опирающемся на несжимаемое основание при действии распределенной нагрузки при $f_1=6$ м

Также были получены графики горизонтальных деформаций ε_x и вертикальных деформаций ε_z по вертикалям на различных расстояниях $f_1=6$ м, $f_2=2$ м от стены ограждения до распределенной нагрузки (при $x = -6$ и $x = -2$ соответственно). На рисунках 3.22 и 3.23 показана существенная разница суммарных горизонтальных (в 1,3 раза) и вертикальных (в два раза) деформаций правого края фундамента с распределенной нагрузкой $q=100$ кПа на различных расстояниях f от стены ограждения до распределенной нагрузки.

[139]

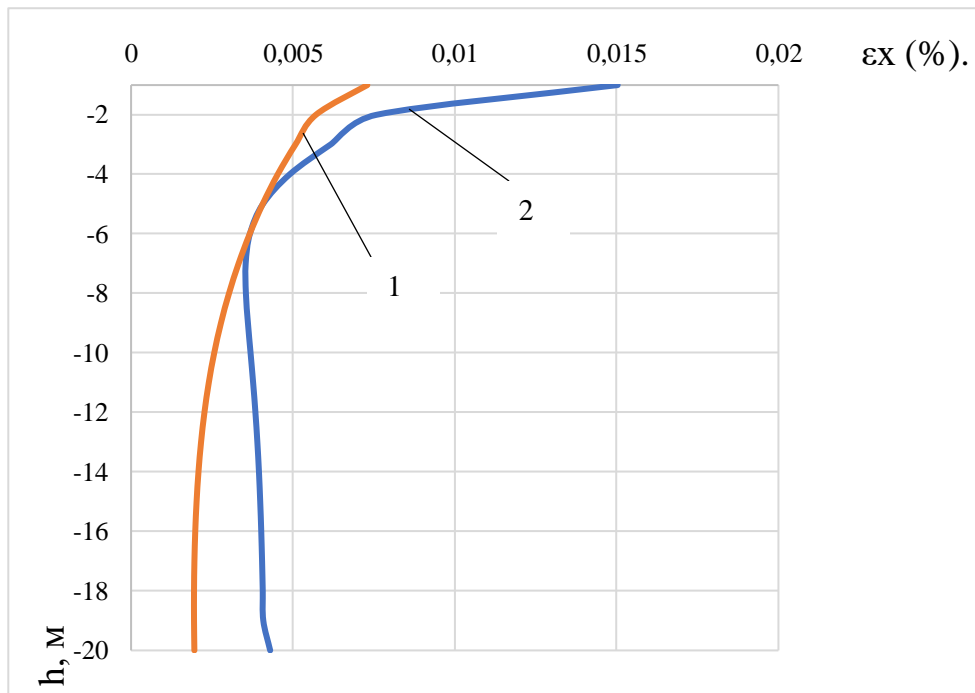


Рисунок 3.22. График горизонтальных деформаций ε_x правого края фундамента при разных расстояниях $f_1=6$ м (график №1), $f_2=2$ м (график №2) от ограждающей стены.

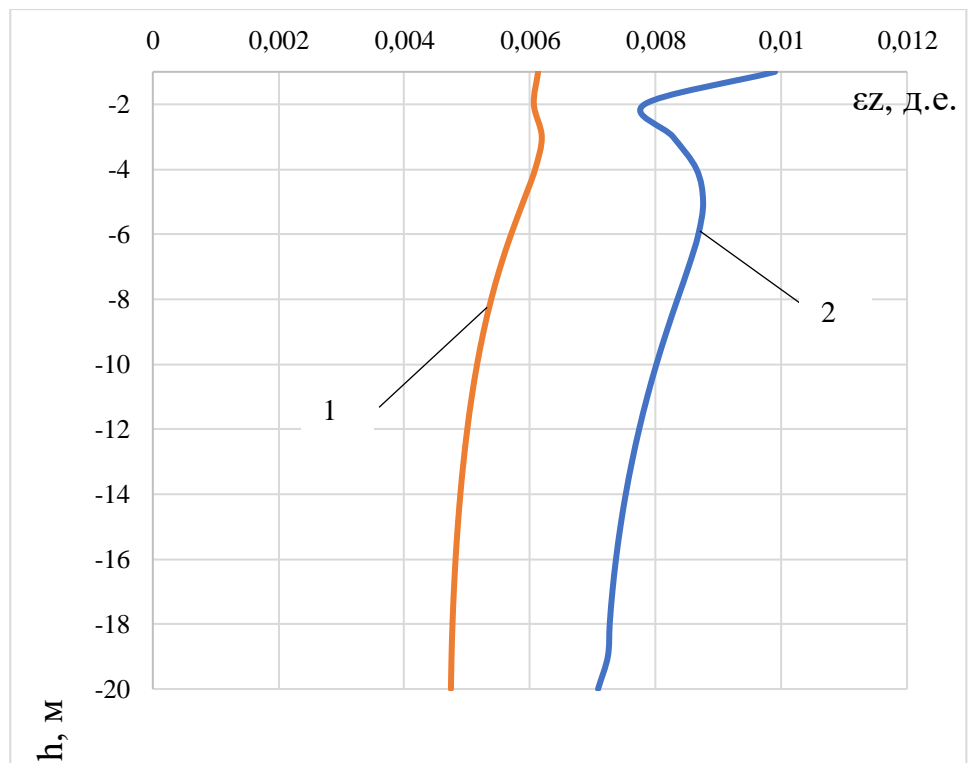


Рисунок 3.23. График вертикальных деформаций ε_z правого края фундамента при разных расстояниях $f_1=6$ м (график №1), $f_2=2$ м (график №2) от ограждающей стены.

Также при различных параметрах деформируемости можно наблюдать различный характер общей траектории осадки грунтового основания в широких диапазонах от стабилизирующейся до прогрессирующей (рисунок 3.24). [139]

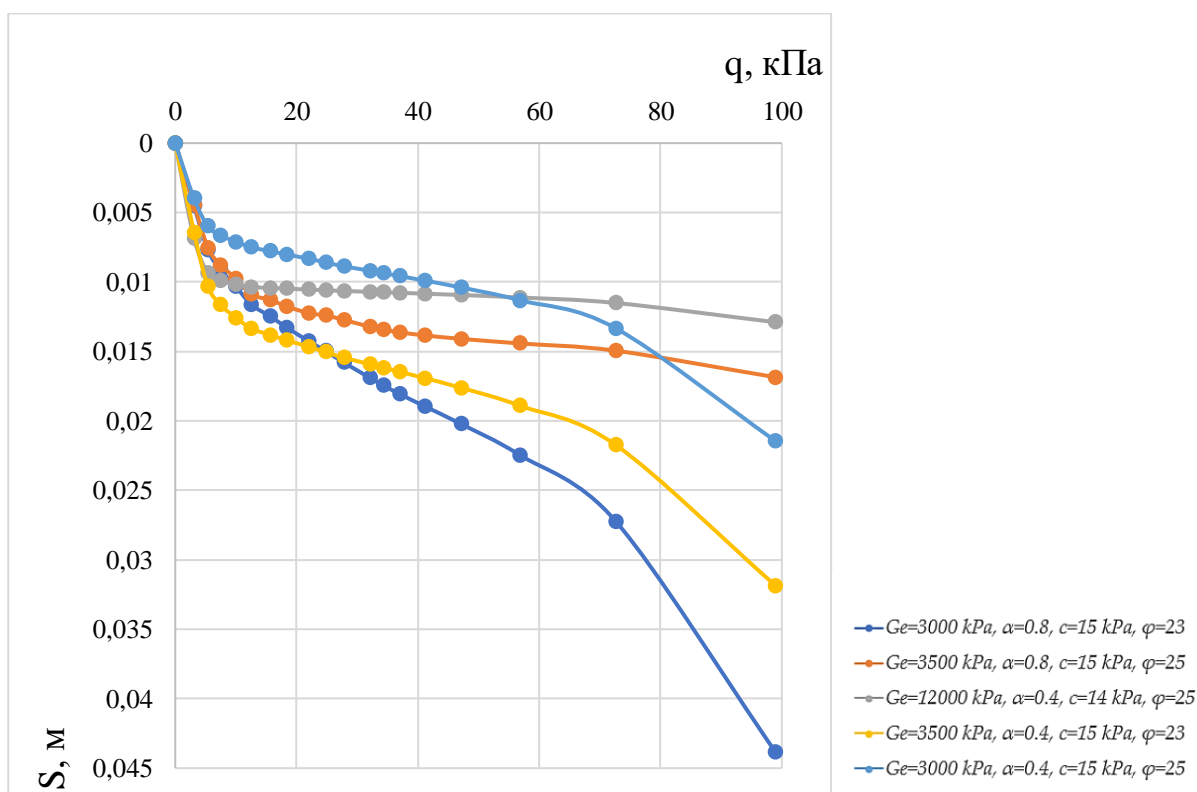


Рисунок 3.24. Графики зависимости «осадка – нагрузка» ($S - p$) на оси центра распределенной нагрузки при различных параметрах деформируемости (Ge , ν , ε^* , α) и прочности (φ и c)

3.3 Сравнительный анализ определения осадки и несущей способности массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована

В данном разделе приведен сопоставительный анализ результатов расчетов, определенных с использованием решения, основанном на формулах (3.9-3.11) при использовании ПВК MathCAD, с результатами расчета, полученными с использованием ПВК Plaxis 2D.

Расчеты в ПВК Plaxis 2D выполнены с использованием линейно-упруго-идеальнопластической модели Мора – Кулона с приращением модуля деформации по глубине по линейному закону. Параметры модели Мора-Кулона

были приняты аналогичными, как и для аналитического решения по формулам (3.9-3.11). Описание расчетной модели в ПК Plaxis 2D приведено в разделе 2.3.

Результаты расчета в ПК Plaxis 2D были получены при параметрах $q=100$ кПа, $f=6$ м, $b=2a=3$ м, $h=20$ м. Изополя вертикальных перемещений представлены на рисунке 3.26.

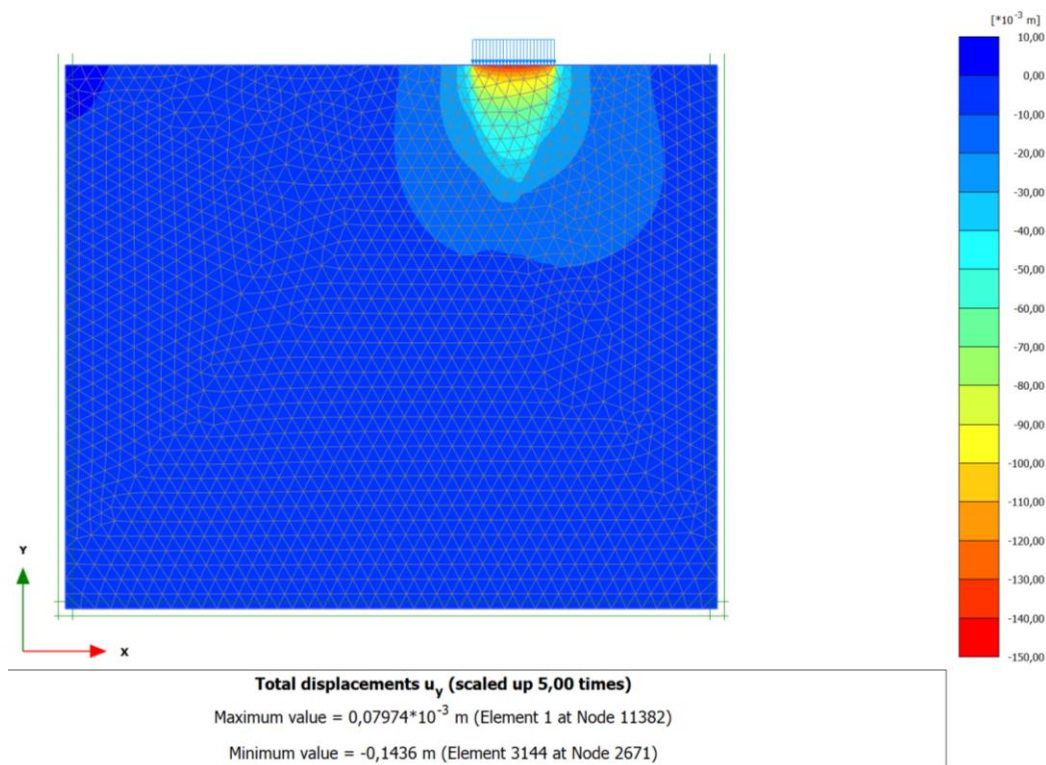


Рисунок 3.25. Изополя вертикальных перемещений грунтового массива при действии распределенной нагрузки $q=100$ кПа шириной $b=2a=3$ м на расстоянии $f=6$ м

Сравнивая графики осадок по вертикали, соответствующей центру распределенной нагрузки, по глубине в пределах сжимаемой толщи, принятой 5 м, очевидно, что площадь эпюры осадки, полученной по решению (3.11) меньше, чем по решению, полученном в ПК PLAXIS 2D (рисунок 3.27).

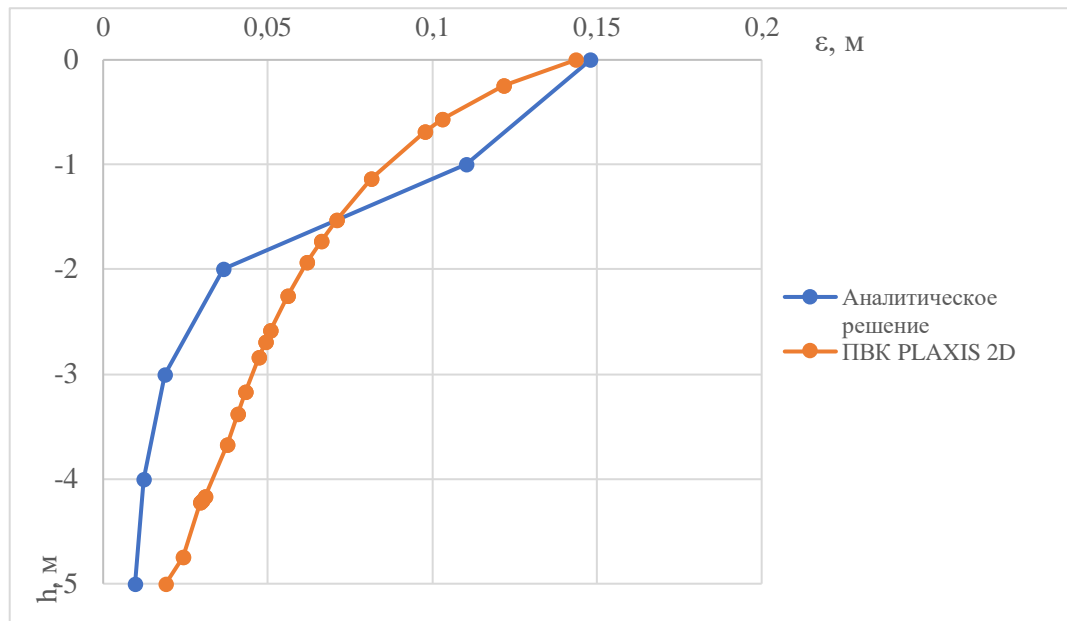


Рисунок 3.26. Эпюры ϵ_z по глубине сжимаемой толщи h .

Построим сопоставительный график «нагрузка – осадка» аналитического решения по формуле (3.11) и решения по ПБК PLAXIS 2D для точки, находящейся в центре распределенной нагрузки на глубине 1 м (рисунок 3.28).

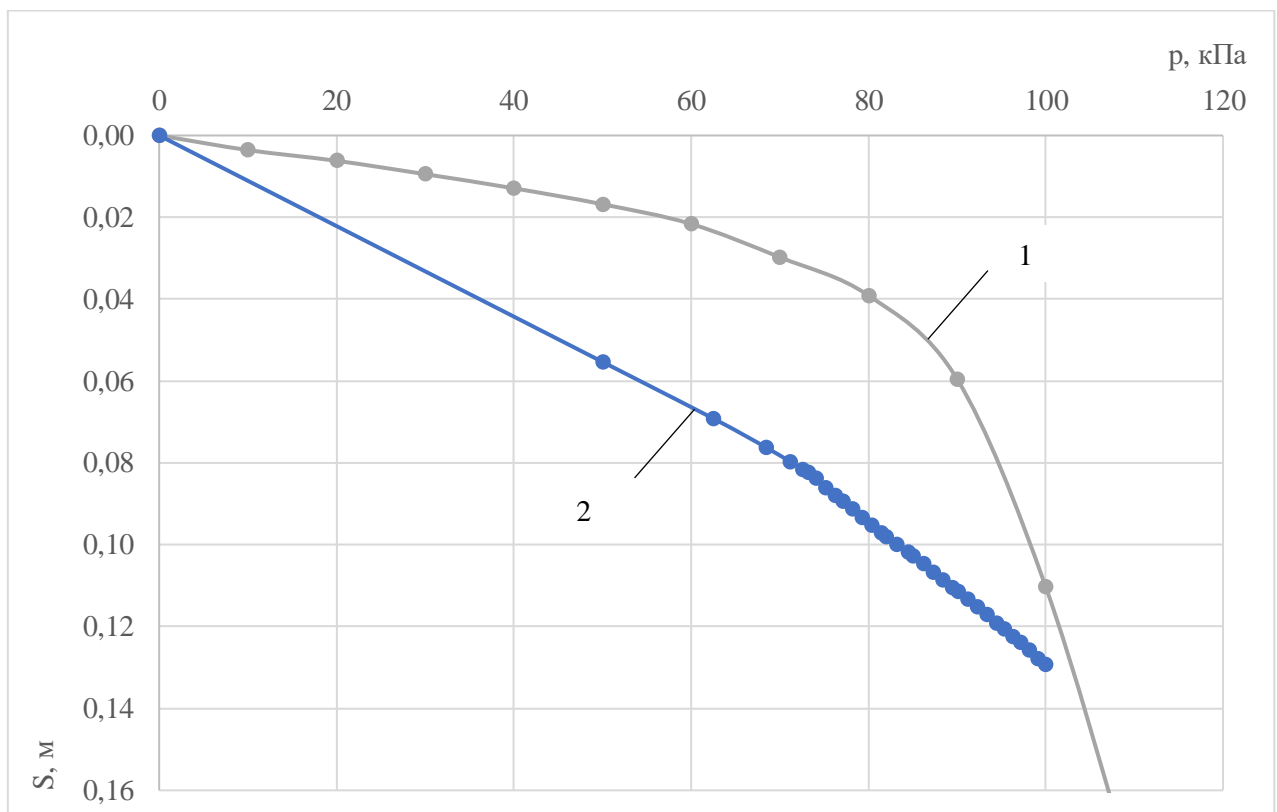


Рисунок 3.27. Сопоставительный график «нагрузка – осадка», определенный для слоя на глубине 1 м при: 1 – аналитическом решении по формуле (3.11); 2 – решению в ПБК PLAXIS 2D.

График «нагрузка – осадка» для решения, полученного в ПК PLAXIS 2D, имеет линейную зависимость, что не позволяет определить критическую нагрузку на грунтовое основание $p_{кр}$. Согласно графику, полученному по аналитическому решению (3.11) и имеющему траекторию двойной кривизны, можно определить момент интенсивного нарастания деформаций, соответствующий критической нагрузке на основание $p_{кр}$. В данном случае $p_{кр}$ составляет 100 кПа. К тому же имеются существенные отличия в величинах осадок для каждой ступени нагружения.

Выводы по главе 3

1. Выбранные геомеханическая модель основания (ее геометрические параметры, начальные и граничные условия), а также расчетная модель грунтовой среды (линейная, нелинейная и реологическая) и тип физических уравнений (система Гука или система Г. Генки), существенно влияют на характер кривой осадка – напряжение ($S - \sigma_{zp}$), а также на несущую способность грунтового основания;
2. Используемая в настоящей работе расчетная модель наряду с упруго-пластической моделью при сдвиге и нелинейной моделью при объемной деформации грунта в составе физических уравнений Генки позволила линейную деформацию грунта $\varepsilon(\sigma, \tau)$ представить в виде суммы объемной и сдвиговой составляющих этой линейной деформации ($\varepsilon_z = \varepsilon_{z,v} + \varepsilon_{z,y}$). В этом случае кривая деформации – напряжения ($\varepsilon_z - \sigma_z$) может развиваться как по затухающей, так и по незатухающей (двойная кривизна) траектории.
3. Расчет по деформациям показал, что при нахождении вблизи вертикальной выемки фундамента под действием распределенной нагрузки на расстоянии $f_2=2$ м суммарная осадка основания в 1,3 раз больше, чем при расстоянии $f_1=6$ м. Это вызвано смещением изополей горизонтальных напряжений в сторону борта котлована (рисунки 3.14б и 3.15б), что увеличивает девиатор напряжения в точке массива грунта (разница между вертикальными и горизонтальными напряжениями), приводя к достижению критического

значения τ_i^* . Таким образом, при проектировании котлованов необходимо учитывать расстояние от бровки до окружающих зданий и сооружений во избежание развития нестабилизирующихся и сверхнормативных деформаций оснований и фундаментов, а также потери их несущей способности.

4. Сопоставительный расчет аналитического решения по формуле (3.11) и решения в ПК PLAXIS 2D показал существенные различия в величинах и траектории развития осадок в зависимости от нагрузки. По графику «нагрузка – осадка», полученных в ПК PLAXIS 2D невозможно определить критическую нагрузку на грунтовое основание.

Глава 4. Определение осадки и несущей способности массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована во времени с учетом вязкоупругопластических свойств грунтов

4.1 Введение

Прогнозирование осадки и несущей способности оснований фундаментов во времени в вязкоупругой постановке необходимо предотвращения нестабилизирующихся осадок, кренов и смещений зданий и сооружений, а также для оптимизации проектных решений котлованов, оказывающих влияние на расположенную вблизи застройку. Известны многочисленные сложные случаи потери устойчивости и обрушения откосов выемок в глинистых грунтах, массивных железобетонных опор мостов, башен, горных выработок, плотин ГЭС и т.д., описанные С.С. Вяловым [10], Г.А. Андреевым [10], Я.А. Будиным [10], Г. И. Ломизе [42,43], Н.Н. Масловым [48] З.Г. Тер-Мартirosяном [82,84,87,133,136] и другими учеными [113,114]. Это и обрушения откосов, значительные горизонтальные смещения опор мостовых сооружений, башенных гидротехнических сооружений. Р. Пек (1948) систематизировал обширные данные обследования технического состояния подпорных стен различного вида в США при их длительном мониторинге. Было установлено, что в результате деформаций ползучести откосов глинистых грунтов из числа обследованных сооружений 18% полностью были в аварийном состоянии, 53% находились в ограниченно работоспособном состоянии при нестабилизирующихся смещениях, 4% имели незначительные горизонтальные перемещения и лишь у 11% сооружений перемещения стабилизировались. А. Скемптон [132] приводил случай обрушения в 1941 г. в результате ползучести глинистого грунта подпорной стены в Канзал Грин (1912 г.). Скорость горизонтальных смещений составляла от 6 мм в год начала наблюдений (1929) до 457 мм в год перед обрушением (1941 г.). Также известны примеры длительной ползучести вследствие выдавливания слоя глинистого грунта,

вызванные вертикальными нагрузками, рассмотренные позднее более детально З.Г. Тер-Мартirosяном [88].

В современной практике строительства встречаются случаи консервации на длительный период времени (8-10 лет) строящихся зданий на этапе возведенного ограждения котлована с системой распорного крепления при полной разработке котлована (рисунок 4.1). При нахождении вблизи бортов котлованов зданий и сооружений возникает опасность развития дополнительных нестабилизирующихся деформаций в случае, если грунтовое основание обладает реологическими свойствами.

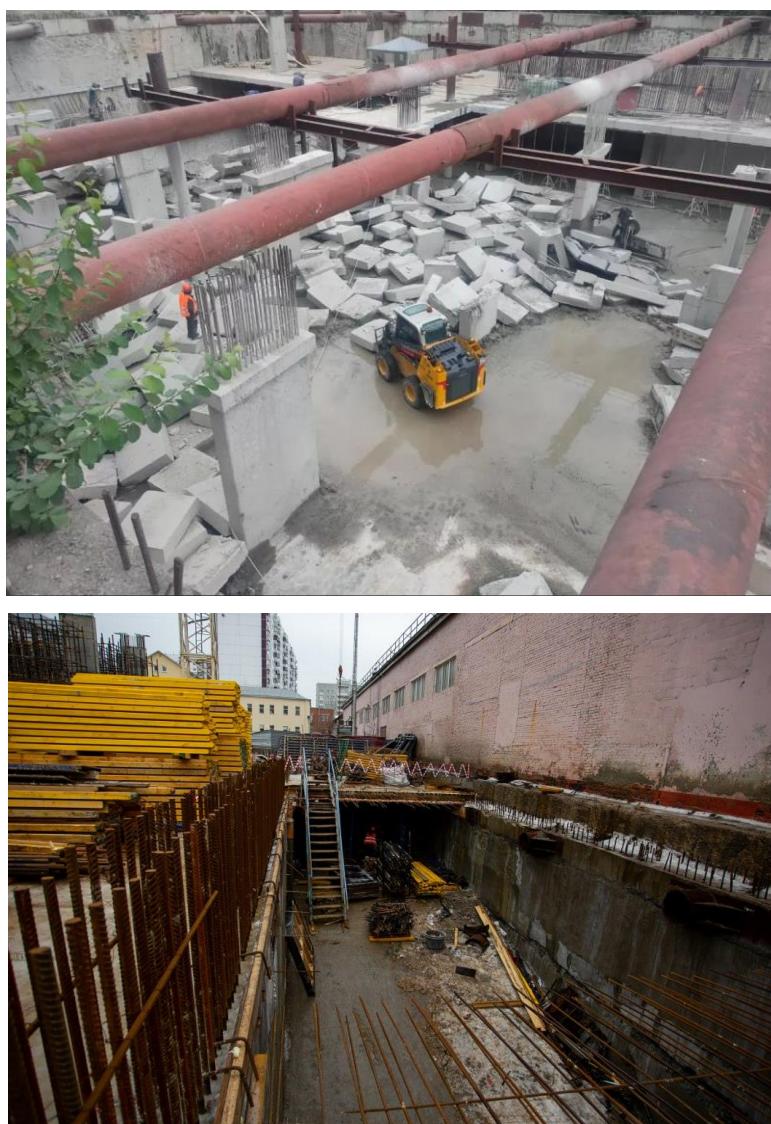


Рисунок 4.1. Пример нахождения сооружения в непосредственной близости к котловану, где длительное время не велись работы по дальнейшему возведению конструкций здания.

Как было упомянуто ранее в разделе 1.3.4, одним из важнейших результатов проведенных испытаний С.С. Вяловым, С.Р. Месчаном, Г.И. Тер-Степаняном [89], З.Г. Тер-Мартirosяном и др. стало определение траектории развития деформаций ползучести для грунтов, обладающих реологическими свойствами. Было выявлено, что деформации ползучести во времени развиваются по затухающей траектории в диапазоне сравнительно небольших напряжений и по незатухающей траектории с двойной кривизной – при больших значениях напряжений.

Многими учеными, в том числе С.С. Вяловым [10], А.Р. Ржаницыным [73], утверждалось, что кривая ползучести $\gamma-t$ имеет двойную кривизну, включающую начальную (затухающую), промежуточную (установившуюся) и заключительную (прогрессирующую) стадии с возможным переходом на потерю длительной устойчивости грунта. Однако ранее отсутствовало решение, позволяющее описать данную кривую одним уравнением. В связи с этим была разработана научным коллективом НОЦ «Геотехника» новая реологическая модель для описания кривой ползучести $\gamma-t$ с двойной кривизной (2016 г.). [79,85,140]

Данное реологическое уравнение позволяет построить зависимость $\gamma - t$ при разных τ в виде кривой с двойной кривизной (рисунок 4.2) и включающее три стадии: начальная, нелинейная, промежуточная с установившейся скоростью сдвига, и конечная, развивающаяся с возрастающей скоростью и переходящая на стадию прогрессирующего разрушения. [79]

Согласно данной реологической модели (формула 1.58), скорость сдвиговой деформации зависит нелинейно от накопленной сдвиговой деформации $\gamma(\gamma)$. На основании формулы (1.58) удастся построить кривые $\tau - t$ при кинематическом сдвиге ($\dot{\gamma} = const$), а также кривые релаксации $\tau(0) \rightarrow \tau(t)$ при $\dot{\gamma}(0) = const$ (рисунки 4.3а и 4.3б). [79]

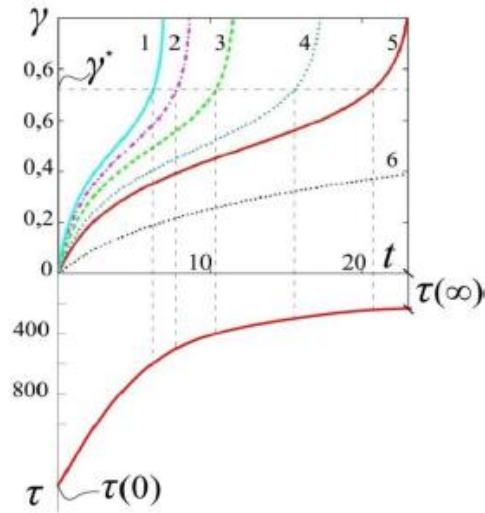


Рисунок 4.2. Кривые ползучести $\gamma - t$ при $\tau_1 > \tau_2 > \dots > \tau_5$ (верхняя часть) и кривая длительной прочности (нижняя часть) $\tau(0) \rightarrow \tau(\infty)$ при $t \rightarrow \infty$, построенные по формуле (1.58)

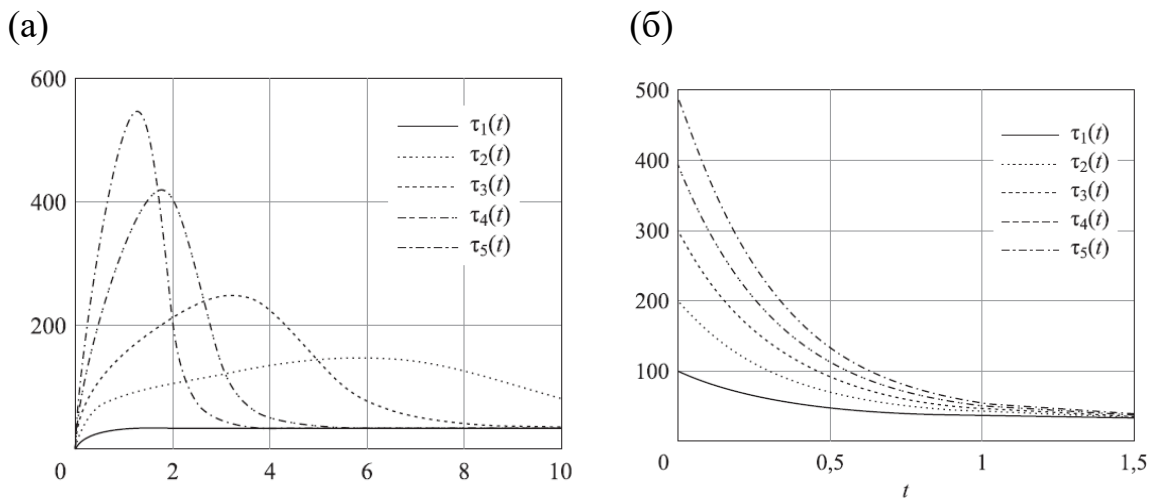


Рисунок 4.3. а) Кривые $\tau - t$ по результатам испытаний в кинематическом режиме при различных значениях $\gamma = const, \gamma_1 > \gamma_2 > \dots > \gamma_5$; б) кривые релаксации напряжения сдвига $\tau(t)$ при различных начальных напряжениях сдвига $\tau(0)$ и при $\gamma = const$.

Таким образом, одна функция позволяет построить все три вида реологических кривых, в том числе, ползучесть в виде кривых $\gamma - t$ при разных $\tau - \tau^* = const$ (рисунок 4.2) кинематический сдвиг $\tau - t$ при разных ($\gamma = const$) (рисунок 4.3а) и релаксацию $\tau - t$ при разных начальных $\tau(0)$ и при $\gamma(0) = const$ (рисунок 4.3б).[79]

Следует отметить, что траектории данных кривых на основе реологического уравнения (1.58) имеет достаточно удовлетворительную сходимость с кривыми, полученными по результатам лабораторных испытаний ученых [10,50]. Важно подчеркнуть, что кривые осадок во времени построены при одних и тех же реологических параметрах (α , β , a и b). А.Р. Ржаницыным [73] рекомендовал строить кривую осадки во времени по частям, т.е. начальную, промежуточную и незатухающую стадии по отдельности. При использовании реологической модели, разработанной научным коллективом НОЦ «Геотехника», стало возможным осуществить построения графиков $\tau-t$, $\gamma-t$, $\gamma-\tau$ при математическом преобразовании уравнения (1.58) в ПК MathCAD.

Данная реологическая модель была впоследствии применена для нахождения осадки и длительной несущей способности различных краевых задач: при действии распределенной нагрузки в плоской и пространственной постановках [38], для одиночной сваи-стойки [27], для свайного фундамента [27] и т.д. В настоящей работе приведено определение осадки и несущей способности во времени для массива грунта, опирающегося на несжимаемое основание, при действии распределенной нагрузки вблизи котлована.

Система физических уравнений Генки [112], позволяющая определить линейную и нелинейную зависимости между напряжениями и скоростями деформации представлена формулами (1.12-1.17). В качестве расчетной для определения нелинейных объемных деформаций с учетом реологических свойств грунта принята вязко-упругая модель Кельвина-Фойгта [10], в следующем виде:

$$\sigma_m = \sigma_m^{упр} + \sigma_m^{вяз} = K(\sigma_m) \cdot \varepsilon_m + \eta_v \cdot \dot{\varepsilon}_m \quad (4.1)$$

Которая при $\varepsilon_m(t \approx 0) = 0$ приводит к выражению вида:

$$\varepsilon_m(t) = \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{K \cdot t}{\eta_v}}\right) \quad (4.2)$$

где η_v – объемная вязкость, определяемая по формуле (4.3).

Объемную вязкость η_v в первом приближении можно определить по формуле С.С. Вялова [10] с использованием сдвиговой вязкости η_γ и коэффициента поперечной деформации вязкого течения ν_ϵ [3]:

$$\eta_v = 2\eta_\gamma \frac{1+\nu_\epsilon}{1-2\nu_\epsilon} \quad (4.3)$$

Для модели Кельвина-Фойта характерно снижение скорости объемной деформации при $t \rightarrow 0$ $\dot{\epsilon}(t) \rightarrow 0$, таким образом, деформационная кривая во времени будет иметь затухающий характер:

$$\dot{\epsilon}_m(t) = \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)} \cdot \left(\frac{-K}{\eta_v} \cdot e^{\frac{-K}{\eta_v} t} \right) \quad (4.4)$$

Для определения нелинейных сдвиговых деформаций была использована модель, разработанная научным коллективом НОЦ «Геотехника», представленная формулой (1.58).

Зависимости между напряжениями и скоростями деформаций были определены с помощью системы физических уравнений Генки [112], которая описывает скорость деформации ползучести как сумму объемных и сдвиговых скоростей деформаций ($\dot{\epsilon}_z = \dot{\epsilon}_\gamma + \dot{\epsilon}_v$) в следующем виде:

$$\dot{\epsilon}_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{\eta_\gamma(\sigma_m)} \cdot \left(\frac{e^{-\alpha\epsilon_z}}{a} + \frac{e^{\beta\epsilon_z}}{b} \right) + \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)} \cdot \left(\frac{-K}{\eta_v} \cdot e^{\frac{-K}{\eta_v} t} \right) \quad (4.5)$$

Решение уравнения (4.5) с помощью ППК MathCAD позволяет построить общий вид кривых $\epsilon_z - t$, представленный на рисунке 4.4. [38]

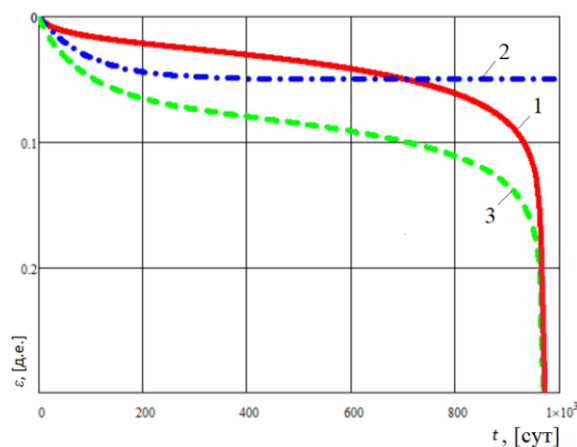


Рисунок 4.4. Деформации образца $\epsilon_z - t$: 1 – определенные по реологической модели вязкопластической деформации; 2 – определенные

по модели Кевина - Фойгта; Σ – суммарные деформации, определенные по преобразованной формуле (4.5) в ПК MathCAD.

4.2 Задача об определении осадки и несущей способности во времени массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована

В разделе 2.3 приведено подробное описание определения компонент напряженного состояния для задачи при действии распределенной нагрузки $q=const$ на горизонтальном участке шириной $b=2a$ на расстоянии f от края ограждающей конструкции прямоугольного профиля на грунтовое основание, опирающееся на несжимаемый слой.

Осадка во времени и длительная устойчивость определялись при следующих параметрах краевой задачи: $q=100$ кПа, $f=6$ м, $b=2a=6$ м. Результаты определения компонент напряженного состояния представлены на рисунке 4.5. [85,140]

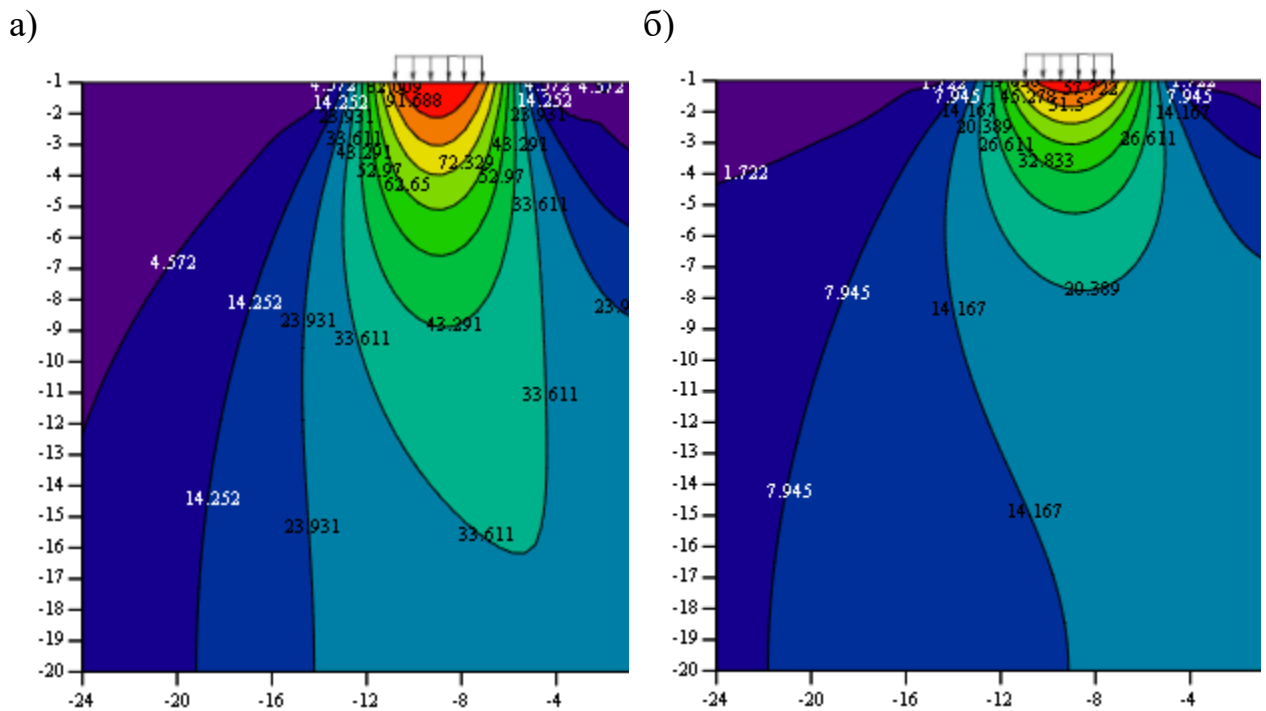


Рисунок 4.5. Результаты аналитического расчета компонент напряжений при $q=100$ кПа, $f=6$ м, $b=2a=6$ м: а) изолинии вертикальных

напряжений σ_z , полученные в ПК MathCAD; б) изолинии средних напряжений σ_m , полученные в ПК MathCAD;

Для построения графиков развития ползучести слоев в сжимаемой толще основания во времени (формула 4.4) были использованы следующие параметры грунтового основания [85,140]:

Таблица 4.1. Параметры грунтового основания

η_v , кПа·сут	K , кПа	K/η_v , 1/сут	a	b	α	β
$1.157 \cdot 10^5$	3500	0.0043	1.2	60	171	40

Результаты построения графиков зависимости деформаций от времени для слоя на глубине $z=2$ м при $\sigma_z=91.89$ кПа и $\sigma_m=49.93$ кПа от действия нагрузки $p=100$ кПа по формуле (4.4) представлены на рисунке 4.6. [85,140]

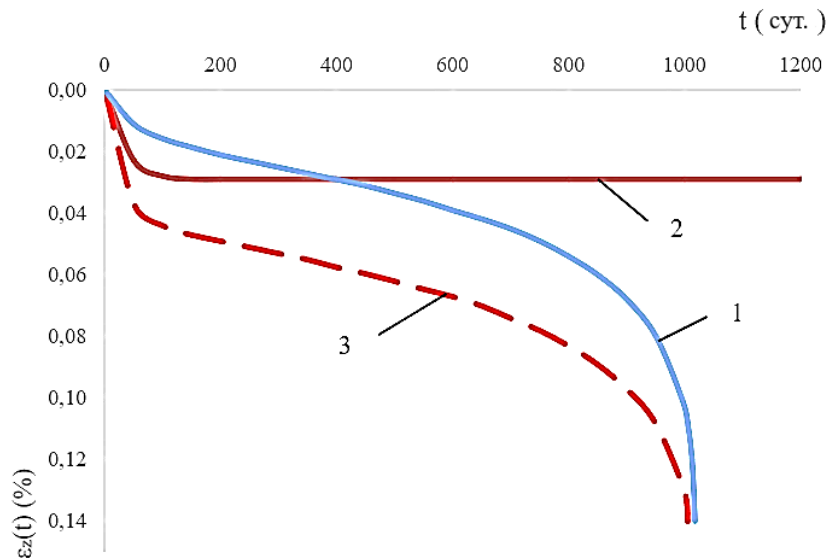


Рисунок 4.6. 1 – сдвиговые деформации слоя $\varepsilon_z - t$, определенные по реологическому уравнению (1.58); 2 – объемные деформации, определенные по модели Кельвина - Фойгта; 3 – суммарные деформации, определенные по формуле (4.4)

Результаты построения графиков зависимости осадки от времени получены для слоев сжимаемой толщи основания в виде суммы $\varepsilon_{zi}(t) = \varepsilon_{zi}(\gamma, t) + \varepsilon_{zi}(\varepsilon, t)$. На их основе можно определить суммарную осадку сжимаемой толщи, т.е. получаем:

$$\sum S^*(t) = \sum S_{\gamma}^*(t) + \sum S_{\varepsilon}^*(t) \quad (4.5)$$

Выполненные расчеты для определения суммарной осадки представлены на рисунке 4.7. [85]

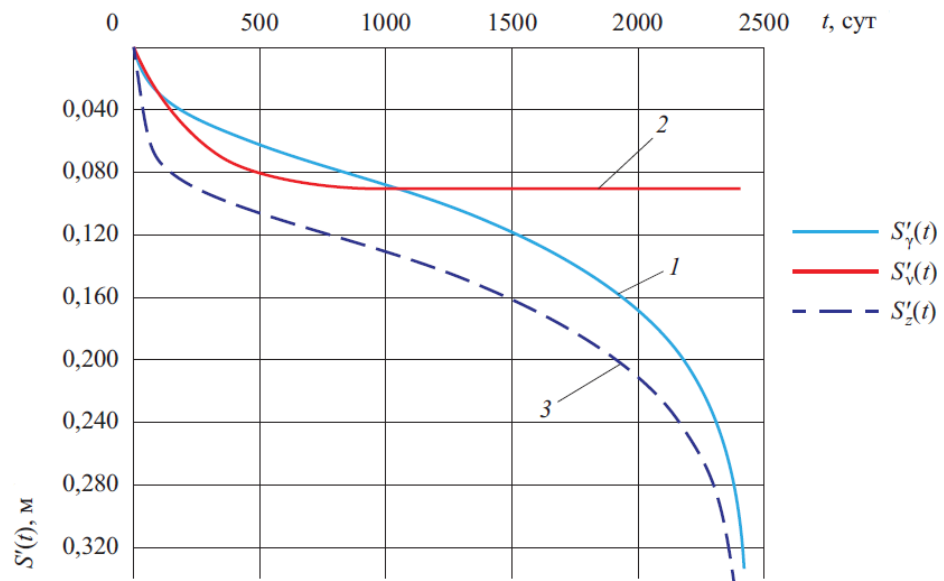


Рисунок 4.7. Осадки основания $S'(t) - t$: 1 – определенные по модели Тер - Мартиросяна; 2 – определенные по модели Кевина - Фойгта; 3 – суммарные деформации, определенные по формуле (4.5)

Согласно рисунку 4.7, график осадка – время ($S' - t$) имеет вид двойной кривизны, которая в определенный момент времени переходит на стадию прогрессирующей осадки ($S \rightarrow \infty$ при $t = t^*$ - время разрушения).

Н.А. Цытович строил кривые ползучести, а также определял длительную устойчивость глинистого грунта при сдвиге (рисунок 4.8).

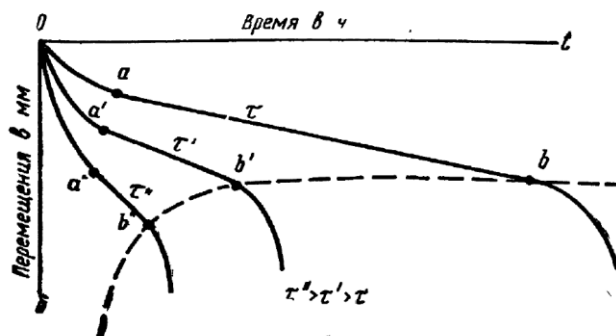


Рисунок 4.8. Схематическое изображение кривых ползучести и длительной устойчивости глинистого грунта при сдвиге по экспериментальным данным Н.А. Цытовича [87]

Н.А. Цытович [87] отмечал, что все вышеперечисленные стадии развития осадки во времени особенно ярко прослеживаются у глин пластичной консистенции и мерзлых льдонасыщенных грунтов. Помимо анализа стадий ползучести, Н.А. Цытовичем по точкам b, b', b'', b''' (рисунок 4.9), которые соответствуют наступлению прогрессирующего течения строился общий график длительной устойчивости исследуемого образца глинистого грунта (рисунок 4.9).

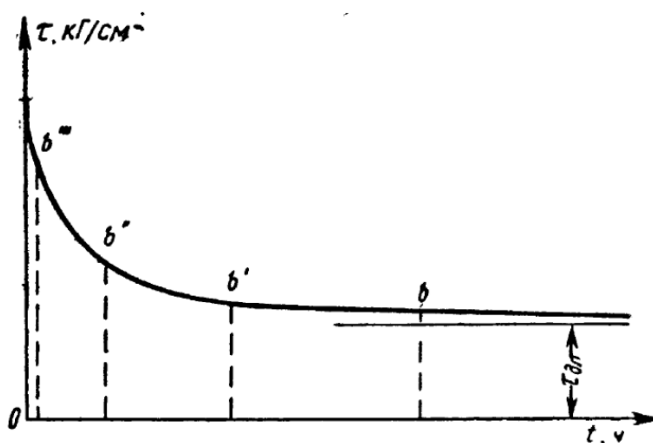
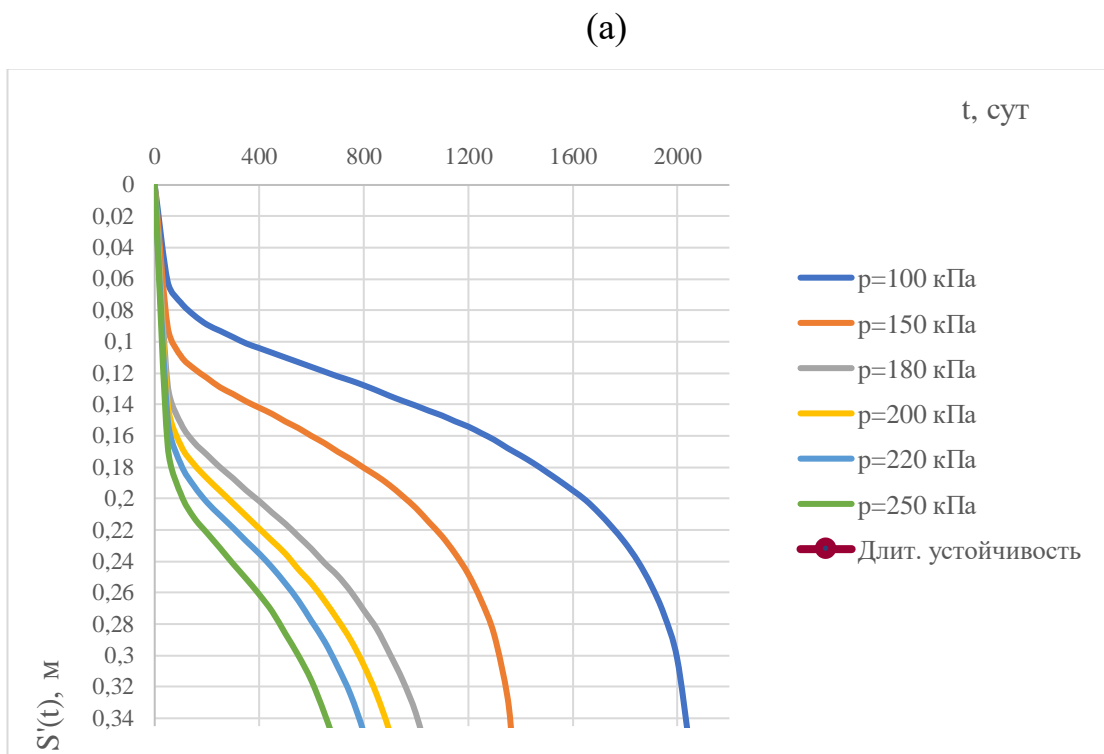


Рисунок 4.9. Кривая длительного сопротивления глинистого грунта при сдвиге по данным Н.А. Цытовича [87,100]

В настоящей работе также были построены графики зависимости $S' - t$ при разных нагрузках от фундамента p (рисунок 4.10а). График длительной устойчивости грунтового массива представлен на рисунке 4.10б. Значения нагрузок приняты следующие: $p_1 = 100$ кПа; $p_2 = 150$ кПа; $p_3 = 180$ кПа; $p_4 = 200$ кПа; $p_5 = 220$ кПа; $p_6 = 250$ кПа. Кривая длительного сопротивления грунтового массива была построена по точкам $(a1, \dots, a6)$, изображенным на рисунке 4.10а, которые иллюстрируют интенсивное нарастание деформаций во времени и наступление прогрессирующего разрушения грунтового основания. [85,140]



(б)

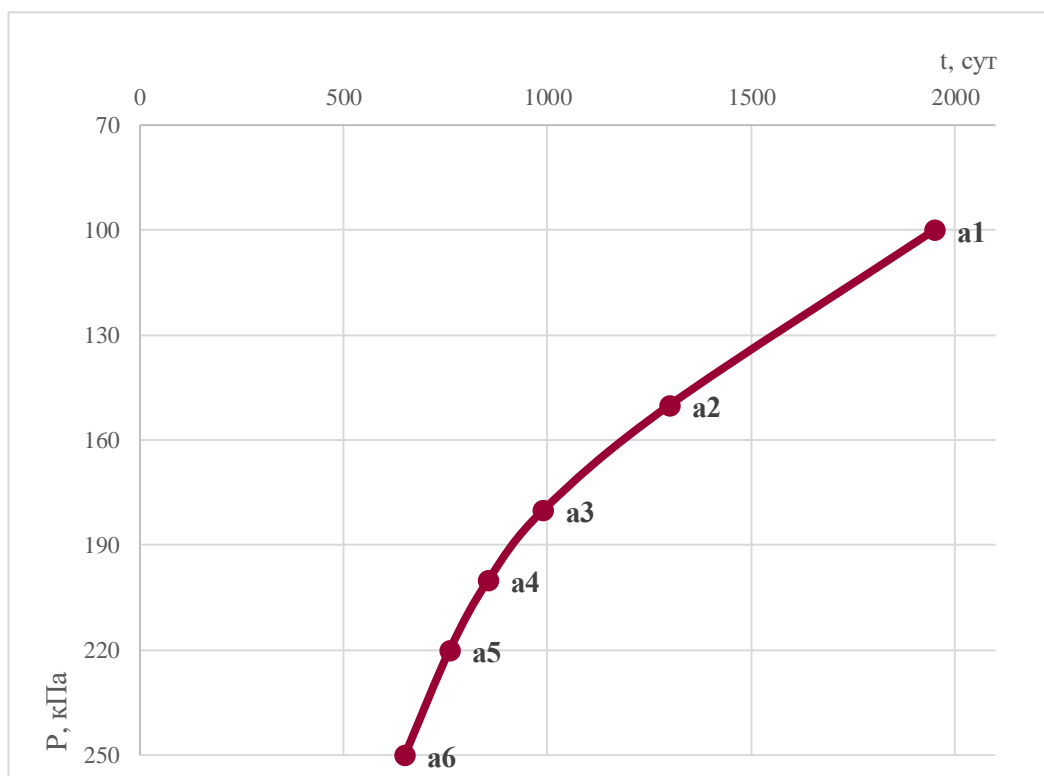


Рисунок 4.10. а) Суммарные осадки основания $S - t$ при различных нагрузках от фундамента p ; б) график длительной устойчивости основания.

Таким образом, график длительной устойчивости массива грунта, полученный по результатам расчета с использованием реологических моделей

вязкопластической деформации [79] и Кельвина – Фойгта (рисунок 4.10) и график длительной устойчивости основания, полученный по результатам лабораторных испытаний Н.А. Цытовичем [87] (рисунки 4.8 – 4.9), имеют удовлетворительную сходимость, что подтверждает приближение результатов расчета к лабораторным испытаниям.

4.3 Определение осадки во времени и длительной устойчивости массива грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, под воздействием распределенной нагрузки на расстоянии от ограждения котлована при различных параметрах.

Рассмотрим задачу, приведенную выше в разделе 4.2 при различных параметрах вязкости. Для построения графиков развития суммарных деформаций ползучести слоев в сжимаемой толще основания во времени (формула 4.4) были использованы следующие параметры грунтового основания с тремя различными значениями вязкости грунта [85]:

Таблица 4.2. Параметры грунтового основания

	η_v , кПа·сут	K , кПа	K/η_v , 1/сут	a	b	α	β
1	$1.657 \cdot 10^5$	3500	0.0043	1.2	60	171	40
2	$2.067 \cdot 10^5$		0.0016				
3	$4.372 \cdot 10^5$		0.00076				

Расчеты выполнялись при расстоянии $f=6$ м, ширина распределенной нагрузки для рассмотренных случаев составляет 6 метров. [85]

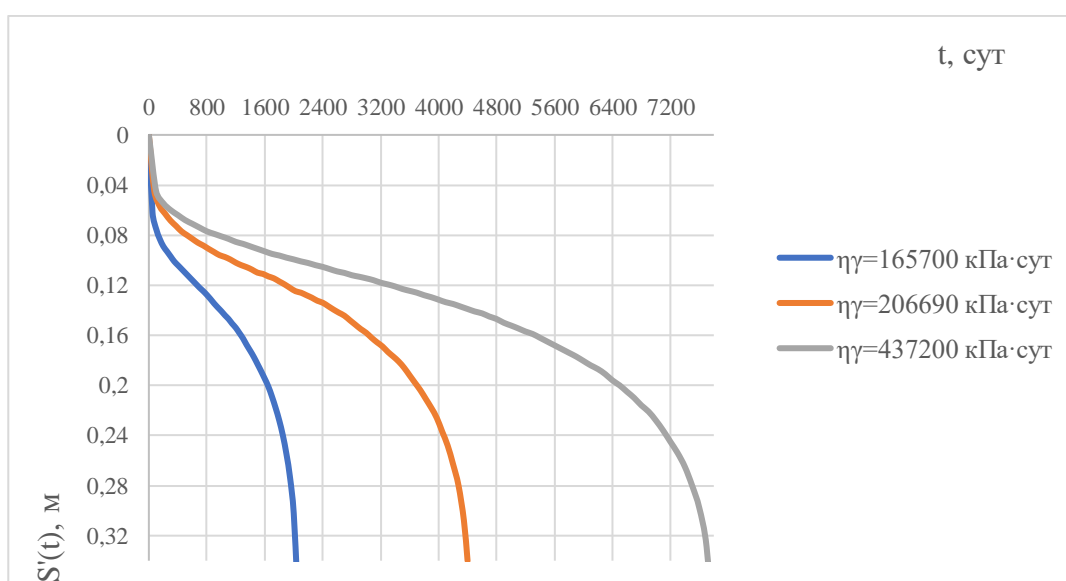


Рисунок 4.11. Суммарные осадки основания $S - t$ при нагрузке от фундамента $p=100$ кПа при различных параметрах вязкости

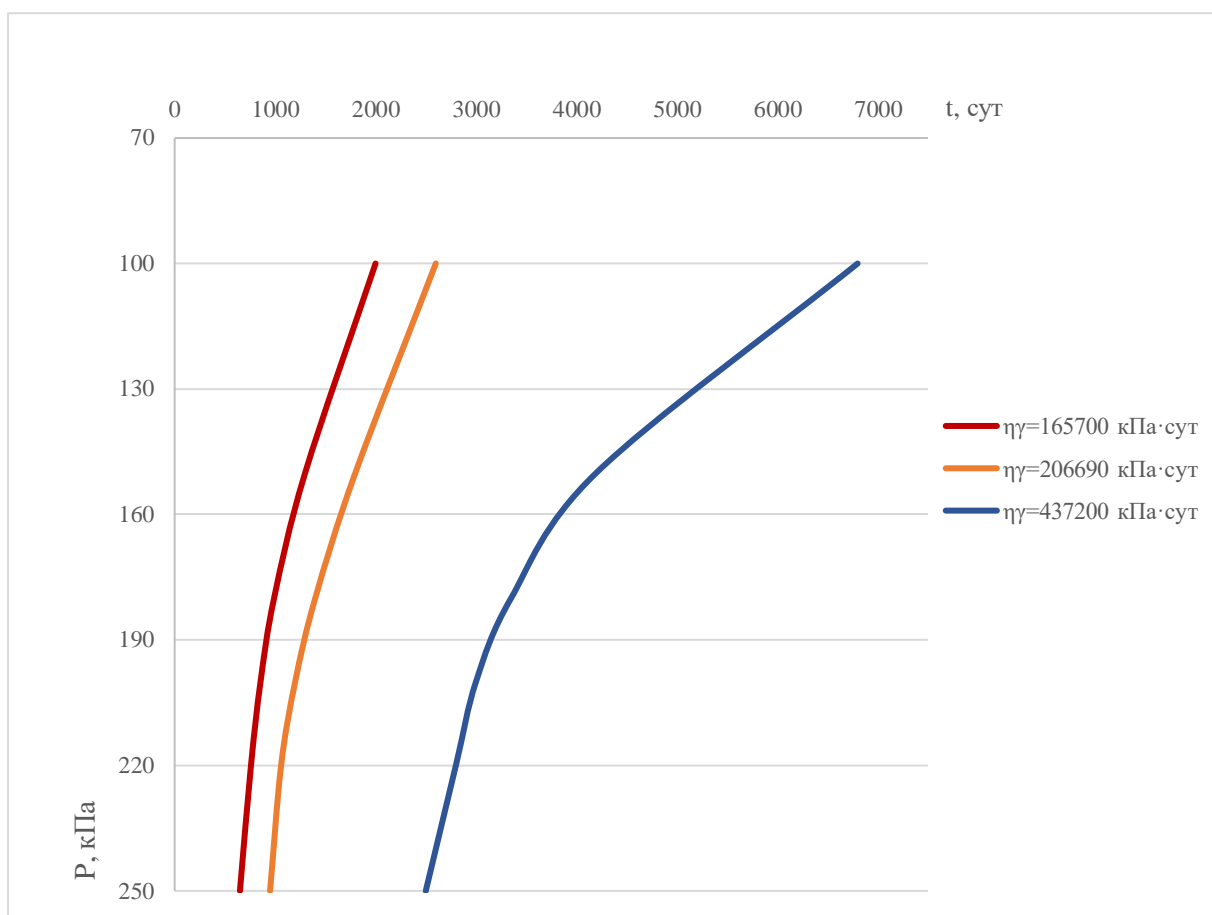


Рисунок 4.12. График длительной устойчивости основания при различных нагрузках от фундамента p и вязкости грунта $\eta\gamma$

Исходя из полученных зависимостей осадка-время, представленных на рисунке 4.12, следует, что чем меньше вязкость грунта, тем быстрее грунтовое основание переходит в стадию прогрессирующего разрушения. Причем длительная устойчивость основания нелинейно зависит от параметра вязкости.

Также рассмотрим эту задачу при различных расстояниях от борта котлована: $f_1=2$ м, $f_2=6$ м, $f_3=12$ м. На рисунках 4.10, 4.13 и 4.14 представлены графики зависимости $S' - t$ при разных нагрузках от фундамента p при $p_1 = 100$ кПа; $p_2 = 150$ кПа; $p_3 = 180$ кПа; $p_4 = 200$ кПа; $p_5 = 220$ кПа; $p_6 = 250$ кПа, а также кривые длительного сопротивления грунтового массива для принятых параметрах (рисунок 4.15).

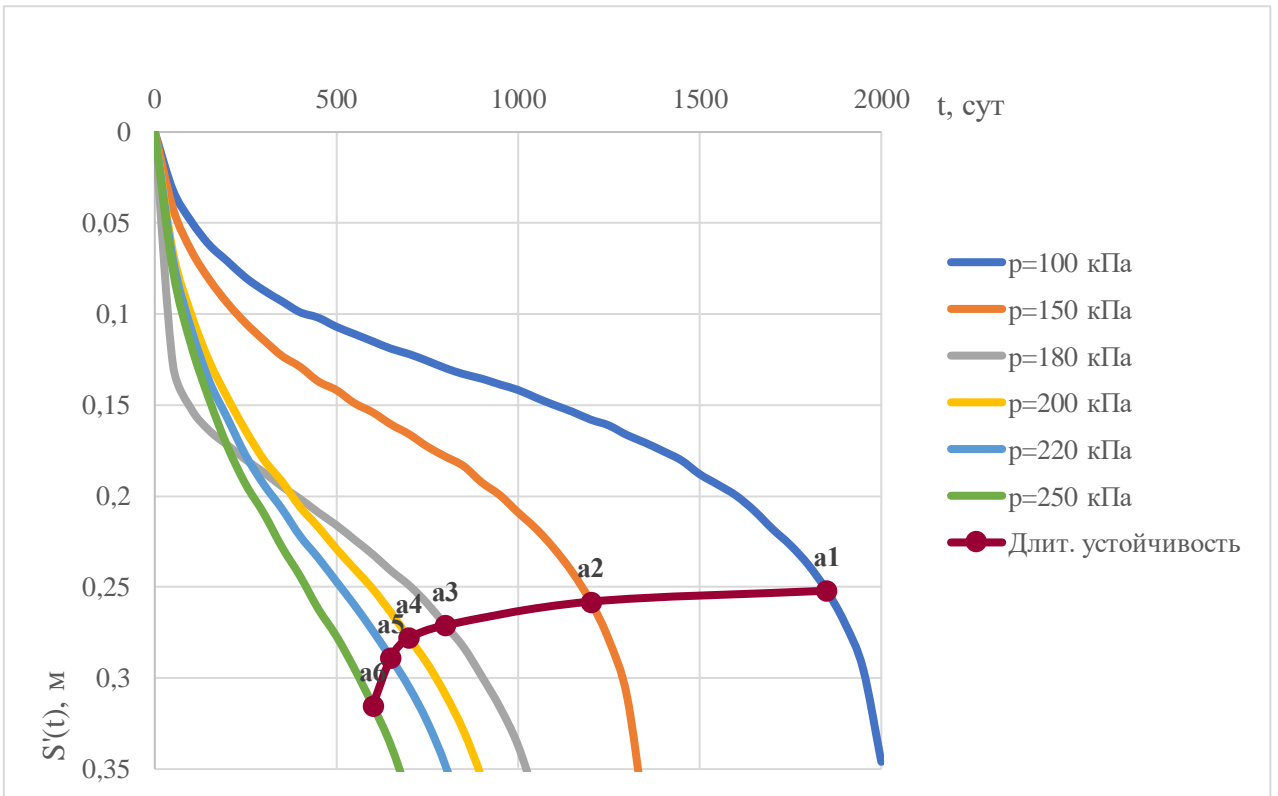


Рисунок 4.13. Суммарные осадки основания $S - t$ при различных нагрузках от фундамента p при расстоянии $f_l = 2$ м

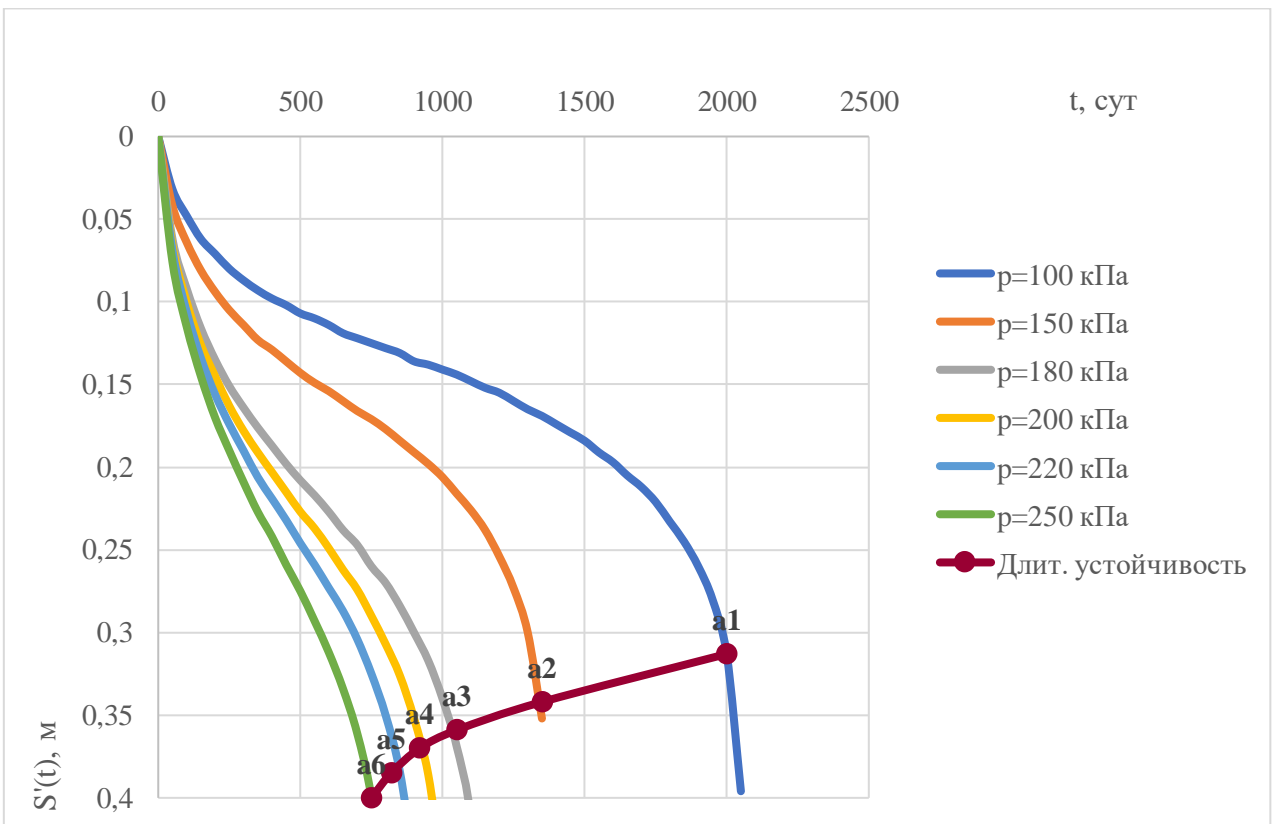


Рисунок 4.14. Суммарные осадки основания $S - t$ при различных нагрузках от фундамента p при расстоянии $f_z = 12$ м

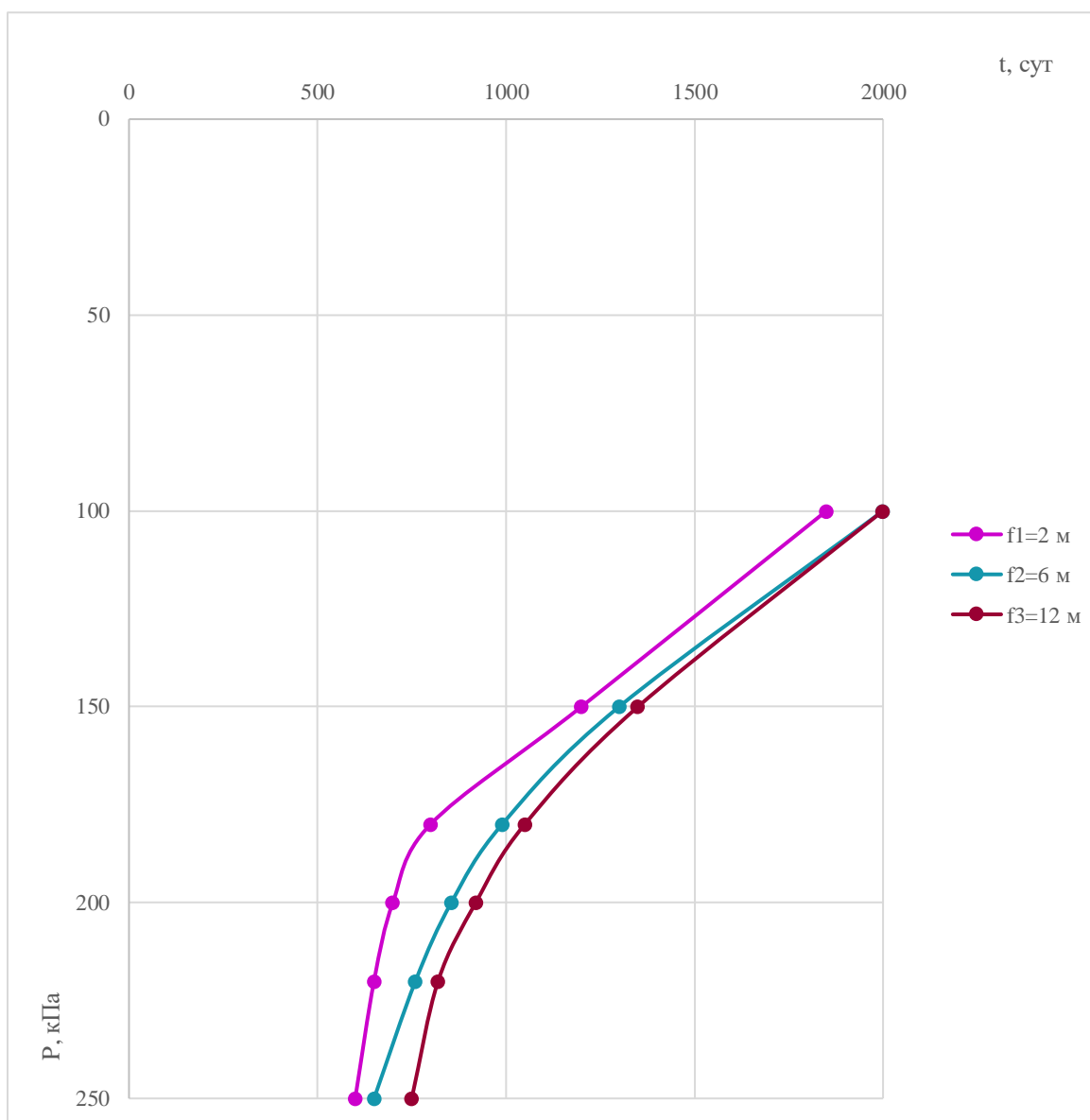


Рисунок 4.15. Сопоставительный график длительной устойчивости основания при различных нагрузках от фундамента p и расстояния от борта котлована до распределенной нагрузки f .

Сравнив графики длительной устойчивости основания, приведенные на рисунке 4.15, можно сделать вывод о том, что параметр расстояния от борта котлована до нагрузки существенно влияет на длительную устойчивость основания. По мере удаления распределенной нагрузки от борта котлована графики длительной устойчивости отличаются несущественно. А значит, можно считать, что при определенном расстоянии f рассмотренная задача приближается к модели основания конечной мощности и ширины, приведенной в главе 1.

Также сравним результаты, полученные при разных параметрах упрочнения и разупрочнения a, b, α, β . Для этого построим графики развития осадок во времени, приняв параметры упрочнения и разупрочнения по экспериментальным данным, полученных в НОЦ «Геотехника» в соответствии с действующей нормативной документацией. [17,18,27]

Таблица 4.3. Параметры грунтового основания, определенные экспериментальным путем, входящие в состав вязко-пластического уравнения

	η_γ , кПа·сут	a	b	α	β
1	$1.657 \cdot 10^5$	1.2	60	171	40
2	$5.76 \cdot 10^5$	60	9,0	0,8	0,175
3	$5.52 \cdot 10^4$	100	0,5	0,323	0,215

Построим графики для элементарного слоя при $\sigma_z=195,94$ кПа и $\sigma_m=126,67$ кПа. Результаты приведены на рисунках 4.16-4.18.

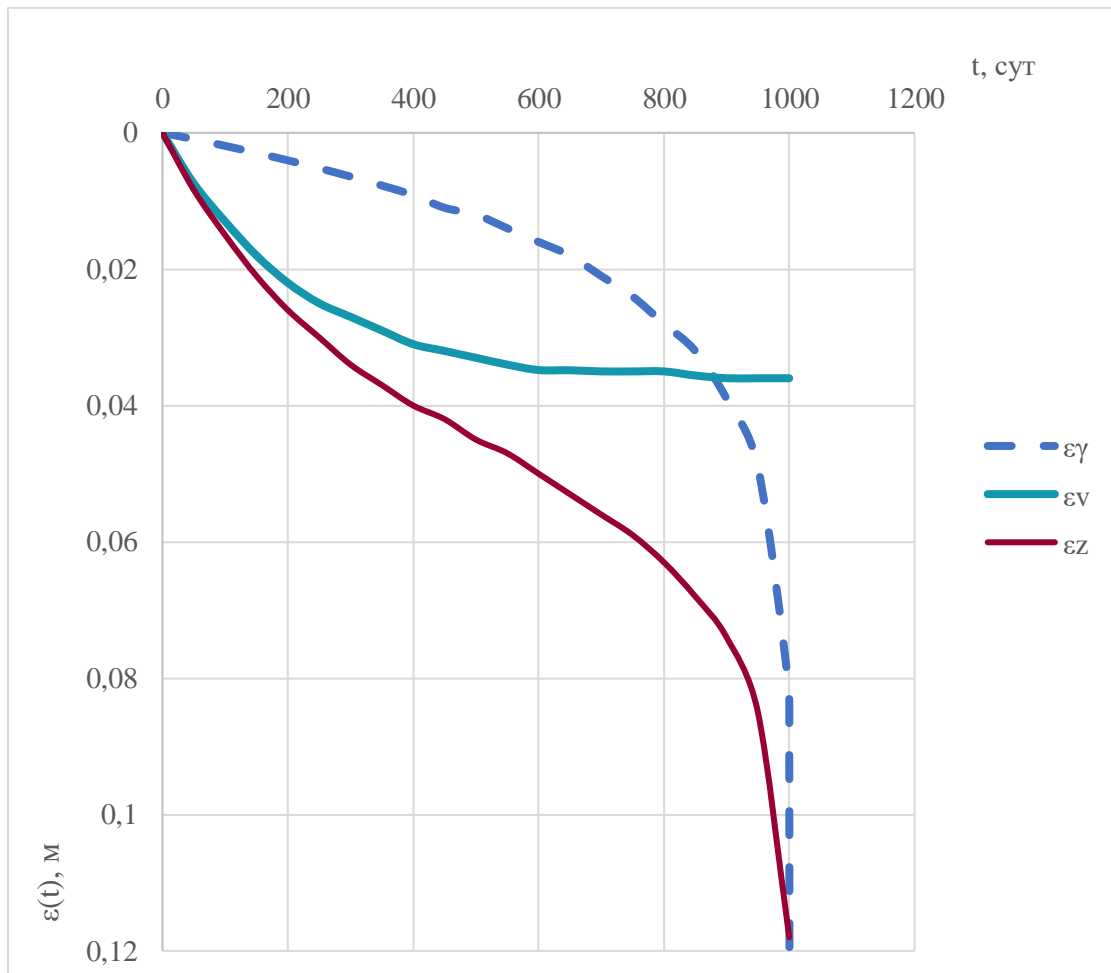


Рисунок 4.16. Графики сдвиговых, объемных и суммарных деформаций слоя $\varepsilon_z - t$ при параметрах $\eta_\gamma=1.657 \cdot 10^5$, $a=1.2$, $b=60$, $\alpha=171$, $\beta=40$

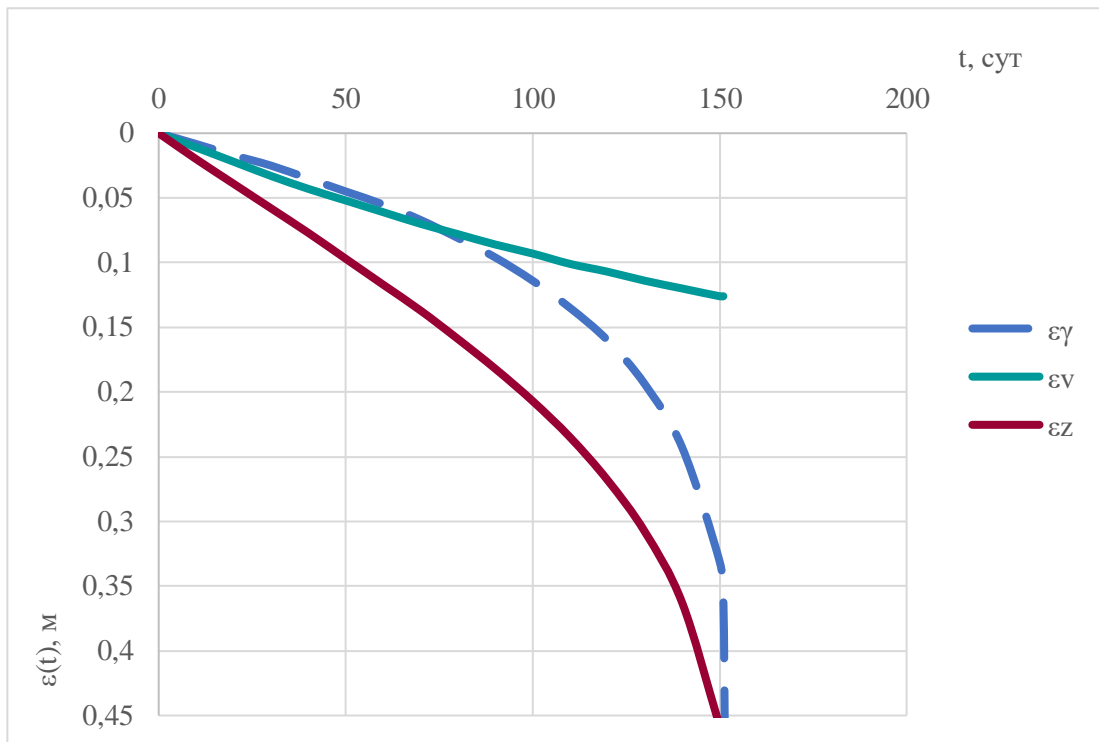


Рисунок 4.17. Графики сдвиговых, объемных и суммарных деформаций слоя $\varepsilon_z - t$ при параметрах $\eta_\gamma=5.52 \cdot 10^4$, $a=100$, $b=0.5$, $\alpha=0.323$, $\beta=0.215$

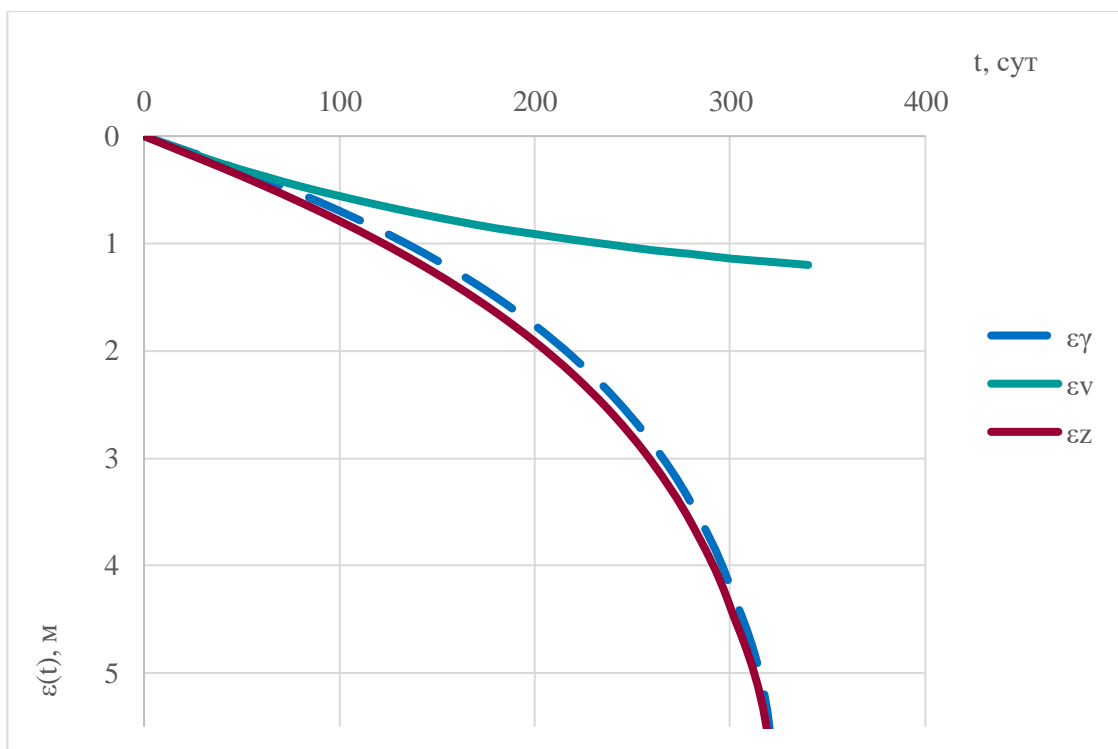


Рисунок 4.18. Графики сдвиговых, объемных и суммарных деформаций слоя $\varepsilon_z - t$ при параметрах $\eta_\gamma=5.76 \cdot 10^5$, $a=60$, $b=9.0$, $\alpha=0.8$, $\beta=0.175$

Исходя из графиков, изображенных на рисунках 4.16-4.18 можно сделать вывод, что параметры упрочнения и разупрочнения существенно влияют на характер развития деформаций ползучести во времени. Для каждого грунта параметры a , b , α , β должны определяться исключительно индивидуально экспериментальным путем с верификацией в ПК MathCAD.

Выводы по главе 4

1. Используемая в настоящей работе расчетная реологическая модель при участии реологической вязкопластической модели при сдвиге и модели объемных деформаций грунта Кельвина-Фойгта в составе физических уравнений Генки позволила определить деформации грунта $\varepsilon(\sigma - \varepsilon, \tau - \gamma)$, представленные в виде суммы объемной и сдвиговой составляющих этой деформации ($\varepsilon_z = \varepsilon_{z,v} + \varepsilon_{z,\gamma}$). В этом случае кривая деформации – время ($\varepsilon_z(t) - t$) имеет двойную кривизну;

2. Совместное использование вязкопластической модели, разработанной научным коллективом НОЦ «Геотехника», и модели Кельвина – Фойгта в составе определяющей системы уравнений Г. Генки при различных значениях нагрузок p позволяет получить график длительной устойчивости массива грунта. График длительной устойчивости, полученный по результатам расчета с использованием реологической модели, построенной по вязкопластической модели [79] и вязкоупругой модели Кельвина – Фойгта, и график длительной устойчивости, полученный по результатам лабораторных испытаний Н.А. Цытовичем [87], имеют удовлетворительную сходимость, что подтверждает приближение результатов расчета к лабораторным испытаниям;

3. Полученные зависимости осадка-время при разных параметрах вязкости грунта позволяют утверждать, что чем меньше вязкость грунта, тем быстрее грунтовое основание переходит в стадию прогрессирующего разрушения.

4. Для случаев, когда ограждение котлованов является постоянной подпорной конструкцией, или когда ограждение котлована с распорным

креплением выполняют свои функции более 3-4 лет без дальнейшего возведения конструкций и при этом вблизи ограждения котлована расположены здания и сооружения, необходимо решать задачи по определению осадок основания близрасположенной застройки во времени и длительной устойчивости основания;

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении диссертационной работы приведены итоги выполненных исследований. По результатам диссертационного исследования сделаны следующие выводы:

1. Изучены и проанализированы существующие теоретические и инженерные подходы к определению напряженно-деформированного состояния массивов грунтов при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована, осадок, а также длительной устойчивости оснований, выявлены и сформулированы их основные недостатки:

- отсутствие аналитических решений для определения компонент НДС грунтовых массивов при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована, позволяющих учитывать одновременно глубину котлована, расстояние от распределенной нагрузки до борта котлована, а также ее ширину и величину;

- несоответствие траекторий развития осадок между теоретическими прогнозами и экспериментальными исследованиями вследствие неучета упругопластического деформирования грунтов;

- использование в расчетах осадок постоянного модуля деформации, независящего от уровня напряжений;

- отсутствие расчетной модели по определению длительной устойчивости оснований массивов грунтов при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована во времени.

2. На основании сравнительного анализа полученного решения задачи о распределении напряжений в массиве грунта конечной ширины и толщины, опирающегося на несжимаемое основание, по методу тригонометрических рядов Рибьера-Файлона, задачи, основанной на решении Фламана, и ПВК PLAXIS 2D показано, что реальной работе грунтовых оснований при действии нагрузки, в частности на расстоянии от борта котлована, наиболее близко

соответствует расчетная модель, позволяющая учитывать ограниченность области деформирования по ширине и глубине.

3. Полученные напряжения в грунтовом массиве за ограждением котлована, в частности на их контакте показывают, что определяющими факторами напряженного состояния являются расстояние от бровки котлована до распределенной нагрузки (f , м), глубина котлована (h , м), величина нагрузки (q , кПа), ширина нагрузки ($b=2a$, м). При расположении распределенной нагрузки на глубине (d), данный фактор также оказывает существенное влияние на формирование НДС грунтового основания.

4. Рассмотрена расчетная упругопластическая модель, основанная на совместном применении моделей С.П. Тимошенко [92] и С.С. Григоряна [10] в составе определяющей системы физических уравнений Г. Генки. Отмечается, что данная модель позволяет учитывать изменение модуля сдвига G в зависимости от глубины и уровня напряжений, что в большей степени соответствует реальной работе грунтового массива под нагрузкой.

5. В условиях упругопластического поведения грунтового массива полученное аналитическое решение по формуле (3.16) позволяет определять критическую нагрузку на основание – $p_{кр}$, соответствующую предельному состоянию, и прогнозировать осадку и несущую способность грунтового основания в виде кривой осадка – нагрузка ($S - p$), имеющего траекторию с двойной кривизной. Установлено, что несущая способность грунтового массива при действии распределенной нагрузки вблизи борта котлована существенно зависит от параметра расстояния.

6. С целью прогнозирования длительной осадки и устойчивости грунтового основания расположенных вблизи котлованов зданий и сооружений при консервации сооружаемой подземной части в котловане рассмотрена расчетная реологическая модель, основанная на совместном использовании вязкопластической модели, разработанной научным коллективом НОЦ «Геотехника», [79] и упруговязкой модели Кельвина – Фойгта в составе определяющей системы физических уравнений Г. Генки [112], что позволяет

прогнозировать осадку во времени, а также длительную устойчивость массивов грунтов.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

Необходимо дальнейшее развитие метода расчета осадок и несущей способности оснований и фундаментов вблизи бортов котлованов, в том числе с учетом фактора времени на основании экспериментально-теоретических исследований. Это позволит совершенствовать методы количественной оценки НДС оснований, взаимодействующих с различными подземными конструкциями: фундаментами мелкого и глубокого заложения, ограждениями котлованов, конструкций тоннелей и инженерных коммуникаций.

Результаты теоретических исследований, выполненных в диссертационной работе, предлагается внедрить в практику инженерно-геотехнических изысканий, научно-исследовательских работ, а также в качестве дополнительной научно-технической литературы.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

ГОСТ – государственный стандарт

МКЭ – метод конечных элементов

НДС - напряженно – деформированное состояние

ПВК – программно-вычислительный комплекс

СП – свод правил

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. А. Ляв Математическая теория упругости / А. Ляв – М.: Книга по Требованию, 2021. – 674 с
2. Авторское свидетельство № 767615 А1 СССР, МПК G01N 3/24. Устройство для определения прочностных характеристик грунта: № 2614132 : заявл. 06.05.1978: опубл. 30.09.1980 / З. Г. Тер-Мартиросян, Д. М. Ахпателов, Ю. С. Григорьев, В. А. Тищенко; заявитель МОСКОВСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ИМ.В.В.КУЙБЫШЕВА.
3. Арутюнян Н.Х., Колмаковский В.Б. Теория ползучести неоднородных тел. – М.: Наука, 1983. – 307 с
4. Березанцев В.Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среда. М., 1952.
5. Березанцев, В. Г. Некоторые задачи теории предельного сопротивления грунтов нагрузке [Текст]: автореф. дис. ...д-ра техн. наук : 05.23.02 / Березанцев В. Г. – Ленинград, 1949.
6. Болдырев Г.Г. Двухповерхностная упругопластическая модель грунта // Основания, фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Сб. Казань. 1991. С. 95-105.
7. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. 2-е изд., доп. и испр. М.: ООО «Прондо». 2014. 812 с.
8. Болдырев Г.Г., Арефьев Д.В., Гордеев А.В. Определение деформационных характеристик грунтов различными лабораторными методами // Инженерные изыскания. 2010. №8. С. 16-23.
9. Болдырев, Г. Г. О влиянии метода определения модуля деформации на его значение [Текст] / Г. Г. Болдырев, Г. А. Новичков // Геотехника. - 2010. - № 3. – С. 36-43.

10. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов. – М.: Высш. шк., 1978. 447 с
11. Галашев, Ю. В. Экспериментальные исследования глубины сжимаемой толщи основания, нагруженного круглым штампом [Текст] / Ю. В. Галашев, В. П. Дыба, А. Ю. Мурзенко // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. – Новочеркасск : НПИ. – 1979. – С. 128-134.
12. Герсеванов, Н. М. К вопросу о бесконечно длинной балке на упругой почве, нагруженной силой [Текст] / Н. М. Герсеванов, Я. А. Мачерет // Гидротехническое строительство. – 1935. – № 10 ; Сборник трудов фундаментостроения. – Москва : Госстройиздат, 1937. – № 8.
13. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. М.: АСВ. 2001. 375 с.
14. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат. 1977. 256 с.
15. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В. И. Расчёт конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат. 1984. 628 с.
16. Горбунов-Посадов, М.И., Шехтер, О.Я., Кофман, В.А. Давление грунта на жесткий заглубленный фундамент и свободные деформации котлована / М.И. Горбунов-Посадов, О. Я. Шехтер, В.А. Кофман, / Труды НИИ оснований и фундаментов. - М.: Гостройиздат, 1954. - №24.
17. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
18. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
19. ГОСТ 24846-2012. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. Стандартиформ, 2013. 24 с.
20. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Москва. Стройиздат. 1981.

21. Далматов Б.И. Практический расчет осадки фундамента методом ограниченной сжимаемой толщи / Б.И. Далматов. – Л.: Изд-во ЛДНТП, 1965. 32 с.
22. Далматов Б.И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям / Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1968. 141 с.
23. Дубина, М.М. Деформации грунта при внедрении конических штампов / М.М. Дубина, О.В. Ашихмин, О.О. Паньков // Известия Вузов. Строительство. Научно-теоретический журнал.- Новосибирск 2005 - №7 - С. 119-122.
24. Дубина, М.М. Напряженно-деформированное состояние здания устройства примыкающего котлована. / М.М. Дубина, М.С. Чухлатый, О.В. Ашихмин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. Томск: изд-во ТГАСУ, 2003. - С.200-204.
25. Егоров К.Е. Опыт наблюдений за деформациями оснований зданий и сооружений / К.Е. Егоров // Труды Всесоюзного семинара "Фундаментостроение" – М.: Стройиздат, 1979. С. 9-11.
26. Егоров, К. Е. О деформации основания конечной толщины [Текст] / К. Е. Егоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1961. – № 1.
27. Ермошина Л.Ю. Осадка и несущая способность сваи и свайного фундамента с учетом фактора времени. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Специальность 2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения. Москва 2023.
28. Зарецкий Ю.К. О зависимости протекания осадки водонасыщенного грунта во времени от площади штампа / Ю.К. Зарецкий, Р.Х. Хакимов // Основания, фундаменты и подземные сооружения. 1973. № 62. М.: Стройиздат. С. 21-27.
29. Зарецкий, Ю. К. Влияние последовательности возведения близкорасположенных высотных зданий на осадки и крен фундаментных плит [Текст] / Ю. К. Зарецкий, М. И. Кабанцев // Вестник МГСУ. - 2006. - № 1. - С. 51-56.

30. Зарецкий, Ю.К. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого ленточного фундамента / Ю. К. Зарецкий, В. В. Орехов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1983. №5. с.21-24.

31. Ильюшин, А.А. Механика сплошной среды [Текст]: [Учебник для ин-тов по спец. "Механика"]. - 2-е изд., перераб. и доп. - Москва: Изд-во МГУ, 1978. - 287 с.: ил.; 22 см.

32. Клейн Г.К. Теория неоднородной линейно-деформируемой среды и ее приложение к расчету балок на сплошном основании. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. Москва. 1948. 244 с.

33. Клейн Г.К. Учет неоднородности разрывных деформаций и других механических свойств грунтов при расчете сооружений на сплошном основании, Сб. трудов МИСИ, №14, 1956г. стр. 85-88.

34. Колчин Г.Б., Фаверман Э.А. Теория упругости неоднородного тела. Кишинев. Штиинца. 1987. 166 с.

35. Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Плоская задача о распределении деформаций в основании со слабым промежуточным слоем //Сб. тр. НИИОСП. - вып.78.- М., 1982. с. 121-128.

36. Кузнецов Е.А. Давление круглого цилиндра на полупространство с переменным по глубине коэффициентом Пуассона. // Изв. АН СССР. МТТ. 1985. № 1.С. 73-86.

37. Кузнецов Е.А. О взаимосвязи некоторых контактных характеристик с переменными упругими свойствами сопряженных тел. //Трение и износ, 1983. Т.4. № 2. С. 238-248.

38. Курилин Н.О. Прогноз изменения НДС неоднородного грунтового массива оснований плитных фундаментов АЭС: диссертация ... кандидата технических наук : 2.1.2. / Курилин Никита Олегович; [Место защиты: ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»]. - Москва, 2021. - 149 с.: ил.

39. Ланько, С.В. Влияние грунтоцементных конструкций на деформируемость ограждений котлованов в условиях городской застройки: диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.02 / Ланько Сергей Владимирович; [Место защиты: С.-Петерб. гос. архитектур.-строит. ун-т]. - Санкт-Петербург, 2013. - 169 с.: ил.

40. Леденев, В.В. Теоретические основы механики деформирования и разрушения: монография / В.В. Леденев, В.Г. Однолько, З.Х. Нгуен. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с. – 100 экз. – ISBN 978-5-8265-1208-1.

41. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела, М. 1977 г., изд. Наука, 407 стр.

42. Ломизе, Г.М. Исследование закономерностей развития напряженно-деформированного состояния песчанного основания при плоской деформации / Г.М. Ломизе, А.Л. Крыжановский, В.Ф. Петрянин // Основания, фундаменты и механика грунтов.- 1972 №1.

43. Ломизе, Г.М. К экспериментальному изучению НДС в плоской задаче деформации грунтового основания / Г.М. Ломизе, А.Л. Крыжановский, В.Ф. Петрянин // сб. «Вопр. Мех. Грунтов и строительства на лессовых основаниях», Грозный, 1970, стр.90-97.

44. Лузин, И. Н. Напряженно- деформированное состояние оснований фундаментов глубокого заложения на однородном и неоднородном переуплотненном грунтовым полупространстве [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Лузин И. Н. - Москва, 2017. - 133 с.

45. Малышев, М. В. О совместной работе жестких фундаментов на нелинейно-деформируемом основании / В. М. Малышев, Ю. К. Зарецкий, В. Н. Широков, В. А. Черемных // Тр. к VIII Междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат, 1973. С. 97-103.

46. Малышев, М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. М.: Стройиздат, 1980. 137 с.

47. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Гутовский В.Э. Влияние трёхуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки // Жилищное строительство. – 2010. – №5. – С. 23-27.
48. Маслов, Н.Н. Длительная устойчивость и деформация смещения подпорных стенок / Н.Н. Маслов. -М.: Энергия, 1968.
49. Месчан С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра. 1978. 207 с.
50. Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов / С.Р. Месчан. М. Недра. 1985. 342 с.
51. Механические свойства грунтовых оснований [Текст] : [Учеб. пособие для трансп. и инж.-строит. вузов] / И. И. Черкасов, проф. д-р техн. наук. — Москва : Автотрансиздат, 1958. — 156 с. : ил.; 22 см.
52. Мирсяпов И.Т. Физико-механические свойства глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии / И.Т. Мирсяпов, И.В. Королева // Вестник гражданских инженеров. – 2011. - №1 (26). – С. 82-87.
53. Мирсяпов И.Т. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии / И.Т. Мирсяпов, И.В. Королева // Известия КазГАСУ. – 2011. - №2 (16). – С.121-128
54. Мурзенко, Ю. Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упруго-пластической стадии работы с применением ЭВМ [Текст] / Ю. Н. Мурзенко. – Ленинград : Стройиздат. – 1989. – 134 с.
55. Мурзенко, Ю. Н. Упругопластическое состояние основания при полосовой нагрузке [Текст] / Ю. Н. Мурзенко // Труды НИИ. – Новочеркасск, 1972. - Т. 328 – С. 3-19.
56. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости изд. Наука, М. 1966 г.
57. Надаи, А. Пластичность и разрушение твердых тел [Текст] : Пер. с англ. / Под ред. Г. С. Шапиро. - Москва : Изд-во иностр. лит., 1954-1969. - 2 т.; 23 см.

58. Нгуен Вьет Туан. Напряженно – деформированное состояние грунтов основания и бортов котлована с учетом пространственного фактора: Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: спец. 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения» / Нгуен Вьет Туан. Москва, 2006. 197 с.

59. Никифорова, Н.С. Деформации зданий вблизи глубоких котлованов и подземных выработок в условиях тесной городской застройки и методы защиты: докт. дисс. М., 2008. 324 с.

60. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники. – СПб : ГК «Геореконструкция», 2011. – 262 с.

61. Парамонов В.Н. Факторы риска при устройстве подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях // Жилищное строительство. 2009. – № 2. – С. 35–37.

62. Патент № 2578514 С1 Российская Федерация, МПК G01N 11/10. Грунтовый вискозиметр : № 2014151525/28 : заявл. 19.12.2014 : опубл. 27.03.2016 / З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян, А. Ю. Мирный, Е. С. Соболев; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ" (ФГБОУ ВПО "МГСУ").

63. Пилягин, А. В. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов зданий и сооружений [Текст] / А.В. Пилягин. – Чебоксары, 2010. – С. 128-138.

64. Покровский, Г.И. О деформациях скашивания в грунтах / Г.И. Покровский// Основания и фундаменты. - 1933.

65. Польшин Д.Е. Опытные определения модуля сжимаемости основания / Статья в книге М.И. Горбунова – Посадова, Таблицы для расчета балок на упругом основании. Госстройиздат. 1939.

66. Пронозин Я.А., Наумкина Ю.В., Рачков Д.В. Уточненный метод послойного суммирования для определения осадки плитных фундаментов // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. 2015. №3. С. 82-86.

67. Пронозин, Я. А. Взаимодействие ленточно-оболочечных фундаментов с сильносжимаемым грунтовым основанием: специальность 05.23.02 "Основания и фундаменты, подземные сооружения" : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Пронозин Яков Александрович. – Москва, 2016. – 22 с.

68. Прохоров, Н. И. Геотехнический прогноз устойчивости оползнеопасного глинистого склона в условиях нового строительства / Н. И. Прохоров, А. В. Корнеев // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. – 2014. – № 1. – С. 47-55. – EDN TJWHFR.

69. Работнов Ю.Н. Кратковременная ползучесть, изд. Наука, М. 1979. 222 с.

70. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций, изд. Наука, М. 1966 752 с.

71. Разводовский Д.Е., Шулятьев О.А, Никифорова Н.С. «Оценка влияния нового строительства и мероприятия по защите существующих зданий и сооружений». XII том РАСЭ «Строительство подземных сооружений», стр. 230-239. Москва, 2008.

72. Рачков Д.В. Взаимодействие системы "основание - фундамент" при криволинейной форме контактной поверхности: диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.02 / Рачков Дмитрий Владимирович; [Место защиты: Волгогр. гос. техн. ун-т]. - Тюмень, 2018. - 164 с. : ил.

73. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. М.: Стройиздат. 1968. 419 с.

74. Сахаров И.И., Лыкова Н.И. Расчет подземных сооружений в условиях тесной городской застройки // «Жилищное строительство». – 2009. – № 2. – С. 19–21.

75. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании [Текст] / И. А. Симвулиди. – Москва : Высш. шк., 1973.

76. Сеницын, А. П. Расчет балок и плит на упругом основании [Текст] / А. П. Сеницын. – Москва : Стройиздат, 1973. – 176 с.
77. Сорочан, Е. А. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика [Текст] / Е. А. Сорочан, Ю. П. Трофименко. – Москва : Стройиздат. – 1975.
78. СП 22.13330.2016. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М.: Минрегион России. 2016. 220 с.
79. Тер-Мартirosян А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения. Москва 2016.
80. Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю. Области применения современных механических моделей грунтов//Геотехника. 2017. № 1. С. 20-26.
81. Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Методика решения обратной задачи расчета осадок плитных фундаментов по данным геотехнического мониторинга, Интернет-вестник ВолгГАСУ. 2012. №3 (23). С. 7.
82. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. М.: Стройиздат. 1990. 200 с.
83. Тер-Мартirosян З.Г., Ванина Ю.В. Напряженно-деформированное состояние грунтового массива в четверти плоскости под воздействием полосовой нагрузки // Вестник МГСУ . 2020. Т. 15. Вып. 11. С. 1505–1512. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.11.1505-1512.
84. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. - Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью, изд. АСВ, Москва, 2020. – 912 с.
85. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В. Длительная осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки при разных параметрах вязкости грунта // Вестник

МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 12. С. 1664–1676. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.12.1664-1676.

86. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В. Осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 4. С. 443–453. DOI:10.22227/1997-0935.2022.4.443-453.

87. Тер-Мартirosян З.Г., Цытович Н.А. О вторичной консолидации глин // "ОФМГ". 1965. № 5. С. 12-15.

88. Тер-Мартirosян, З.Г. Консолидация и ползучесть слоя грунта ограниченной ширины под действием местной нагрузки / З.Г. Тер-Мартirosян, Пак Чун Сун // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1998. - №2. - С. 2-6.

89. Тер-Степанян, Г.И. Теория прогрессирующего разрушения в грунтовых и скальных породах / Г.И. Тер-Степанян. - Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1975. - С. 32.

90. Терцаги, К. Теория механики грунтов/ К. Терцаги. – Москва. 1961. 507 с.

91. Тетиор, А. Н. Об устойчивости оснований под фундаментами с криволинейной формой подошвы [Текст] / А.Н. Тетиор // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1969. – № 5. – С. 3.

92. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости.- М.:Наука, 1975. – 576 с.

93. Улицкий В.М., Алексеев С.И. Обеспечение сохранности зданий при устройстве котлованов и прокладке инженерных сетей в Санкт-Петербурге.// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №4. – с. 17–21.

94. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Подземные сооружения в условиях городской застройки на слабых грунтах // Гидротехника. – 2010. – №2. – С. 46–50.

95. Фадеев А.Б. Бабанов, В.В. Подземные сооружения. – Л., ЛИСИ, 1987.

96. Фадеев А.Б., Прегер А.Л. Решение геотехнических задач методом конечных элементов. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1994.
97. Федоровский В.Г. Численное моделирование работы образца грунта при трехостном сжатии. // Численные методы решения задач механики грунтов и расчеты фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях: Сб. науч. тр. – Москва : [б. и.], 1985. – С. 145–154.
98. Флорин В.А. - Основы механики грунтов, том 1, Москва, изд. Госстроиздат, 1961. – 543 с.
99. Фрадис Э.Д. Вопросы деформируемости и прочности песчаных грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Специальность 05.00.00 – Основания и фундаменты, подземные сооружения. Москва 1969.
100. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Стройиздат, 1963 - 730 с.
101. Черкасов И.И. Упругие и структурные деформации в песчаных грунтах. М., 1958.
102. Шукле, Л. Реологические проблемы механики грунтов;/ Л. Шукле: Пер: с; англ. М.: Стройиздат, 1976 - 486 с.
103. Якоби Э.К. Расчёт шпунтовых стенок. – СПб, 1912.
104. Bjerrum, L. Direct simple-shear tests on a norwegian quick clay / L. Bjerrum, A. Landva // Geotechnique. – 1966. - Vol. 16. - Iss.1. – Pp. 1-20. – DOI: 10.1680/geot.1966.16.1.1.
105. Chomacki, Leszek. (2019). Numerical analysis of settlement of a high-rise building using two constitutive soil models. MATEC Web of Conferences. 262. 04002. 10.1051/mateconf/201926204002.
106. Coulomb, C. Application des regles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L`architecture [Text] / C. Coulomb // Memories de savants strangers de L`Academlie des sciences de Paris. 1773.
107. Drucker D.C., Prager W. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. // Quart. Appl. Math. 10. 1952. p. 157- 165.

108. Dyvik, R. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests / R. Dyvik, T. Berre, S. Lacasse, B. Raadim // *Geotechnique*. – 1987. - Vol. 37.- Iss.1. – Pp. 3-10. – DOI: 10.1680/geot.1987.37.1.3.
109. Flamant - *Comptes rendus*, t 114. Paris. 1892.
110. Franke, E. A new Direct Simple Shear device / E. Franke, M. Kiekbusch, B. Schuppene // *Geotechnical Testing Journal*. -1979. - Vol. 2. - Iss. 4. – Pp. 190-199.
111. Halliday, Alexandra & Vulpe, Cristina & Fourie, Andy & Arenas, Alfredo. (2023). Limitations of Classic Constitutive Soil Models and Their Suitability to Represent Tailings Behaviour. 10.1007/978-3-031-12851-6_13.
112. Hencky H. Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen // *ZaMM*. 1924. S. 323-334 (perevod: Il'yushin A.A. *Plastichnost'*. CH. 1. Uprugo plasticheskie deformacii. M.; L.: Gostekhizdat, 1948. 376 s.).
113. Henkel, D.J. Investigation of two long-term failures in London clay slopes at Wood Green and Northolt /D.J.Henkel// *Proc. 4-th Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - London, 1957. Vol.2. - P. 315-320.*
114. Higo Y. A Three - Dimensional Elasto-Viscoplastic Strain Localization Analysis of Water-Saturated Clay / Y. Higo, F. Oka, T. Kodakat, S. Kimoto // *Geo-Research Institute, Osaka, Japan. - Vol. 86, 2006. - P. 3205 - 3240.*
115. Hsiung, Bin-Chen & Dao, Sy-Dan. (2014). Evaluation of Constitutive Soil Models for Predicting Movements Caused by a Deep Excavation in Sands. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 19.
116. Hsiung, Bin-Chen & Dao, Sy-Dan. (2015). Prediction of ground surface settlements caused by deep excavations in sands. *Geotechnical Engineering*. 46. 111-118.
117. Huynh, Thien & Lai, Van Qui & Boonyatee, Tirawat & Keawsawasvong, Suraparb. (2022). Verification of soil parameters of hardening soil model with small-strain stiffness for deep excavations in medium dense sand in Ho Chi Minh City, Vietnam. *Innovative Infrastructure Solutions*. 7. 15. 10.1007/s41062-021-00621-x.

118. Janbu, N. and Senneset, K. 1981. "Settlement Due to Drained. Cyclic Loads." Proceedings Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 1. pp 165-170. Stockholm. Sweden. Available from A. A. Balkema. P.O. Box 1675. Rotterdam. The Netherlands.

119. Kjellman, W. Testing the shear strength of clay in Sweden / W. Kjellman // *Geotechnique*. – 1951. - Vol. 2. Iss. 3. – Pp. 225-235

120. Lim, Aswin & Ou, Chang-Yu & Hsieh, Pio-Go. (2020). A novel strut-free retaining wall system for deep excavation in soft clay: numerical study. *Acta Geotechnica*. 15. 10.1007/s11440-019-00851-5.

121. Mirsayapov, I. T. Changes in physical and mechanical characteristics of soil under triaxial loading / I. T. Mirsayapov, I. V. Koroleva // *Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations : Proceedings of the International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations, GFAC 2019, Saint Petersburg, 06–08 February 2019. – Saint-Petersburg: Taylor & Francis Group, 2019. – P. 193-196. – DOI 10.1201/9780429058882-37.*

122. Mirsayapov, I. T. Softening and hardening clay soil under loading / I. T. Mirsayapov, I. V. Koroleva // *IOP conference series: Materials Science and Engineering, Kazan, 29 апреля – 15 2020 года. Vol. 890. – Kazan, Russia: IOP Science, 2020. – P. 012070. – DOI 10.1088/1757-899X/890/1/012070.*

123. Mirsayapov, I. T. Study the behavior of the boundary wall of deep foundation pit near the reconstructed building / I. T. Mirsayapov, I. V. Koroleva // *16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2019 : 16, Geotechnique for Sustainable Development and Emerging Market Regions, Taipei, 14–18 October 2019. – Taipei, 2020.*

124. Perloff, W. H. 1975. "Pressure Distribution and Settlement." Chapter 4." *Foundation Engineering Handbook*. pp 148-196. H. F. Winterkorn and H. Y. Fang. ed. Available from Van Nostrand Reinhold Company. New York. NY 10020.

125. Ponsele J.V. Mem. officier genie. – 1840. – XIII. – pp. 261-270

126. Roscoe, K. H. On the generalized Stress-Strain Behavior of «Wet» Clay [Text] / K.H. Roscoe, J.B. Burland // Cambridge Univ. press : Heyman Leskie, 1968.
127. Roscoe, K.H. An apparatus for the application of simple shear to soil samples /K.H. Roscoe // Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE). Switzerland. – Vol. 1. - Pp. 186-191.
128. Schmertmann, J. H. 1955. "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay." Transactions. Vol 120. pp 1201-1233. Available from American Society of Civil Engineers. 345 East 47th Street. New York. NY 10017.
129. Schmertmann, J. H. 1978. Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design. Report No. FHWA-TS-78-209. Available from US Department of Transportation. Federal Highway Administration. Office of Research and Development. Washington. DC 20590.
130. Schultze, E. and Sherif, G. 1973. "Prediction of Settlements From Evaluated Settlement Observations for Sand," Proceedings Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, p. 225-230. Available from USSR National Society for Soil Mechanics and Foundation Engineers, Gosstroy USSR, Marx Prospect 12, Moscow K-9.
131. Sekhavatian, Arash & Choobbasti, A. (2018). Comparison of Constitutive Soil Models in Predicting Movements Caused by an Underground Excavation. International Journal of Soil Science. 10.3923/ijss.2018.
132. Skempton A.W. Long term stabilizing of clays slopes. "Geotechnique".
133. Ter-Martirosyan Z.G. Rheological parameters of soils and design of foundations, Oxford and JBK Publishing co. PVT. LTD. New Delhi, 1992, p.p. 188
134. Ter-Martirosyan, A.Z. Experience of determining the parameters of the elastoviscoplastic soil model / A. Ter-Martirosyan, A. Manukyan, L. Ermoshina // E3S Web of Conferences. - 2021. - Vol. 263. - No02051. – DOI: 10.1051/e3sconf/202126302051.
135. Ter-Martirosyan, A.Z. A Mathematical Analysis of the Stress Statement of the Soil Basis under Complex Loading near the Retaining Wall / A.Z. Ter-

Martirosyan, Y. V. Vanina // Axioms. – 2023. Vol. 12. –№536/ DOI 10.3390/axioms12060536

136. Ter-Martirosyan, Z. Creep of clayey soil with kinematic shear, taking into account internal friction, adhesion and viscous resistance / Z. Ter-Martirosyan, A. Ter-Martirosyan, L. Ermoshina // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. -2019. - Vol. 661. - No012095. – DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012095.

137. Ter-Martirosyan, Z. Interaction of Weighty Layer of Soil of Limited Thickness with Incompressible Base and Pit Fence When Exposed to Distributed Load Near It / Z. Ter-Martirosyan, A. Ter-Martirosyan, Y. Vanina // XV International Scientific Conference “INTERAGROMASH 2022”. INTERAGROMASH 2022. Lecture Notes in Networks and Systems. – 2023. Vol. 574. DOI 10.1007/978-3-031-21432-5_336

138. Ter-Martirosyan, Z.G. Impact of a deep foundation on enclosing wall structure of excavation / Z.G. Ter-Martirosyan, Yu. V. Vanina // IOP Conference Series: Journal of Physics Conference Series. – 2021. Vol. 1928. – №012004/ – DOI 10.1088/1742-6596/1928/1/012004.

139. Ter-Martirosyan, Z.G. Mathematical Analysis for the Evaluation of Settlement and Load-Bearing Capacity of a Soil Base Adjacent to an Excavation Pit / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan, Y. V. Vanina // Axioms. – 2022. Vol. 11. –№ 353/ DOI 10.3390/axioms11080353.

140. Ter-Martirosyan, Z.G. Mathematical Computations of Long-Term Settlement and Bearing Capacity of Soil Bases and Foundations near Vertical Excavation Pits / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan, Y. V. Vanina // Axioms. – 2022. Vol. 11. – № 679/ DOI 10.3390/axioms11120679.

141. Ter-Martirosyan, Z.G. Stress-strain state of the soil mass under the uniformly distributed load action adjacent to a vertical excavation / Z.G. Ter-Martirosyan, I.N. Luzin, Yu. V. Vanina, A.Z. Ter-Martirosyan // IOP Conference Series: Material Science and Engineering. – 2021. Vol. 1083. –№012015/ – DOI 10.1088/1757-899X/1083/1/012015.

142. Terzaghi K. and Peck R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wylie & Sons. Inc.. New York. 1948. 1967.

143. Wang G., Sitar N.. Numerical Analysis Of Piles In Elasto-Plastic Soils Under Axial Loading // 17th ASCE Engineering Mechanics Conference. 2004. pp. 1-7

144. Wong, L. (2022). Wall-Soil Interaction Effects on Ground Movements Adjacent to Excavations. 474-486. 10.21467/proceedings.133.41.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. Список публикаций автора по теме диссертационного исследования

Публикации в изданиях, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий ВАК:

1. Тер-Мартirosян З.Г., Ванина Ю.В. Напряженно-деформированное состояние грунтового массива в четверти плоскости под воздействием полосовой нагрузки // Вестник МГСУ . 2020. Т. 15. Вып. 11. С. 1505–1512. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.11.1505-1512.

2. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В. Осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 4. С. 443–453. DOI:10.22227/1997-0935.2022.4.443-453.

3. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В. Длительная осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки при разных параметрах вязкости грунта // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 12. С. 1664–1676. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.12.1664-1676.

Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и др.:

4. Ter-Martirosyan, Z.G. Stress-strain state of the soil mass under the uniformly distributed load action adjacent to a vertical excavation / Z.G. Ter-Martirosyan, I.N. Luzin, Yu. V. Vanina, A.Z. Ter-Martirosyan // IOP Conference Series: Material Science and Engineering. – 2021. Vol. 1083. –№012015/ – DOI 10.1088/1757-899X/1083/1/012015.

5. Ter-Martirosyan, Z.G. Impact of a deep foundation on enclosing wall structure of excavation / Z.G. Ter-Martirosyan, Yu. V. Vanina // IOP Conference Series: Journal of Physics Conference Series. – 2021. Vol. 1928. – №012004/ – DOI 10.1088/1742-6596/1928/1/012004.

6. Ter-Martirosyan, Z.G. Mathematical Analysis for the Evaluation of Settlement and Load-Bearing Capacity of a Soil Base Adjacent to an Excavation Pit / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan, Y. V. Vanina // *Axioms*. – 2022. Vol. 11. – № 353/ DOI 10.3390/axioms11080353.
7. Ter-Martirosyan, Z.G. Mathematical Computations of Long-Term Settlement and Bearing Capacity of Soil Bases and Foundations near Vertical Excavation Pits / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan, Y. V. Vanina // *Axioms*. – 2022. Vol. 11. – № 679/ DOI 10.3390/axioms11120679.
8. Ter-Martirosyan, Z. Interaction of Weighty Layer of Soil of Limited Thickness with Incompressible Base and Pit Fence When Exposed to Distributed Load Near It / Z. Ter-Martirosyan, A. Ter-Martirosyan, Y. Vanina // XV International Scientific Conference “INTERAGROMASH 2022”. INTERAGROMASH 2022. Lecture Notes in Networks and Systems. – 2023. Vol. 574. DOI 10.1007/978-3-031-21432-5_336
9. Ter-Martirosyan, A.Z. A Mathematical Analysis of the Stress Statement of the Soil Basis under Complex Loading near the Retaining Wall / A.Z. Ter-Martirosyan, Y. V. Vanina // *Axioms*. – 2023. Vol. 12. – №536/ DOI 10.3390/axioms12060536

ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Акт внедрения результатов диссертационного исследования

Общество с ограниченной ответственностью
Институт по изысканиям и проектированию
транспортных и инженерных сооружений
«Мосинжпроект»



Сверчков пер, д. 4/1, стр.1, Москва, 101000
Секретариат: т. 8-495-625-25-44; ф.: 8-495-624-71-26;
Канцелярия: т. 8-495-625-39-69; ф.: 8-495-625-61-73;
e-mail: institute@mosinzhproekt.ru
<http://mip.mosinzhproekt.ru>

ОГРН 5157746085173, ИНН 9701021862, КПП 770101001

от 29.08.2023 № 3-61-12638/2023

На № _____ от _____

УТВЕРЖДАЮ

Первый заместитель генерального
директора-финансовый директор
ООО «Институт Мосинжпроект»

_____/ Астахова Т.В./
Дата «29» 08 2023 г.

Для предоставления в
диссертационный совет
Д 24.2.339.05 (Д 212.138.14) при
ФГБОУ ВО НИУ МГСУ

АКТ

о внедрении результатов диссертационного исследования, полученных
аспирантом кафедры «Механика грунтов и геотехника» ФГБОУ ВО НИУ МГСУ
Ваниной Юлией Викторовной при выполнении диссертационной работы
на соискание степени кандидата технических наук.
«Осадка и несущая способность оснований фундаментов вблизи бортов котлованов»

Настоящим подтверждается, что результаты диссертационной работы Ваниной Юлии Викторовны на тему «Осадка и несущая способность оснований фундаментов вблизи бортов котлованов», выполненной в ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» на кафедре «Механика грунтов и геотехника» под руководством Тер-Мартirosяна Армена Завеновича **внедрены в процесс проектирования** строительных объектов метрополитена в условиях плотной городской застройки в рамках предпроектной проработки.

Новизна научной работы заключается в усовершенствовании методов прогнозирования изменения напряженно-деформированного состояния оснований зданий и сооружений вблизи бортов котлованов, что является важным вопросом при строительстве подземных сооружений в г. Москва. Полученные решения позволяют получить компоненты напряженного состояния без использования метода конечных элементов, что позволяет оценить деформации и несущую способность оснований зданий и сооружений, в том числе и во времени.

Указанные результаты диссертационного исследования являются альтернативой для предпроектной проработки перспективных и строящихся объектов метрополитена г. Москва, подтверждены результатами численного моделирования позволяют обеспечить безопасность существующей застройки, расположенной вблизи бортов котлованов.

Первый заместитель генерального
директора-финансовый директор
ООО «Институт Мосинжпроект»

_____/ Астахова Т.В./

