

**КОМИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
ПРИ ПРАВИТЕЛЬСТВЕ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН**

Государственное унитарное предприятие «Научно-исследовательский
институт «Строительство и архитектура»

На правах рукописи

УДК 624.131.37: 627

РАХМАНОВ Азим Абдуллаевич

**РАЗВИТИЕ ТЕОРИИ КОНСОЛИДАЦИИ СЛАБЫХ
ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
В ОСНОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

ДИ С С Е Р Т А Ц И Я

на соискание ученой степени доктора технических наук
по специальности 05.23.00 – «Строительство и архитектура»
(05.23.07 – «Гидротехническое строительство»)

Научный консультант:

Заслуженный работник Таджикистана,
академик Инженерной академии РТ,
доктор технических наук, профессор

Комилов Одина Комилович

Душанбе-2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	9
ВВЕДЕНИЕ.....	11
ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ИССЛЕДОВАНИЯ...	12
Глава 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОМИРУЕМОСТИ И ПРОНИЦАЕМОСТИ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ	20
1.1. Общие принципы теории консолидации грунтов	20
1.1.1. Основные этапы развития теории консолидации водонасыщенных глинистых грунтов.....	22
1.1.2. Теории консолидации, учитывающие реологические свойства грунтов.....	24
1.2. Исследование фильтрационных свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов и методы их определения.....	26
1.3. Реологические свойства слабых водонасыщенных глинистых грунтов и методы их определения.....	30
1.4. Развитие гидротехнического строительства в республике и проблема обводнения территорий	32
1.5. Теоретические исследования напряженно-деформиро- ванного состояния оснований природного сложения....	36
1.6. Постановка задач исследований.....	40
Глава 2. ОБЪЕКТЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ.....	42

2.1.	Инженерно-геологические и физико-механические свойства исследованных грунтов.....	42
2.1.1.	Инженерно-геологические и физико-механические свойства слабых водонасыщенных глинистых грунтов...	43
2.1.2.	Физико-механические свойства слабых водонасыщенных лессовых грунтов на обводняемых территориях Республики Таджикистан	49
2.1.3.	Физическо-механические показатели исследованных слабых водонасыщенных лессовых грунтов.....	51
2.2.	Устройство для отбора слабых водонасыщенных глинистых грунтов. Приборы, оборудование и методика исследования грунтов.	51
2.2.1.	Конструкция грунтоотборника и методика отбора образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов...	54
2.2.2.	Приборы, оборудование и методика определения деформативных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	61
2.2.3.	Оборудование и методика для измерения порового давления при исследовании водонасыщенных грунтов...	67
2.2.4.	Приборы, оборудование и методика определения фильтрационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	71
	Выводы по главе 2.....	74
Глава 3.	РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ...	76
3.1.	Постановка задач исследований	76
3.2.	Исследования деформационных показателей и величины порового давления слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	77

3.3.	Исследование физических показателей слабых водонасыщенных лессовых грунтов в Хатлонской области Республики Таджикистан.....	85
3.4.	Исследования фильтрационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	90
	Выводы по главе 3.....	92
Глава 4.	ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ НЕЛИНЕЙНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ ИСХОДНОГО НАПРЯЖЕННО- ДЕФОМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ.....	95
4.1.	Основные предпосылки	95
4.2.	Определение объемных деформаций разуплотнения при отборе слабых водонасыщенных глинистых грунтов	97
4.3.	Изменение действующих напряжений при отборе грунтов в различных инженерно-геологических условиях.....	102
4.3.1.	Изменение напряжений при отборе образцов глинистого грунта, залегающего под слоем воды	102
4.3.2.	Изменение напряжений при отборе образцов из массива водонасыщенного лессового грунта.....	106
4.3.3.	Изменение напряжений при отборе образцов из подтопленного массива лессовых грунтов и переменном уровне грунтовых вод.....	108
4.4.	Определение параметров объемной деформации разуплотнения при отборе слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	112
4.4.1.	Определение параметров объемного разуплотнения скелета грунта.....	112

4.4.2.	Определение параметров объемного разуплотнения поровой жидкости.....	114
4.4.3.	Определение радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и на глубине отбора грунта	115
4.4.4.	Определение высоты капиллярного поднятия ($h_{кан}$) поровой жидкости при подъеме уровня грунтовых вод ...	120
4.4.5.	Определение степени влажности слабого водонасыщенного глинистого грунта на глубине отбора	123
4.5.	Вывод уравнения природной компрессии. Определение величины природного давления по глубине массива.....	125
4.5.1.	Определение наивероятнейших значений параметров в уравнении природной компрессии	126
4.5.2.	Учет исходного напряженно-деформированного состояния в уравнении природной компрессии в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	127
4.5.3.	Уравнение природной компрессии в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	129
4.6.	Определение глубины сжимаемой толщи в массиве водонасыщенных глинистых грунтов	130
4.7.	Определение степени уплотнения массива водонасыщенных грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии	133
4.7.1.	Определение деформации ползучести, произошедшей в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта в исходном напряженно-деформированном состоянии...	134
4.7.2.	Определение параметров наследственной ползучести грунтов (метод Маслова Г.Н. – Арутюняна Н.Х.)	141
4.7.3.	Определение величины природной недоуплотненности слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном напряженно-деформируемом состоянии.....	145

4.8.	Определение фильтрационной и полной осадок слабых водонасыщенных глинистых грунтов при учете нелинейной деформируемости и исходного напряженно-деформированного состояния.....	148
4.9.	Влияние органических остатков и неоднородности залегаемых слоев в массиве на общую деформацию слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	151
4.9.1.	Влияние органических остатков на величину деформации массива слабых водонасыщенных илистых грунтов.....	152
4.9.2.	Влияние неоднородности залегаемых слоев на величину деформации массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов	155
4.10.	Расчет осадки гидротехнического сооружения, возводимого на слое слабых водонасыщенных глинистых грунтов	158
	Выводы по главе 4.....	161
Глава 5.	ЧИСЛЕННОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ КОНСОЛИДАЦИИ ВОДОНАСЫЩЕННОГО ГЛИНИСТОГО ГРУНТА С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ, ПЕРЕМЕННОЙ ПРОНИЦАЕМОСТИ И ИСХОДНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ.....	164
5.1.	Основные предпосылки.....	164
5.2.	Математическая постановка задачи.....	168
5.2.1.	Начальные и граничные условия.....	174
5.2.2.	Анализ полученного уравнения консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	176

5.3.	Численное решение уравнения нелинейной консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта...	178
5.4.	Реализация алгоритма решения нелинейной задачи консолидации грунтов.....	183
5.5.	Влияние уменьшающейся высоты массива на процесс фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных грунтов.....	189
	Выводы по главе 5.....	193
Глава 6.	ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	195
6.1.	Определение объемной деформации разуплотнения при отборе грунта и величины природного давления по глубине массива	195
6.1.1.	Определение радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и на глубине отбора грунта.....	196
6.1.2.	Определение высоты капиллярного поднятия поровой жидкости ($h_{кан}$) в подтопляемом массиве лессовых грунтов.....	198
6.1.3.	Определение степени влажности на глубине отбора.....	199
6.1.4.	Определение параметров разуплотнения поровой жидкости и скелета грунта. Определение объемных деформаций разуплотнения при отборе грунта.....	199
6.2.	Построение графика природной компрессии. Уплотнение массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов в период вторичной консолидации ...	201
6.3.	Численное решение задачи нелинейной фильтрационной консолидации с учетом исходного напряженно-деформированного состояния.....	205

6.3.1.	Расчет осадки слабого водонасыщенного глинистого грунта при учете нелинейной деформируемости и исходного напряженно-деформируемого состояния (ИНДС).....	208
6.4.	Определение времени завершения процесса фильтрационной консолидации при деформирующейся высоте массива.....	212
6.4.1.	Влияние учета исходного напряженно-деформированного состояния на время завершения фильтрационной консолидации.....	220
6.5.	Учет уменьшающейся высоты массива при фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов	223
6.5.1.	Механическая модель консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта.....	227
6.5.2.	Определение осадки насыпной земляной плотины, возводимой на слабом водонасыщенном глинистом основании.....	229
6.5.3.	Определение реологических параметров при вторичной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	233
6.5.4.	Определение продолжительности процесса консолидации массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	237
	Выводы по главе 6.....	239
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	241
	ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ.....	252
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ... ..	254
	ОСНОВНЫЕ ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМЕ	
	ДИССЕРТАЦИИ.....	301
	ПРИЛОЖЕНИЯ.....	306

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

σ (МПа)	- общие сжимающие напряжения;
σ_z (МПа)	- эффективные напряжения;
σ_w (МПа)	- суммарное давление воды в порах грунта;
P_H (МПа)	- гидростатическое давление;
P_w (МПа)	- давление (сверх гидростатического) в порах грунта;
P_r (МПа)	- давление в поровом газе;
ρ (г/см ³)	- плотность грунта;
ρ_s (г/см ³)	- плотность частиц грунта;
ρ_d (г/см ³)	- плотность сухого грунта;
ρ_w (г/см ³)	- плотность воды;
g (м/сек ²)	- ускорение свободного падения ($g = 9,81$ м/сек ²);
γ (кН/м ³)	- удельный вес грунта ($\gamma = \rho \cdot g$);
γ_s (кН/м ³)	- удельный вес частиц грунта ($\gamma_s = \rho_s \cdot g$);
γ_d (кН/м ³)	- удельный вес сухого грунта ($\gamma_d = \rho_d \cdot g$);
γ_w (кН/м ³)	- удельный вес воды ($\gamma_w = \rho_w \cdot g$);
γ_{sb} (кН/м ³)	- удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды;
γ_{sat} (кН/м ³)	- удельный вес грунта при полном водонасыщении;
W	- природная влажность;
W_p	- влажность на границе раскатывания;
W_L	- влажность на границе текучести;
I_p	- число пластичности;
I_p	- число пластичности;
Q	- относительное содержание органического вещества;
S_r	- степень влажности;
α_w (МПа ⁻¹)	- коэффициент объемного сжатия поровой жидкости;
α_z (МПа ⁻¹)	- коэффициент объемного сжатия скелета грунта;

μ	- коэффициент растворимости Генри для смеси газа;
ν	- коэффициент Пуассона;
e	- коэффициент пористости грунта;
n	- пористость грунта;
k_{ϕ} (м/час)	- коэффициент фильтрации ($k_{\phi} = 1,0 \text{ м/час} = 24,0 \text{ м/сут}$);
C_v (м ² /час)	- коэффициент консолидации;
h_w	- высота столба воды;
$h_{\text{кап}}$	- высота капиллярного поднятия поровой жидкости;
E (МПа)	- модуль деформации;
E_0 (МПа)	- модуль общей деформации грунта;
E_e (МПа)	- модуль упругой деформации при разгрузке грунта;
T (кН/м)	- коэффициент поверхностного натяжения воды;
r (мм)	- радиус пузырька заземленного газа;
β	- коэффициент порового давления;
$\delta_{\dot{t}}$ (см/сут)	- скорость ползучести грунта;
$\delta_{\ddot{t}1}$ (см/сут ²)	- затухание ползучести грунта;
$S(t)$ (м)	- деформация (осадка) грунта в момент времени t ;
$S_{\text{фк}}$ (м)	- деформация (осадка) грунта в период фильтрационной консолидации;
$S_{\text{вт}}$ (м)	- деформация грунта в период вторичной консолидации;
$U(t)$	- степень консолидации грунта;
ε_{sl}	- относительная деформация грунта;
t (час, сут)	- расчетное время ($t = 1 \text{ час} = 1/24 \text{ сут.} = 0,0417 \text{ сут.}$);
z (м)	- координата;
ИНДС	- исходное напряженно-деформированное состояние;
СВГГ	- слабые водонасыщенные глинистые грунты;
СВИГ	- слабые водонасыщенные илистые грунты;
СВЛГ	- слабые водонасыщенные лессовые грунты.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Одной из важнейших задач в области механики грунтов является совершенствование методов прогноза деформаций инженерных сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, характеризующихся значительной нелинейной деформируемостью и переменной проницаемостью. Одновременный учет в задачах консолидации изменчивости указанных свойств, а также параметров грунтов в исходном напряженно-деформируемом состоянии с изменением первоначальной высоты массива в процессе консолидации составляет актуальность темы диссертационных исследований.

Степень изученности данной темы. В развитие теории и практики исследования консолидации грунтов весомый вклад внесли ученые Абелев Ю.М., Горькова И.М., Денисов Н.Я., Польшин Д.Е., Приклонский В. А., Маслов Н.Н., Сорокина Г. В., Тер-Степанян Г. И., Белый Л.Д., Ломизе Г.М., Бушканец С.С., Роза А.С., Ничипорович А.А., Флорин В.А., Цытович Н.А, Вялов С.С., Зарецкий Ю.К., Абелев М.Ю., В.А., Тер-Мартirosян З.Г и др.

Вопросам исследования свойств и слабых водонасыщенных лессовых грунтов посвящены исследования Ахмедова Д.Д. Мусаэляна А.А. Комилова О.К., Лаврусевич С.И., Орипова Г.О., Рузиева А.Р., Сальникова Л.Ф., Тахирова И.Г., Усманова Р.А. и др. исследователей.

Влиянию различных факторов на процесс консолидации водонасыщенных грунтов посвящены работы: а) начальному градиенту напора на процесс фильтрации поровой жидкости - исследования Роза А.С., Павилонского В.М., Доброва Э.М. и др.; б) газосодержащей поровой жидкости - исследования Тер-Мартirosяна З.Г, Зарецкого Ю. К., Абелева М.Ю. и др.; в) реологическим свойствам грунтов - исследования Вялова С.С., Цытовича Н.А., Маслова Н. Н., Ломизе Г.М., Гольдштейна Н.М. и др. Среди зарубежных исследователей процесса консолидации водонасыщенных грунтов следует отметить труды Бардена Л., Леонардса Г., Ло К., Поскита Т., Раймонда Г., Ямбу

Н. и др. исследователей.

Связь темы с научными программами. Исследования, положенные в основу диссертационной работы, начаты в 1980-х годах и дальнейшие исследования были продолжены в соответствии с принятыми Постановлениями Правительства Республики Таджикистан: Постановлением № 450 от 31.08.2012 г. «О государственной программе по освоению новых орошаемых земель и восстановлению выбывших из сельскохозяйственного оборота земель в Республике Таджикистан на 2012 – 2020 годы» и Постановлением № 203 от 27.04.2022 г. «О Стратегии развития строительной отрасли Республики Таджикистан на период до 2030 года».

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ИССЛЕДОВАНИЯ

Цель исследований заключалась в реализации комплекса научных и практических исследований по разработке количественной и качественной оценки деформаций слабых водонасыщенных глинистых грунтов большой мощности, обеспечивающих эксплуатационную надежность и безопасность гидротехнических и других инженерных сооружений, являющихся актуальной задачей развития нового направления в области наук о Земле.

Задачи исследования включали:

1. Проведение экспериментальных исследований деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных глинистых грунтов на приборах одноосного и трехосного сжатия (стабилометрах) с замером величины порового давления. В экспериментах исследовать образцы илистых грунтов верхних горизонтов, характеризующихся мягко- и текучепластичной консистенцией и полученных при помощи новой конструкции грунтоотборника, разработанной при участии автора;

2. Решение теоретической задачи по определению объёмной деформации разуплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов при поднятии на дневную поверхность (снятии природной нагрузки) и методики определения

параметров грунтов, входящие в полученную зависимость;

3. Разработку методики построения графика исходной (природной) компрессии грунтов в массиве и выявления степени уплотненности (нормальной уплотненности или недоуплотнения) массива в природном напряженно-деформируемом состоянии;

4. Разработку научно-теоретических основ консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов в основании гидротехнических и других инженерных сооружений с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформируемого состояния.

5. Разработку методики определения высоты капиллярного поднятия поровой жидкости в подтопляемом массиве при переменном (поднимающемся, о

постановка и решение задачи фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов численным методом с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости, исходного напряженно-деформированного состояния и изменяющейся во времени высоте массива. При этом разработана и предложена новая методика определения реологических параметров (скорости ползучести ($\dot{\delta}$) и затухания ползучести (δ'')) слабых водонасыщенных глинистых грунтов в процессе вторичной консолидации.

о **Объектом исследования** в диссертации являлись слабые водонасыщенные глинистые (илистые, водонасыщенные лессовые) грунты, служащие основанием различных инженерных сооружений.

у **Предметом исследования** являлось совершенствование и разработка метода расчета консолидации оснований гидротехнических и других инженерных сооружений, при их возведении на слабых водонасыщенных глинистых грунтах.

н **Теоретические основы исследования** заключались в выявлении причинно-следственной связи процесса консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов под приложенной нагрузкой и уплотнением грунтов в исходном (природном) напряженно-деформированном

состоянии, а также учет физических свойств грунтов, сложившихся в массиве в исходном напряженно-деформированном состоянии, на процесс консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Научная новизна исследований заключалась в следующем:

- впервые получено теоретическое решение задачи определения объемной деформации разуплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов при их отборе из массива и снятии природной нагрузки от вышележащих слоев грунта и выводе уравнения исходной (природной) компрессии грунтов в исходном напряженно-деформируемом состоянии;

- на основе изотермического закона Бойля-Мариотта и закона растворимости газов (закона Генри) впервые получены значения радиусов пузырьков заземленного газа и степени влажности водонасыщенных глинистых грунтов в зависимости от глубин отбора грунтов;

- впервые на основе закона поднятия жидкости в капиллярах (закона Борелли-Жюрэна), получены значения высоты поднятия поровой жидкости ($h_{\text{кап}}$) по глубине массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов; предложена методика определения мощности сжимаемой толщи (h_a) массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов при действии внешних нагрузок и методика учета влияния органических включений и различных слоев грунта, залегающих в массиве, на величину конечной осадки;

- впервые получено решение задачи определения осадки гидротехнических и других инженерных сооружений при учете нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов;

- впервые получено решение задачи нелинейной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов численным методом при совместном учете исходного напряженно-деформированного состояния и изменяющейся во времени высоте массива под действием приложенной внешней нагрузки.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

- 1) - теоретическое решение задачи по определению объемной деформации разуплотнения грунтов при их отборе из массива и определение физических показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном (природном) напряженно-деформируемом состоянии;
- 2) – методика построения графика исходной (природной) компрессии в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов по их физическим показателям и оценка степени природной уплотненности (нормальное уплотнение, недоуплотнение) массива в условиях естественного залегания;
- 3) - решение теоретической задачи определения деформаций (осадок) гидротехнических и других инженерных сооружений, возведенных на слабых водонасыщенных глинистых грунтах с учетом их нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния;
- 4) - решение численным методом задачи фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом их нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния массива;
- 5) - определение времени завершения первичной фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов при учете изменяющейся высоты массива;
- б) - определение реологических параметров консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов (скорости ползучести ($\dot{\delta}$) и затухания ползучести ($\ddot{\delta}$)) при изменяющейся во времени высоте массива.

Теоретическая значимость исследования заключается получении зависимости по определению величины объемного расширения образцов грунта при поднятии из массива на дневную поверхность; разработке метода расчета деформаций (осадок) гидротехнических и других инженерных сооружений, возводимых на слабых водонасыщенных глинистых основаниях; получении зависимости изменения радиусов

пузырьков растворенного газа в поровой жидкости, а также изменения степени влажности грунтов по глубине массива; определении высоты капиллярного поднятия поровой жидкости на различной глубине подтопляемого массива; решении численным методом задачи консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов при учете их нелинейной деформируемости и переменной проницаемости под действием внешней нагрузки, а также природного напряженно-деформированного состояния и изменяющейся во времени высоте массива.

Практическая значимость работы заключается в использовании разработанной методики расчета консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости, а также природного напряженно-деформированного состояния и изменяющейся высоты массива при прогнозе деформаций возводимой земляной плотины Днепро-Бугского гидроузла на аналогичных грунтах большой мощности.

Некоторые задачи и положения работы отражены в научных трудах проф. Тер-Мартirosяна З.Г.. включая: «Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов» (М.: Недра, 1986.- 292 с.) и «Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений» (М.: Стройиздат, 1990.-200 с.), а также в учебниках «Механика грунтов» (М.: Изд. АСВ, 2005.- 488 с.) и «Механика грунтов» (М.: Изд. АСВ, 2009.- 553 с.), рекомендованные студентам строительных специальностей ВУЗов, инженерам-геологам, гидрогеологам, а также другим специалистам смежных отраслей.

Соответствие диссертации паспорту научной специальности состоит в повышении надежности гидротехнических сооружений различного назначения и соответствует пунктам 1, 6 и 9 паспорта специальности 05.23.07 - Гидротехническое строительство:

1. Разработка теории, методов расчетного обоснования, проектирования и строительства плотин из грунтовых материалов;

6. Развитие теории, методов расчета, проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений мелиоративных систем и строительных систем природоохранного назначения;

9. Разработка методов оценки влияния гидротехнического строительства на прилегающие территории, создание новых методов расчетов и проектирования сооружений инженерной защиты.

Степень достоверности результатов заключалась в:

- применении существующих современных методов и средств исследований;

- подтверждении результатов исследований, полученных в диссертации, с данными исследований других авторов;

- подтверждении теоретических положений, полученных в диссертации, результатами экспериментальных исследований и данными других исследователей;

- одобрении полученных результатов исследований на научных семинарах, республиканских и международных конференциях.

Личный вклад соискателя состоит в выборе объектов исследований, постановке цели и задач; обосновании и формулировке научных положений; анализе результатов экспериментальных исследований; обосновании результатов теоретических исследований, а также предложении практических рекомендаций; единоличных и в соавторстве публикациях о проведенных исследованиях и результатах работ.

Апробация и применение результатов диссертации. Основные научные положения диссертационной работы и результаты исследований докладывались на международных и республиканских научных и научно-практических конференциях: Республиканской научно-технической конференции молодых ученых и специалистов (г. Душанбе, 1984); Всесоюзной научно-практической конференции «Современные проблемы нелинейной механики грунтов» (г. Челябинск, 1985); Республиканской научно-практической конференции молодых ученых и специалистов (Душанбе, 1987); XVII-й Республиканской

научно-практической конференции (секция техн. наук)» (г. Душанбе, 1990); III-м Центрально-Азиатском Международном Геотехническом Симпозиуме «Геотехнические проблемы строительства на просадочных грунтах в сейсмических районах» (г. Душанбе, 2005); Международной научно-практической конференции «Актуальные вопросы архитектуры и градостроительства» (г. Душанбе, 2021); Международной научно-практической конференции «Проблемы инженерной геологии, гидрогеологии гидрологии и разработки месторождений полезных ископаемых Таджикистана и сопредельных территорий» (г. Душанбе, 2022); Международной научно-практической конференции «XII Ломоносовские чтения», посвященные 30-летию установления дипломатических отношений между Республикой Таджикистан и Российской Федерацией» (Душанбе, 2022),); Международной научно-практической конференции «Современные достижения и актуальные проблемы в науках о Земле» (г. Душанбе, 2024).

Публикации по теме диссертации. Основные результаты теоретических и экспериментальных исследований, составляющих содержание диссертационной работы, освещены в 32 научных работах, в т. ч. в 15-и публикациях в изданиях, рекомендованных ВАК при Президенте Республики Таджикистан, 3-х отраслевых нормативных документах и 2-х авторских свидетельствах (патентах) в РФ.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, шести глав, заключения и списка использованных литературных источников из 367 наименований и 4-х приложений. Общий объем диссертации составляет 323 страницы, включая 62 рисунка и 14 таблиц.

Автор выражает искреннюю благодарность и признательность своим наставникам и научным консультантам: академику Академии водохозяйственных наук (АВН) и Нью-Йоркской Академии наук, заслуженному деятелю науки Российской Федерации, доктору техн. наук, профессору Гер-Мартиросяну З.Г. (МГСУ-МИСИ, РФ), открывшему ему путь в мир науки, доктору техн. наук, профессору Демину И.И. (МГСУ-МИСИ, РФ),

Заслуженному работнику Таджикистана, доктору технических наук, профессору Комилову О.К. (Таджикский Национальный университет, Республика Таджикистан) за ценные советы, внимание и поддержку, проявленные ими в ходе работы над настоящей диссертационной работой.

Считаю своим долгом поблагодарить руководство Комитета архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан (к.т.н. Умарзода У.Х.), Государственного предприятия «Научно-исследовательский институт «Строительство и архитектура» Комитета архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан (Саломзода М.М.) и Института геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии Национальной Академии наук Таджикистана (к.т.н. Аминзода П.А.) за проявленное внимание при подготовке настоящей диссертационной работы.

Глава 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОМИРУЕМОСТИ И ПРОНИЦАЕМОСТИ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

1.1. Общие принципы теории консолидации грунтов

Исследование свойств слабых водонасыщенных грунтов в странах СНГ было начато в начале прошлого столетия. В период с 1920 по 1930 гг., были опубликованы результаты исследований Абелева Ю.М., Горьковой И.М., Денисова Н.Я., Польшина Д.Е., Приклонского В. А., Маслова Н.Н., Сорокиной Г. В., Тер-Степаняна Г. И. и др.

В связи с увеличением объема гидротехнического строительства в 1940-х годах важность исследования свойств оснований этих сооружений возросла.

За период с 1940 по 1960 гг. следует отметить работы Белого Л.Д., Маслова Н.Н., Ломизе Г.М., Бушканец С.С., Роза А.С., Ничипоровича А.А., Флорина В.А. и др. Начиная с 1950 г, исследования слабых водонасыщенных грунтов проводились во многих проектно-изыскательских и научно-исследовательских организациях: АО «ВНИИГ», АО «ПНИИИС», АО «СоюзморНИИпроект», ОАО «Фундаментпроект», АО «Гидропроект» и др.

Следует отметить большую работу, проведенную в ВУЗах стран СНГ: МГСУ, СПБИСИ, СПБИИЖТе, ДИИТе, СамГАСИ и др. Вопросам исследования свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов и их использованию в качестве оснований сооружений были посвящены Международные конгрессы (1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977 гг.) и Всесоюзные совещания (1956, 1965, 1971, 1975 гг.). Ряд вопросов по исследованию свойств водонасыщенных глинистых грунтов был освещен в докладах на Всесоюзных симпозиумах по реологии грунтов в Таллине (1965), Риге (1971), Ереване (1977) и в Санкт-Петербурге (1979). Обобщение имеющихся исследований по изучению свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов проведено в работах Абелева М.Ю., Амаряна Л.С.,

Ларионова А.К., Далматова Б.И., Гольдштейна М.Н., Сорокиной Г.В., Цытовича Н.А. и др.

На основе этих исследований разработан ряд эффективных методов строительства на слабых водонасыщенных грунтах. Однако имеется еще целый ряд неизученных вопросов, решение которых необходимо для надежного и экономичного строительства. Одной из них является дальнейшее исследование процесса консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов. Данные многолетних наблюдений за осадками оснований сооружений, а также специальные опыты по экспериментальной проверке теорий консолидации показывают, что корректный прогноз консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов обусловлен соответствием исходных предпосылок используемой теории, экспериментально наблюдаемым закономерностям, а также правильно определенными опытными параметрами уравнений.

Здесь следует отметить штамповые исследования, проведенные Ариповым Н.Ф., Абелевым М.Ю. [2,3], Мироновым В.А. [200], компрессионные опыты на образцах большой высоты с замером порового давления, проведенные Тер-Мартirosяном З.Г. [306], Григорьевой В.Г., Зарецким Ю.К. [92], анализы данных натуральных наблюдений за осадками оснований сооружений, проведенные Польшиным Д.Е. и Почаевцем А.П. [229], Карповым В.М. [115], Марченко А.С. [184], Ничипоровичем А.А., Цыбульником Т.И. [210], Сотниковым С.Н. [288], Финаевым И.В. [327], Далматовым Б.И. [75] и др.

В настоящее время существует целый ряд теорий консолидации, которые позволяют решать основные инженерные задачи уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов. Наряду с разработкой методик определения деформационных, фильтрационных и реологических характеристик необходимо рассмотрение взаимосвязи этих параметров с условиями их естественного залегания, т.е. параметрами в исходном напряженно-деформированном состоянии.

Для выявления данной взаимосвязи в настоящей работе проводились

исследования деформативных, фильтрационных и реологических свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов при их уплотнении.

1.1.1. Основные этапы развития теории консолидации водонасыщенных глинистых грунтов

Процесс консолидации водонасыщенных грунтов — это процесс взаимосближения частиц грунта, уменьшения объема пор, сопровождающийся оттоком из пор в грунте поровой жидкости, сближением и перекомпоновкой твердых минеральных частиц грунта во времени. Таким образом, теория фильтрационной консолидации грунтов может рассматриваться как задача неустановившейся фильтрации в деформируемой пористой среде. Постановка задачи теории консолидации как задачи фильтрации в среде с переменной пористостью принадлежит советским ученым и является естественным обобщением теории фильтрации и механики грунтов. Павловским П. Н. [222] было впервые дано уравнение неустановившейся фильтрации при переменной пористости и проницаемости грунта. Впервые частные одномерные задачи консолидации слоя грунта были решены Терцаги К. [316]. Одним из первых трудов в области консолидации земляных масс считается работа Герсеванова Н.М. «Динамика грунтовой массы» [52], в которой была приведена неполная система уравнений пространственной задачи. Существенным этапом развития теории консолидации грунтов стали научные труды Флорина В. А., содержащие полную постановку задач консолидации трехфазного грунта, основанной на расчетной модели линейно деформируемой среды (модель объемных сил). [329]. Позднее аналогичная модель консолидирующегося грунта была предложена Био М. А. [355].

Флориным В. А. была рассмотрена постановка задач консолидации с рассмотрением модели грунта, допускающей принятие любых деформационных свойств скелета грунта. Все это позволило ему предложить учет наличия защемленного газа, ползучести скелета грунта, начального

градиента напора, структурной прочности грунта, переменности характеристик пористости и водопроницаемости грунта, любых конструктивных особенностей сооружения, продолжительности его возведения и др. Все основные работы Флорина В.А. в области консолидации грунтов обобщены им в двух монографиях [328, 329].

Согласно модели "объемных сил" процесс консолидации сопровождается возникновением объемных сил взаимодействия между двумя фазами грунта: грунтовым скелетом и поровой жидкостью. Поэтому и описание напряженного состояния скелета грунта возможно исходя из «принципа гидроемкости». Наиболее полное развитие модель "объемных сил" получила в трудах Зарецкого Ю.К. [90, 92]. Основная расчетная модель Флорина В.А. была использована в исследованиях Горелика Л.В. [69], Гольдина А.Л. [61], М. Ю. Абелева [7], Тер-Мартirosяна З.Г. [301] и др. Из зарубежных авторов следует отметить научные труды Карилло Н.И., Гибсона Р. Е., Манделя И., Тан Тьонг-Ки и др. На различных этапах развития теории консолидации определенный вклад в теорию консолидации внесли работы Цытовича Н.А. [341], Малышева М.В. [176, 181], Маслова Н.Н. [189, 190], Польшина Д.Е. [53], Мачерета Я. М., Роза С. А. [263, 264], Веригина Н.Н. [41, 42], Гольдштейна М. Н. [63, 63], Короткина В.Г. [143], Соболевского Ю.А. [283], Ничипоровича А.А. [210] и др. Широкое практическое применение теория консолидации получила в связи со строительством гидротехнических сооружений и возведением высоких плотин с глинистыми ядрами, таких, как Чарвакская, Нурекская и Рогунская. Методы теории консолидации широко применялись при оценке устойчивости и емкости хранилищ отходов горнообогатительных комбинатов (хвостохранилища, шламонакопители и др.), при строительстве сооружений на «слабых» грунтах, например, защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений. Не меньшее значение задачи консолидации приобрели в связи с возведением сооружений и созданием установок в шельфовой зоне океанов. В настоящее время ни один проект гидротехнического и другого инженерного сооружения, имеющего в своем составе глинистые грунты, не обходится без расчетной

оценки процессов их консолидации.

1.1.2. Теории консолидации, учитывающие реологические свойства грунтов

Метод, учитывающий совместное протекание фильтрационной и вторичной консолидации, в случае одномерной консолидации слоя водонасыщенного глинистого грунта, впервые был предложен Флориным В.А. [328]. Предлагалось обобщение компрессионной зависимости в форме интегрального соотношения, характерного для линейной теории наследственной ползучести в интерпретации Маслова Г.Н.- Арутюняна Н.Х. [17]. Решение аналогичной задачи, но с учетом деформации газосодержащей поровой жидкости, получено проф. Тер-Мартirosяном З.Г. [303]. Им же в дальнейшем были получены решения с учетом ползучести скелета (старения) грунта и переменных напоров на границе сжимаемого слоя [302, 340].

Разработке методов учета ползучести скелета грунта для модели фильтрационной консолидации Флорина-Био (модель "объемных сил") посвящены труды Зарецкого Ю.К. [90, 342]. Реологические свойства грунта были учтены на основе получаемых из опытов с грунтами двух независимых законов: объемной и сдвигаемой ползучести. Методы установления этих законов по результатам лабораторных исследований освещены в трудах Вялова С.С. [47, 48], Ломизе Г.М. [171], Гольдштейна М.Н. [65] и др.

Различные вопросы учета реологических свойств водонасыщенных глинистых грунтов в задачах консолидации разработаны в трудах Будина А.Я. [35], Гольштейна М.Н. [63, 64], Горелика Л.В., Нуллера Б.М. [70, 71], Гольдина А.Л., [61], Ширинкулова Т. [353].

В проектной практике получили широкое распространение инженерные методы расчетов консолидации водонасыщенных глинистых грунтов. Нормы проектирования [270, 271] рекомендуют учет вторичной консолидации производить по методу Тейлора - Казагранде. Считается, что вторичную

консолидацию грунтов необходимо учитывать после завершения фильтрационной консолидации, описываемой теорией Терцаги-Герсеванова, причем осадку в период вторичной консолидации принимать пропорционально логарифму времени. Данный подход широко используется и зарубежными исследователями Борденом, Бьерри [356], Краузе Г. [360], Леонардсом Г. [361], Ло К. [362] и др. учеными.

Широкое распространение получил метод прогноза консолидации грунтов, предложенный Масловым Н.Н. [189]. Согласно этому методу деформативные и реологические свойства грунтов учитываются одним обобщенным параметром " n ", определяемым опытным путем.

На основе выполненных исследований были разработаны методы расчета задач консолидации водонасыщенных глинистых грунтов с учетом свойств ползучести, а также с учетом нелинейной сжимаемости, проницаемости и других факторов (структурная прочность, начальный градиент напора и др.).

Однако распространение в практике проектирования получили, в основном, методы расчета одномерной консолидации грунтов. Данные по эксплуатации зданий и сооружений, построенных на водонасыщенных глинистых грунтах, показывают, что одномерные теории консолидации вполне оправдывают себя при прогнозе деформаций оснований сооружений большой площади в плане, возводимых на водонасыщенных глинистых грунтах. Причем в большинстве случаев необходимо использование нелинейных теорий консолидации.

Как показывают исследования Керкиса Е.Е. [117] и Польшина Д.Е. [224] в случаях, когда фактическая работа основания отвечает теоретическим предпосылкам одномерной теории консолидации, наблюдаемые расхождения прогнозируемых и фактических осадок оснований объясняются погрешностями в определении деформационных, фильтрационных и реологических характеристик по сравнению с их реальными значениями в массиве. Процесс уплотнения грунтов в лабораторных условиях может качественно отличаться от процесса уплотнения в натуральных условиях, за счет ряда факторов, например,

различной скорости нагружения, условий фильтрации поровой жидкости, высоты деформируемого массива и т.д. Проведенные исследования [4, 115, 225] подтверждают вышесказанное. Поэтому одним из важных факторов, необходимых для прогноза работы слабого водонасыщенного грунта в качестве основания сооружений, является выявление закономерностей деформирования массива в исходном напряженно-деформированном состоянии и использование их в расчете осадок, в сочетании с данными, полученными в процессе лабораторных исследований.

1.2. Исследование фильтрационных свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов и методы их определения

Результаты многочисленных исследований [52, 67, 165, 342, 343] показывают, что в интервалах изменения напоров в жидкости, которые имеют место в практических задачах консолидации глинистых грунтов, выполняется линейный закон ламинарной фильтрации Дарси. В рамках этого закона были выявлены закономерности фильтрации поровой жидкости через водонасыщенные глинистые грунты. В процессе исследований были установлены верхние и нижние пределы его применимости [221, 222, 265, 329].

В работе Флорина В.А. [329] установлено, что в отношении верхнего предела в задачах механики грунтов закон Дарси обычно выполняется. На существование нижнего предела впервые указывалось в работе Павловского Н. Н. [222]. Экспериментально факт наличия начального градиента напора наблюдался в опытах, проведенных Роза А.С. [265], Павилонским В.М. [221], Горбуновым Б.П. [67] и др. По данным Роза А.С. [266] начальные градиенты напора для некоторых видов глинистых грунтов достигают больших значений. Исследованиями Абелева М.Ю. [4, 7] установлено, что для слабых водонасыщенных глинистых грунтов величина начального градиента напора может изменяться в зависимости от изменения пористости грунтов. Физическая природа начального градиента напора, по данным исследований Рельтова Б.Ф.

[263], Абелева М.Ю. [4, 7], Гольдштейна М.Н. [62], Роза А.С. [265] довольно сложна. Некоторые авторы, например [4, 265] полагают, что при градиентах, меньших начальных, фильтрации воды не происходит. Другие [61, 84] отмечают, что фильтрация в этом случае имеет место, но закону Дарси не подчиняется. В задачах уплотнения грунтов одной из принципиальных сторон этого вопроса, по данным Доброва Э.М. [84] является то, что процессы, объясняемые вторичной консолидацией грунтов, могут быть обусловлены «... медленной нелинейной фильтрационной консолидацией».

Лабораторными исследованиями Гольдштейна М.Н. [63], Сорокиной Г.В. [286], Горбунова Б.П. [67] и других авторов выявлено изменение коэффициента фильтрации глинистых грунтов, в зависимости от изменения пористости, причем в большинстве исследований наблюдается полулогарифмическая зависимость между коэффициентом фильтрации и коэффициентом пористости грунта. Исследованиями Абелева М.Ю. [4], Петрухина В.П. [223], Ломизе Г.М. [171] выявлено, что для ряда глинистых грунтов наблюдается изменение коэффициента фильтрации во времени. Однако длительных исследований этого явления до настоящего времени не проводилось.

В природном состоянии вода в глинистых грунтах почти всегда содержит газовую составляющую, как растворенном, так и в нерастворенном виде. Наличие газа в воде влияет как на ее сжимаемость, так и на закономерности фильтрации. Вопросы фильтрации газосодержащей воды исследовались в трудах Лейбензона Л.С. [165], Булычева В.Г. [37], Герсеванова Н.М. [52] и др. Теоретический анализ показывает, что в случае фильтрации через грунт газосодержащей поровой жидкости возможно изменение характеристик проницаемости грунта в зависимости от градиента напора. Эти вопросы рассматривались в трудах Флорина В.А. [329], Гольдштейна М.Н. [64] и др. Изучение упругого режима фильтрации проводилось также Маскетом М. [185], Чураковым А.И. [348] и др. Изучение деформируемости газосодержащей воды было экспериментально исследовано Лейбензоном Л.С. [165], Булычевым В.Г. [37], Зарецким Ю.К. [93], Тер-Мартirosяном З.Г. [303] и др. Доказано, что

наличие незначительного количества газа в воде может существенно увеличить ее сжимаемость, поэтому предпосылка о несжимаемости грунтовой массы, используемая в теории фильтрационной консолидации Терцаги-Герсеванова, может не соблюдаться. В целом сжимаемость газосодержащей поровой жидкости нелинейно зависит от напора, однако, при степени водонасыщения грунта от 0,9 до 0,99 возможно использование гипотезы о линейной сжимаемости жидкости.

В последствии появились работы, в которых изучение фильтрации жидкости через глинистые грунты проводилось исходя из различных свойств свободной и связанной воды и фактических процессов взаимодействия воды с минеральным скелетом грунта. Эти вопросы освещены в работах Ломтадзе В.Д. [174], Рельтова Б.Ф. [262], Горбунова Б.П., [67], Дерягина Б.В. [82], Кульчицкого Л.И. [158], Нерпина С.В. [208, 209] и др. Несмотря на определенные успехи, следует признать, что в данном направлении необходимы дальнейшие планомерные исследования.

Фильтрационные характеристики водонасыщенных глинистых грунтов определяются полевыми и лабораторными методами. Полевые методы широко используются в практике ОАО НИИ «ВОДГЕО», АО «Гидропроект», АО «ПНИИС» и других организаций.

Вопросам разработки полевых методов определения фильтрационных характеристик грунтов посвящены труды Веригина Н.Н. [41, 42], Боровского Б.В. и др. [32], Бузинова С.Н. [36], Керкиса Е.Е. [117] и др. Для ускорения сроков определения фильтрационных характеристик грунтов по данным полевых опытов Веригина Н.Н. [42] разработаны методы на основе теории неустановившейся фильтрации, которые развиты в трудах Шестакова В.М. [351], Шержукова Б.С. [350] и др.

Анализ лабораторных исследований показывает, что полевые методы дают достоверные характеристики фильтрационных свойств грунтов лишь для определенного ряда инженерных задач. Для других задач, в том числе и задач консолидации грунтов, определение фильтрационных характеристик

глинистых грунтов полевыми методами может привести к большим погрешностям. По мнению Веригина Н.Н. [42], это связано с неоднородностью и анизотропностью глинистых грунтов при их уплотнении и приближенностью используемых теоретических решений.

В практике многих исследовательских организаций широко распространены лабораторные методы определения фильтрационных характеристик глинистых грунтов. Современные лабораторные методы определения фильтрационных характеристик изложены в справочной литературе [289], нормативных документах [45], а также в работах [4, 7, 221, 271 и др.]. В основном существующие лабораторные методы основаны на исследованиях установившегося режима фильтрации при небольших напорных градиентах. Этим объясняется длительностью опытов, особенно в случае глинистых грунтов.

Веригиным П.Н. [42] разработана методика определения фильтрационных характеристик грунтов в экспериментальных условиях при неустановившемся режиме фильтрации жидкости. Однако вопросы методики проведения таких опытов применительно к деформированию слабых водонасыщенных грунтов не были рассмотрены. Методика проведения опытов при больших градиентах напора изложена в работе Павилонского В.М. [221].

Методы определения фильтрационных характеристик глинистых грунтов по данным обычных компрессионных испытаний освещены в трудах Горбунова Б.П. [67]. Терцаги К. [316] предложил метод косвенного определения коэффициента фильтрации, основанный на обработке данных наблюдений за консолидацией грунтов в компрессионных приборах, исходя из предложения, что деформации образца во времени обусловлены фильтрационной консолидацией. В дальнейшем метод косвенного определения коэффициента фильтрации грунта был развит в трудах Бойченко П.О. [31] и др.

Определение фильтрационных характеристик слабых водонасыщенных глинистых грунтов связано с необходимостью учета ряда специфических свойств грунтов при уплотнении: переменной фильтрационными

характеристик, нелинейной деформируемостью, начальным градиентом напора и т.д. Учет этих свойств способствует повышению достоверности прогноза осадки оснований при возведении различных инженерных сооружений.

1.3. Реологические свойства слабых водонасыщенных глинистых грунтов и методы их определения

Изучению реологических свойств слабых водонасыщенных грунтов посвящены исследования ученых стран СНГ и дальнего зарубежья: Дудина А.Я., Вялова С.С., Гольдштейна М.Н., Зарецкого Ю.К., Ломизе Г.М., Маслова Н.Н., Месчяна С.Р., Тер-Степаняна Г.И., Цытовича Н.А., Тер-Мартirosяна З.Г., Бьюсмана К., Казагранде Д., Лэмба Т., Шукле Л. и др.

Реологические свойства грунтов изучаются с позиций "макро- и микрореологии" [47, 48]. Более общим является рассмотрение реологических процессов в грунтах с позиций микрореологии. Исследованиям в данном направлении посвящены труды Ребиндера П.А., Воляровича М.П., Дерягина Б. В., Бондарика Г.К., Вялова С.С., Гольдштейна М.Н., Ларионова А.К., Тер-Степаняна Г.И. и др.

На основе выполненных исследований разработаны основы физических теорий ползучести глинистых грунтов. Первые работы в этом направлении проведены Вяловым С.С. [48], Зарецким Ю.К. [92], Гольдштейном М.Н. [64], Будиным А.Я. [35] и др.

В настоящее время наиболее распространенным способом описания реологических процессов в глинистых грунтах является феноменологический подход (с позиций макрореологии), который при соблюдении ряда определенных ограничений является эффективным средством решения многих инженерных задач. Исследованиям макрореологических процессов в грунтах посвящено большое количество работ, так как данное направление имеет огромное практическое значение.

Применительно к уплотнению грунтов изучение их реологических

свойств с позиций макрореологии приводит к исследованию двух основных процессов: вторичной консолидации (компрессионной ползучести) [189] и релаксации напряжений.

Систематическое изучение вторичной консолидации глинистых грунтов проведено в трудах Тейлора Д. [299], Маслова Н.Н. [189, 190], Месчяна С.Р. [191, 192], Тер-Мартirosяна З.Г. [302, 303], Ямбу Н. [359], Поскита Т. [364], Шукле Л. [354] и др. Проведенные исследования подтверждают, что процесс вторичной консолидации наблюдается у всех видов глинистых грунтов. Эти процессы являются весьма длительными и согласно [160]: «...могут протекать в течении нескольких десятилетий».

Результаты лабораторных исследований вторичной консолидации для различных видов глинистых грунтов количественно и качественно отличаются друг от друга, но при этом во времени, во всех случаях, имеют затухающий характер. Поэтому, при феноменологическом рассмотрении этих процессов, необходимо проводить отдельные исследования для каждого вида глинистого грунта. Исследованиями установлено, что теория наследственной ползучести наиболее полно отражает вторичную консолидацию глинистых грунтов при действии внешних нагрузок.

На основе проведенных исследований разработаны методы определения характеристик вторичной консолидации глинистых грунтов, что освещено в трудах Вялова С.С. [48], Гольдштейна М.Н. [64, 66], Маслова Н.Н. [189], Карташова Ю.М. [116], Месчяна С.Р. [192], Карауловой З.М. [114] и др.

Методы определения характеристик ползучести глинистых грунтов отражены в трудах Зарецкого Ю.К. [91], Тер-Мартirosяна З.Г. [303], Смолина Ю.П. [279], До Банг [83] и др. Вышеназванные методы пока не получили широкого распространения для слабых водонасыщенных грунтов.

1.4. Развитие гидротехнического строительства в республике и проблема обводнения территорий

Современное гидротехническое строительство приводит к коренным изменениям окружающей среды в самых разных природных условиях. Проявляется это в нарушении существующего водного баланса поверхностных и грунтовых вод, изменении геологических и гидрогеологических условий, возникновении новых геологических процессов, интенсификации старых и в создании новых условий, неблагоприятных для строительства и эксплуатации зданий и сооружений. По данным Европейской Экономической Комиссии Организации Объединенных Наций (ЕЭК ООН) [23] «...в Республике Таджикистан функционируют 7099 гидротехнических сооружений различного назначения, включающих 36 крупных ГТС, около 350 ирригационных водозаборных сооружений средней мощности, магистральные каналы, коллекторно-дренажная сеть, насосные станции и другие гидротехнические сооружения.» Согласно данных Фазылова А.Р. [325]: «...в Республике Таджикистан возводятся и эксплуатируются 11 крупных гидроузлов, в том числе: Рогунский гидроузел с высотой плотины $H = 335$ м и объемом водохранилища $V = 13800$ млн.м³, Нурекский гидроузел ($H = 300$ м, $V = 10500$ млн. м³, гидроузел «Сангтуда» ($H = 75$ м, $V = 258$ млн. м³), Байпазинский гидроузел ($H = 75$ м, $V = 258$ млн. м³), Каттасойский гидроузел ($H = 55$ м, $V = 55$ млн. м³), Даганасойский гидроузел ($H = 50$ м, $V = 27$ млн. м³), Головной гидроузел ($H = 44,5$ м, $V = 94,5$ млн. м³), Муминабадский гидроузел ($H = 44$ м, $V = 31$ млн. м³), Кайракумский гидроузел ($H = 32$ м, $V = 4000$ млн. м³), гидроузел «Сангтуда -2» ($H = 30$ м, $V = 75$ млн. м³) и Фархадский гидроузел ($H = 27,5$ м, $V = 330$ млн. м³)...». Данные, приведенные [325], показывают, что «...в Таджикистане действуют следующие основные гидросооружения:

1. **Каналы:** - Вахшский магистральны канал (введен в строй в 1931 г.); -
концевой участок Большого магистрального Гиссарского канала (1939 г.); -

Верхний Дилварзинский канал (1958 г.); - Чубекский магистральный канал (1960 г.); - Канал Дехканабад (1960 г. кап. ремонт в 2005 г.);

II. Головные водозаборные сооружения: - Центральный сброс Вашхского магистрального канала (1933 г.); - Распределительный узел на ПК 189 Вахшского магистрального канала (1938 г.); - Головное водозаборное сооружение Чубекского канала на реке Пяндж (1960 г, кап. ремонт 2003-2005 гг.); - Гидроузел на реке Исфара (1980 г.);

III. Гидротехнические каналы: - из водохранилища Байпазинской ГЭС на г. Яван (1968 г.); - Туннель на канале Правая ветка МК в Яванском районе (1968 г.); - из Нурекского водохранилища в Дангаринском районе (1974 г.)

IV. Дюкеры: - Шурабадский дюкер через реку Вахш (1950 г.); - дюкер на канале ХБ-1 (1960 г.); - дюкер Лакайсой на канале Правая ветка (1970 г.); - дюкер Ишмасой на канале Правая ветка (1970 г.)...».

Длительная эксплуатация гидросооружений совместно с инфраструктурными объектами (водозаборами, ирригационными каналами, ирригационными туннелями, насосными станциями, напорными трубопроводами, коллекторами и пр.), а также с учетом времени эксплуатации, способствовала процессу обводнения значительных прилегающих территорий, сказавшегося на поднятии уровня грунтовых вод и изменению физических свойств грунтов основания, которые в процессе обводнения переходят в категорию слабых водонасыщенных грунтов. При этом несущая способность данных грунтов может уменьшаться в разы и приводить к аварийным ситуациям.

Одной из причин интенсивного развития процессов подтопления на орошаемых, застроенных и застраиваемых территориях являются также усиленный полив сельскохозяйственных угодий, низкое качество производства работ по инженерной подготовке и строительству водонесущих сооружений, нарушение правил их эксплуатации, а также недостатки в проектировании объектов строительства, когда не уделяется соответствующего внимания прогнозированию процесса подтопления и мероприятиям по предупреждению

отрицательного воздействия данного фактора. Следствием подтопления является подъем уровня грунтовых вод и водонасыщение больших массивов, приводящий к их переходу в категорию «слабых» (сильносжимаемых) грунтов, с ухудшающимися их прочностными и деформационными характеристиками. Процесс подтопления способствует также возникновению неблагоприятных геологических явлений (осадки, просадки, оползни и т.д.), приводящим к нарушению эксплуатационной пригодности и аварийным ситуациям на объектах. Практика эксплуатации гидротехнических объектов показывает, что устранение последствий подтопления требует значительных капиталовложений. Об актуальности и важности указанной проблемы свидетельствует проведение ряда специальных Всесоюзных совещаний по вопросам подтопления застроенных территорий грунтовыми водами, методам прогноза и защиты (г. Белгород, 1972; г. Ташкент, 1978; г. Новосибирск, 1984), включая сборник трудов «Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека» (под ред. Р. С. Зиангирова). Москва: Наука, 1982 и др.

Исследованиями Комилова О.К. [123, 125], Саттарова М.А. [272], Усманова Р.А. [323] и др., выявлено, что за последние годы (25-40 лет) в Республике Таджикистан наблюдается процесс подтопления обширных территорий, сложенных, в основном, лессовыми просадочными грунтами различной мощности. По данным, приведенным в [323] «...в настоящее время процессами подтопления охвачены территории, расположенные в Согдийской области (пгт. Бустон, Ашт, Канибадам, Кайраккум, Исфара и др.) и Южно-Таджикском регионе (г. Душанбе, г. Курган-Тюбе, г. Куляб, г. Яван, г. Дангара, пгт. Восеъ, Вахш, Сарбанд, Вахдат, Гиссар, Сомониен и др.)». В процессе подтопления и обводнения природный лессовый грунт превращается в особое техногенное новообразование с весьма низкими прочностными показателями и высокой сжимаемостью. При этом, как правило, они переходят в категорию «слабых и сильносжимаемых». Изучение и обобщение материалов инженерно-геологических изысканий, опыта проектирования, строительства и исследований позволило выдвинуть Абелеву М.Ю. в [7] следующую

формулировку понятия слабые водонасыщенные лессовые грунты: «...слабыми водонасыщенными лессовыми грунтами называются грунты, образованные вследствие изменения (деградации) физико-механических свойств ранее маловлажных грунтов под воздействием природных и техногенных факторов обводнения, характеризующихся малой несущей способностью ($R < 100$ кПа), высокой сжимаемостью ($E < 5$ МПа) и степенью влажности $S_r > 0,8$, при установившемся (стабилизированном) уровне грунтовых вод...».

В вопросах исследования строительных свойств слабых водонасыщенных грунтов, а также разработке теории и практики строительства зданий и сооружений на слабых водонасыщенных грунтах в странах СНГ существенный вклад внесли такие ученые, как Абелев Ю.М. [1], Абелев М.Ю. [2, 3, 5, 7], Амарян Л.С. [12], Ананьев В.Н. [14], Бульчев В.Г. [37], Гильман Я.Д. [59], Гольдштейн М.Н. [62, 63], Горбунов Б.П. [67], Горькова И.М. [73], Далматов Б.И. [76], Денисов Н.Я. [78], Дранников А.М. [87], Крутов В.И. [156, 157], Комилов О.К. [125], Коновалов П.А. [127, 128], Ларионов А.К. [160, 161], Ломизе Г.М. [170, 171], Ломтадзе В.Д. [172, 173], Мавлянов Г.А. [177, 179], Маслов Н.Н. [187, 188], Мусаэлян А.А. [201, 202, 204], Осипов В.И. [216, 218], Павилонский Н.Н. [221], Польшин Д.Е. [224], Расулов Х.З. [233], Рубинштейн А.Я. [267], Саттаров М.А. [272, 273], Савватеев С.С. [275], Соколов В.Н. [285], Тахиров И.Г. [295, 296], Тер-Мартirosян З.Г. [302, 303], Тугаенко Ю.Ф. [322], Усманов Р.А. [323], Финаев И.В. [327], Хасанов А.З. [332, 333, 334], Цытович Н.А. [339, 340] и др. Среди научных организаций и учебных заведений значительный вклад в исследования в данном направлении были проведены ГУП «НИИОСП», АООТ «САНИИОСП», ФГБНУ «ВНИИГиМ», ФГУП «НИИ ВОДГЕО», ОАО «НИИЭС-«НИС Гидропроект»», АО «ПНИИИС», ОАО «ЛенморНИИпроект -СевморНИИпроект»», ОАО «Фундаментпроект», а также МГСУ- МИСИ, МАДГТУ - МАДИ, Ростовский Государственный строительный университет (РГСУ- РИСИ), Одесская Государственная академия строительства и архитектуры (ОГАСА - ОИСИ), ДНУЖТ им. В. Лазаряна - ДИИТ) и др. научными и изыскательскими

организациями. Многими исследователями отмечается, что повышение влажности лессовых пород сопровождается падением их прочностных и деформационных характеристик, особенно резко проявляющиеся при приближении влажности к некоторой критической величине, примерно равной максимальной молекулярной влагоемкости. В тоже время, вопросам исследования изменений свойств и особенностей строительства сооружений при подъеме уровня подземных вод, приводящему к обводнению и водонасыщению более 80...90 % толщи лессовых просадочных грунтов H_s ($0,8...0,9 H_s$), в литературе к настоящему времени не придавалось особого значения и эти вопросы недостаточно освещены. В Республике Таджикистан целенаправленное изучение свойств слабых водонасыщенных лессовых грунтов и методов строительства на таких грунтах началось в 1970-х годах, в связи с принятием постановлений, запрещающих строительство зданий и сооружений на пригодных для сельского хозяйства землях и освоением под застройку неблагоприятных территорий. Вопросам исследования свойств и слабых водонасыщенных лессовых грунтах посвящены работы Ахмедова Д.Д. [19], Мусаэляна А.А. [203, 205], Комилова О.К. [122], Лаврусевич С.И. [294], Орипова Г.О. [214], Рузиева А.Р. [241], Сальникова Л.Ф. [201, 202, 203], Тахирова И.Г. [294, 295, 296], Усманова Р.А. [323] и др. исследователей.

1.5. Теоретические исследования напряженно-деформированного состояния оснований природного сложения

Для теоретического исследования напряженного состояния оснований природного сложения под действием внешних нагрузок обычно прибегают к расчетным моделям, в которых в зависимости от изучаемого вопроса, входят некоторые допущения, соответствующие принятому схематизированному представлению работы основания. Это связано с тем, что грунт по своей природе является сложной физической средой, свойства которой во многом зависят от ряда факторов: вида грунта, его минералогического состава,

физических показателей, напряженно-деформированного состояния и т.д.

К настоящему времени в литературе стран СНГ и зарубежной литературе имеется значительное количество работ по теоретическому исследованию различных моделей грунтовых оснований. Они отражены в трудах Терцаги К. [316], Герсеванова Н.М. [52], Цытовича Н.А. [340], Егорова К.Е. [88], Малышева М.В. [183], Маслова Н.Н. [189], Флорина В.А. [329, 330], Клейна Г.К. [119], Зарецкого Ю.К. [90], Вялова С.С. [47, 48] и др. Рассмотренные модели широко используются в практике проектирования. Однако заложенные в них условные приемы не всегда отвечают требованиям практики. Они, в частности, не учитывают природного напряженного состояния основания, оказывающего влияние на сходимость расчетных значений с реальными осадками сооружений.

Если при небольших размерах фундаментов, когда глубина активной зоны незначительна, природное напряженное состояние не оказывает существенного влияния, то для сооружений с большой площадью опирания на основание, природное напряженное состояние может иметь существенное значение. Особенно это важно в случае слабых водонасыщенных глинистых грунтов. Поэтому дальнейшее совершенствование способов расчета осадок оснований сооружений, по-видимому, должно идти по пути уточнения существующих методов с учетом природного напряженно-деформированного состояния основания.

Вопросам теоретического исследования природного напряженного состояния оснований в настоящее время посвящено крайне мало работ. Это, прежде всего, связано с большими математическими трудностями. Многообразие силового (силы гравитации, сеймики и тектоники и т.д.) и температурных полей в верхних слоях литосферы во многом определяет условия формирования напряженного состояния массивов грунтов в пространстве и во времени. Большое значение имеет также состав, строение и геометрические параметры массивов (очертание рельефа, мощность слоев и их расположение по отношению к горизонту). Все это сказывается на сложности теоретического исследования природного напряженного состояния массивов

грунтов.

Сущность аналитического метода определения вертикального давления и связанного с ним, посредством коэффициента бокового давления, соответствующего горизонтального давления освещена в трудах Терцаги К., Герсеванова Н.М., Цытовича Н.А., Маслова Н.Н., Зарецкого Ю.К., Флорина В.А., Гольдштейна М.Н., Далматова Б.И. и др.

В работе Зарецкого Ю.К. [90] приводятся зависимости для определения «...бокового давления в квазидвухфазных грунтах в виде

$$\sigma(t) = \sigma_{yy}(t) = -\xi_k q \quad (1.1)$$

где функция бокового распора

$$\xi_k(z, t) = \frac{v}{1-v} + \frac{1-2v}{1-v} B_k \frac{4}{\pi} \sum_{m=1,3}^{\infty} \frac{1}{m} \sin\left(\frac{\pi m}{h} z\right) e^{-\left(\frac{\pi m}{h}\right)^2 C_k t} \quad (1.2)$$

при
$$C_k = \frac{(1+e_{cp})k\beta}{\gamma_w^{cp} a_k} B_k \quad (1.3)$$

$$B_k = \frac{1}{1+3\frac{e_{cp}\beta}{a_w a_k}}$$

Согласно зависимости (1.2) при $t = 0$ коэффициент $\xi_k(z, 0)$ равен

$$\xi_k(z, 0) = B_k + (1 - B_k) \frac{v}{1-v} = B_k + \frac{v}{1-v} \cdot \frac{3e_{cp}}{a_w a_k} \cdot \beta B_k \quad (1.4)$$

т.е. начальное значение коэффициента бокового распора для случая несжимаемой поровой жидкости ($a_w \rightarrow 0$) равно единице и меньше единицы при конечной сжимаемости жидкости.

При $t \rightarrow \infty$ коэффициент бокового распора, как и в случае несжимаемой жидкости стремится к значению

$$\xi_k(z, \infty) = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (1.5)$$

где ν - коэффициент Пуассона».

Зависимости (1.4) и (1.5) показывают, что для двухфазного грунта при несжимаемости поровой жидкости значение коэффициента бокового распора (ξ_k) согласно (1.5) меняется в пределах от 1 до значений $\frac{\nu}{1-\nu}$.

В случае сжимаемой поровой жидкости выполняется соотношение во времени [88]:

$$\frac{\nu}{1-\nu} \leq \xi(z, t) \quad (1.6)$$

В трудах Тер-Мартirosяна З.Г. [301 303, 340] значительное развитие получили аналитические методы расчета напряженно-деформированного состояния массивов грунтов под воздействием поверхностных и объемных сил с учетом особенностей рельефа и взаимодействия сооружений с окружающей средой в рамках плоской задачи теории упругости - теории линейно-деформируемых сред. Многочисленные задачи о напряженном состоянии полубесконечных областей с широким классом криволинейных границ в поле гравитации наглядно показывает значительное влияние коэффициента бокового давления на напряженном состоянии массивов [343].

Таким образом, анализ существующих решений задач по исследованию естественных природных напряжений в грунтовом массиве показывает, что в настоящее время этот вопрос окончательно не решен и требует дополнительных аналитических и экспериментальных исследований. Это тем более важно, так как знание естественных напряжений в массиве позволит при решении задач консолидации грунтов учитывать фактор исходного напряженно-деформированного состояния грунтов в массиве.

1.6. Постановка задач исследований

Анализ современного состояния исследований вопросов деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных глинистых грунтов, проведенный в предыдущем разделе, показывает, что в настоящее время существует ряд теорий консолидации как в линейной, так и в нелинейной постановке, позволяющих прогнозировать осадки возводимых сооружений во времени. Однако ни одна из существующих теорий консолидации не учитывает в расчетах параметры, установившиеся по глубине массива в процессе его естественного формирования. Использование этих данных, особенно в случае залегания слабых водонасыщенных грунтов, повысит достоверность прогноза осадок во времени как в количественном, так и в качественном выражении. В связи с этим основной целью диссертационной работы являлась разработка метода расчета осадок слабых водонасыщенных грунтов, учитывающая, как нелинейную деформируемость и переменную проницаемость, так и фактор исходного напряженно-деформированного состояния массива.

Исходя из данных положений в настоящей диссертационной работе были поставлены **следующие задачи**:

1. Проведение экспериментальных исследований деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных глинистых грунтов на приборах одноосного и трехосного сжатия (стабилометрах) с замером величины порового давления. В экспериментах исследовать образцы водонасыщенных илистых грунтов мягко- и текучепластичной консистенции, полученные посредством новой конструкции грунтоотборника, разработанной при непосредственном участии автора;
2. Решение теоретической задачи определения объёмной деформации разуплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов при поднятии на дневную поверхность и снятии природной нагрузки и методику определения параметров грунтов, входящие в полученную зависимость;
3. Разработка методики построения графика исходной (природной)

компрессии грунтов в массиве и выявления степени природной уплотненности (нормальной уплотненности, недоуплотнения) массива в исходном напряженно-деформируемом состоянии;

Разработка научно-теоретических основ консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов в основании гидротехнических других инженерных сооружений и объектов с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформируемого состояния.

5. Разработка метода определения высоты капиллярного поднятия поровой жидкости в подтопленном массиве слабых глинистых грунтов и

н
А
Постановка и численное решение задачи фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости, исходного напряженно-деформированного состояния и изменяющейся во времени высоте массива. При этом разработать методику определения реологических параметров (скорости ползучести (δ') и затухания ползучести (δ'')) в процессе вторичной консолидации массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

м

о

й

п

р

и

э

т

о

м

п

е

р

Глава 2. ОБЪЕКТЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

2.1. Инженерно-геологические и физико-механические свойства исследованных грунтов

Вопросам изучения и классификации слабых водонасыщенных глинистых грунтов посвящены работы Абелева М.Ю. [4, 7], Горьковой И.М. [73], Ларионова А.К. [160], Ломтадзе В.Д. [174] и др. Вопросам деформирования и строительным свойствам слабых грунтов посвящены международные и всесоюзные совещания. Об определяющей роли взаимосвязи физико-механических свойств грунтов с историей их образования неоднократно отмечалось в работах Денисова Н.Я. [79, 80], Ларионова А.К. [160], Ребиндера Г.В. [260], Горьковой И.М. [73], Сорокиной Г.В. [286, 287] и др. исследователей.

Ларионовым А.К. к слабым грунтам относятся "различные глинистые, пылевые и органоминеральные породы, находящиеся в водонасыщенном состоянии ($S_r = 0,8 \div 1,0$), обладающие текучей или текучепластичной консистенцией, структурной неустойчивостью и соответственно малой прочностью и высокой деформативностью" [160]. К таким грунтам можно отнести аллювиальные, морские, озерные, лиманные, дельтовые и болотные отложения. По литологическому составу и текстурным признакам к этой группе грунтов относятся: а) - слабые водонасыщенные илистые грунты, б) – слабые водонасыщенные лессовые грунты и в) – ленточные глины.

В диссертационной работе объектом исследования являлись слабые водонасыщенные глинистые грунты, представленные слабыми водонасыщенными илистыми грунтами Днепро-Бугского лимана г. Очаков (Украина, Николаевская область) и слабыми водонасыщенными лессовыми грунтами Дангаринского района Республика Таджикистан.

Мощность исследованных водонасыщенных илистых грунтов и лессовых

грунтов достигала не менее 20 метров (см. Приложение 1).

Несмотря на наблюдаемые различия в гранулометрическом составе и условиях образования водонасыщенных грунтов, в основном для исследованных грунтов наблюдается общая тенденция к изменению физических параметров грунтов по глубине массива, что явилось предметом исследований в диссертационной работе.

2.1.1. Инженерно-геологические и физико-механические свойства слабых водонасыщенных глинистых грунтов

В процессе лабораторных исследований было проведено более 30-ти компрессионных исследований и изучены физико-механические свойства более 100 образцов водонасыщенных грунтов. При этом исследовались образцы грунта из различных скважин, а учитывая данные, полученные из ОАО «Укрگیпроводхоз» и АООТ «ГІІІНТІЗ», общее количество рассмотренных скважин составило более 40. При исследовании илистых грунтов образцы текучепластичной и пластичной консистенции, отбирались посредством нового устройства (грунтоотборника) для отбора водонасыщенных глинистых грунтов, разработанного при участии автора.

Использование данного грунтоотборника принципиально новой конструкции позволило исследовать слабые водонасыщенные илистые грунты самых верхних горизонтов, что до последнего времени было технически не осуществимо. В диссертационной работе рассматривались также образцы слабых водонасыщенных илистых грунтов, отобранных ОАО «Укрگیпроводхоз», а также водонасыщенных лессовых грунтов, отобранных АООТ «ГІІІНТІЗ» на различных объектах.

Для каждого исследованного образца грунта определялись следующие физические показатели грунтов: гранулометрический состав, число пластичности (J_p), природная влажность (W), плотность грунта (ρ), плотность частиц грунта (ρ_s). Последующим расчетом определялись плотность сухого

грунта (ρ_d), коэффициент пористости (e) и степень влажности (S_r). Значения физико-механических характеристик исследованных грунтов приведены в таблице 2.1. Характерная интегральная кривая гранулометрического состава исследованных грунтов представлена на рисунке 2.1.

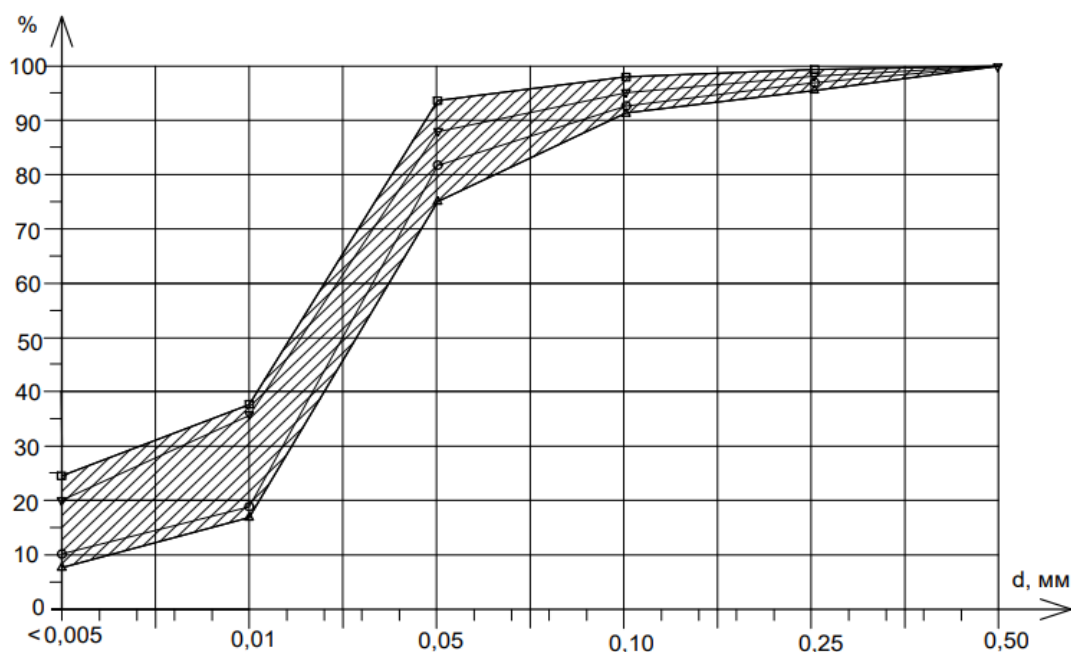


Рисунок 2.1. - Интегральная кривая гранулометрического состава исследованных слабых водонасыщенных илистых грунтов

Как видно из таблицы 2.1, для скважин №№ 941, 1419, 1418 и 1377, с увеличением глубины отбора пробы грунта значения плотности природного грунта (ρ) имеют тенденцию к увеличению.

Так, для скважины № 941 значения плотности природного грунта (ρ) увеличиваются с $1,34 \text{ г/см}^3$ для образца с глубины $2,40 \div 2,70$ м до значений $1,77 \text{ г/см}^3$ для образца с глубины $7,6 \div 7,9$ м. Аналогичные изменения наблюдались для образцов из других скважин.

Так, у грунтов, отобранных с самых верхних горизонтов илистого основания (скважина № 1377) значение влажности, достигало величины 3,70. Такие существенные пределы изменения значений плотности грунта (ρ) и природной влажности (W) можно объяснить явлениями длительного

Таблица 2.1

Физико-механические показатели исследованных грунтов

Глубина отбора, м	Плотность частиц грунта $\rho_s,$ $г/см^3$	Плотность грунта $\rho,$ $г/см^3$	Природная влажность W	Плотность сухого грунта $\rho_d,$ $г/см^3$	Плотность во взвеш. сост. $\rho_{sb},$ $г/см^3$	Пределы пластичности		Число пластичности J_p	Степень влажности S_r	Коэф. пористости e
						верхний W_L	нижний W_p			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Скважина № 941										
2,40 - 2,70	2,63	1,34	1,07	0,64	0,40	0,68	0,30	0,38	0,93	3,06
2,70 - 3,00	2,63	1,48	0,93	0,77	0,47	0,57	0,30	0,27	0,98	2,44
3,00 - 3,30	2,65	1,52	0,84	0,83	0,51	0,50	0,29	0,21	0,99	2,19
3,35 - 3,65	2,66	1,57	0,77	0,89	0,55	0,53	0,35	0,19	0,94	2,99
3,70 - 4,00	2,64	15,6	0,76	0,70	0,53	0,52	0,37	0,15	0,99	2,02

Продолжение таблицы 2.1										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4,05 - 4,35	2,68	1,56	0,80	0,93	0,57	0,52	0,26	0,25	0,97	1,88
4,40 - 4,70	2,68	1,62	0,65	0,98	0,60	0,46	0,24	0,22	0,99	1,73
4,70 - 5,00	2,67	1,65	0,60	1,03	0,64	0,49	0,25	0,24	1,00	1,59
5,05-5,35	2,70	1,68	0,56	1,08	0,67	0,55	0,27	0,28	0,97	1,50
5,35 - 5,65	2,70	1,69	0,51	1,12	0,69	0,53	0,29	0,24	0,97	1,41
5,70 - 6,00	2,69	1,72	0,43	1,20	0,74	0,47	0,26	0,21	0,77	1,50
6,00 - 6,30	2,71	1,73	0,43	1,21	0,75	0,51	0,24	0,27	0,83	1,41
6,35 - 6,65	2,72	1,75	0,44	1,21	0,75	0,49	0,29	0,20	0,98	1,22
6,70 - 7,00	2,63	1,75	0,42	1,24	0,77	0,44	0,22	0,22	0,98	1,12
7,00 - 7,30	2,70	1,78	0,33	1,34	0,83	0,48	0,29	0,19	0,88	1,01
7,70 - 7,90	2,69	1,77	0,35	1,31	0,81	0,50	0,27	0,23	0,90	1,05
<u>Скважина № 1419</u>										
2,00 - 2,25	2,66	1,19	2,01	0,39	0,24	1,02	0,48	0,54	0,938	5,70
3,45 - 3,70	2,65	1,25	1,68	0,46	0,29	1,01	0,62	0,49	0,955	4,66
3,80 - 4,05	2,66	1,29	1,605	0,49	0,31	0,91	0,43	0,48	0,980	4,34
4,65 - 4,90	2,67	1,23	1,57	0,47	0,30	1,00	0,50	0,50	0,917	4,57
5,50 - 5,75	2,68	1,25	1,31	0,54	0,34	0,87	0,49	0,38	0,889	3,95

Продолжение таблицы 2.1										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6,20 - 6,45	2,70	1,27	1,30	0,55	0,35	0,92	0,49	0,43	0,904	3,87
7,55 - 7,80	2,69	1,31	1,24	0,58	0,37	1,01	0,43	0,58	0,925	3,62
<u>Скважина №1418</u>										
4,75 - 5,00	2,65	1,46	0,707	0,85	0,53	0,371	0,218	0,153	0,893	2,09
5,65 - 5,90	2,66	1,57	0,651	0,95	0,59	0,516	0,281	0,236	0,967	1,79
6,75 - 7,00	2,68	1,61	0,419	1,13	0,71	0,363	0,200	0,163	0,832	1,35
7,55 - 7,80	2,66	1,61	0,470	1,09	0,68	0,33	0,189	0,141	0,874	1,43
8,45 - 8,70	2,67	1,78	0,345	1,32	0,83	0,188	—	—	0,912	1.01
<u>Скважина № 1377</u>										
0,00 - 0,25	2,65	1,15	3,70	0,24	0,16	—	—	—	0,995	3,19
0,25 - 0,50	2,65	1,16	3,64	0,27	0,17	—	—	—	0,99	3,81

уплотнения (генезиса) илистых грунтов под действием сил гравитации в природном (исходном) напряженном состоянии.

В период накопления глинистых осадков в водной среде свободная вода преобладает над связанной. Этим объясняется большая величина влажности (W) осадков, достигающая значений близким или равным 1,0. При такой влажности водонасыщенные илистые грунты находятся в сильно гидротированном текучем или текучепластичном состояниях. По мере увеличения глубины отбора значения влажности грунта (W) уменьшаются (см. таблицу 2.1).

Дегидратация глинистых осадков начинается с момента их сближения и состоит согласно Ломтадзе В.Д. [174] "...в высвобождении сначала свободной, а затем физически связанной воды, в переходе ее в свободную, в непрерывном движении воды со всевозрастающей скоростью из области повышенного уплотняющего давления на глубине к области пониженного уплотняющего давления у поверхности. Этому способствует возникновение и развитие длительного «старения» - сближения частиц под влиянием поверхностных сил при частичном вытеснении воды." Значения коэффициента пористости исследованных илов меняются в больших пределах (таблица 2.1). Так, грунты, отобранные с отметки 0,0 ÷ 0,20 м имеют значения $e = 9,12$ (скв. № 1377), а для образцов со скважины № 1418 с глубины 8,45 ÷ 8,70 м значение $e = 1,01$.

Эти данные говорят о том, что в исходном напряженном состоянии для поверхностных илов большой мощности наблюдается уменьшение значений коэффициента пористости по глубине.

Аналогичное утверждение встречается в работах [73, 80, 177, 207 и др.]. Отметим, что использование значений коэффициентов пористости (e), полученных в таблице 2.1 для оценки исходного напряженного состояния, не является достаточно корректным. Это связано, в первую очередь, с тем, что при отборе проб грунтов происходят деформации разуплотнения, связанные со снятием природной (бытовой) нагрузки.

Величина этих деформаций разуплотнения зависит от деформации скелета и деформации поровой жидкости. Этот вопрос, являющийся важным при оценке

исходного напряженно-деформированного состояния, будет рассмотрен ниже.

2.1.2. Физико-механические свойства слабых водонасыщенных лессовых грунтов на обводняемых территориях Республики Таджикистан

По данным, приведенным в [273], «...лессовые породы распространены очень широко. Общая площадь их в мире -13 млн. км², в том числе в странах СНГ – 3, 3 млн. км² или около 14% континентальной суши. В исследованиях Мусаэяна А.А. и Сальникова Л.Ф, [203, 204], Саттарова М.А. и Комилова О.К. [272], а также Усманова Р.А. [323] отмечается, что «...лессовые породы занимают около 70 % общей площади осваиваемых территорий Республики Таджикистан и, в основном, широко развиты в юго-западной части республики, где они занимают около половины территории». Их толщина изменяется от 5 до 300 м, а просадочная толща составляет $H_t = 5...30$ м и более».

Наиболее интенсивное строительство зданий и сооружений различного назначения, осуществлялось и будет осуществляться в Северо-Восточном, Центральном-Таджикском и Юго-Западном регионах, где наиболее широко распространены лессовые грунты. В то же время, именно в этих регионах, были проведены работы по орошению обширных территорий под сельскохозяйственное производство. Многолетний опыт эксплуатации оросительных систем и сетей показал, что процесс обводнения и водонасыщения грунтов наблюдается практически во всех орошаемых территориях.

Согласно исследованиям Саттарова М.А. и Комилова О.К. в [273], «... глубина промачивания грунта на орошаемых полях непрерывно увеличиваясь, в среднем на 4-5 м в год, после пяти лет орошения достигает величины 23 - 30 м.»

В исследованиях Усманова Р.А. [323] отмечается, что «...наличие естественных и многочисленных искусственных водохранилищ и водоемов, оказывает значительное влияние на подземные воды и, наряду с природными и техногенными факторами, ускоряет подъем УПВ. Так, строительство

Нурекского гидроузла, Байпазинской и Головной ГЭС с одноименными водохранилищами, площадью в несколько сот квадратных километров, способствовали подъему уровня грунтовых вод в Дангаринской, Яванской, Вахшской и части Бешкентской долин, а возведение Каттасайского, Фархадского и Кайраккумского водохранилищ на севере республики, привело к аналогичному результату почти во всех районах Согдийской области. Следует отметить, что подъем уровня грунтовых вод наблюдается на расстоянии в несколько десятков, а иногда и сотни километров от мест расположения водохранилищ и водоемов». Основными факторами (природными и техногенными), способствующими процессу обводнения территории Республики Таджикистан, согласно [123, 272, 323] выделяются следующие:

- «...1. - фильтрация атмосферных осадков;
 - 2 - приток глубинных подземных вод;
 - 3 - приток воды из напорных водоносных горизонтов;
 - 4 - приток воды из больших гидроузлов, сети водохранилищ и водоемов мелиоративного назначения;
 - 5 - фильтрация воды вследствие интенсивного и бесконтрольного полива хлопковых полей и сельскохозяйственных угодий;
 - 6 - фильтрация воды из оросительных сетей;
 - 7 - фильтрация вследствие утечки технологических и бытовых вод из различных коммуникаций;
- нарушение природного рельефа местности при его застройке;
- 9 - застройка и покрытие дневной поверхности (устройство асфальтовых и бетонных отмонок, тротуаров, автомобильных дорог и др.), нарушающие процессы тепло-, водо- и газообмена в зоне аэрации и т. д.

Первые три фактора относятся к природным, а остальные шесть к техногенным и связаны с производственной и хозяйственной деятельностью людей. При этом, подъем УПВ до дневной поверхности, или ниже нее до глубины, на 2.. .3 м, происходит в течение 6... 12 лет, со средней скоростью 2,0... 4,0 м / год...»

Вышеизложенное позволяет утверждать, что проблема подтопления

территорий и переход лессовых грунтов в категорию «слабых водонасыщенных» является для Республики Таджикистан достаточно актуальной и требующей дальнейшего изучения.

2.1.3. Физическо-механические показатели слабых водонасыщенных лессовых грунтов

В настоящей работе исследовались обводненные лессовые грунты территории Дангаринского района Республики Таджикистан. Данная территория характеризуется высоким уровнем грунтовых вод, выходящим сезонно в низко расположенных территориях на поверхность земли, что затрудняет процесс строительства и эксплуатацию объектов.

Физико-механические показатели слабых водонасыщенных лессовых грунтов, полученных АООТ «ГИИНТИЗ», при выполнении инженерно-геологических изысканий на объектах «Больница» и «Парк культуры и отдыха» в г.Дангаре Хатлонской области, приведены в таблицах 2.2 ÷ 2.3 и в Приложении 2.

2.2. Устройство для отбора слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

Приборы, оборудование и методика исследования грунтов.

При исследовании слабых водонасыщенных грунтов, в частности поверхностных илов, особый интерес представляют самые верхние (приповерхностные) слои грунтов. Техническая сторона отбора проб таких грунтов текучепластичной консистенции практически не решена.

Существующие конструкции пробоотборников при отборе илистых грунтов текучей и текучепластичной консистенций малоэффективны.

Таблица 2.2

Физико-механические свойства исследованных грунтов (по данным АОТ «ГИИТИЗ»)

Район Хатлонская область,

Город Дангара, Объект «Больница», Скважина 1

Скважина	Глубина	Плотность, <i>г/см³</i>				Влажность			Число пласти- чности <i>J_p</i>	Сте- пень влажнос- ти <i>S_r</i>	Порист- ость <i>n</i>	Коэф- фици- ент порис- тости <i>e</i>
		частиц грунта <i>ρ_s</i>	в естест- состоя- нии <i>ρ</i>	во взв.- состо- янии <i>ρ_{sb}</i>	сухог- о грунт а <i>ρ_d</i>	природ- ная <i>W</i>	на гран- текучес- ти <i>W_L</i>	на границе раскатыв- ания <i>W_p</i>				
Скв. 1	2,0	2,68	2,02	1,02	1,65	0,230	0,278	0,194	0,084	1,00	0,379	1,037
	4,0	2,68	2,02	1,02	1,63	0,240	0,284	0,211	0,073	1,00	0,391	0,815
	6,0	2,68	1,95	0,95	1,52	0,285	0,328	0,242	0,086	1,00	0,433	0,805
	8,0	2,68	2,03	1,03	1,65	0,232	0,274	0,212	0,062	1,00	0,384	0,788
	10,0	2,68	2,04	1,04	1,66	0,229	0,278	0,194	0,084	1,00	0,380	0,798
	12,0	2,68	2,02	1,02	1,64	0,234	0,277	0,212	0,065	1,00	0,383	0,763
	15,0	2,68	2,03	1,03	1,6,5	0,232	0,278	0,194	0,081	1,00	0,384	0,756

Таблица 2.3

Физико-механические свойства исследованных грунтов (данные АООТ «ГИИТИЗ»)

Район Хатлонская область,

Город Дангара, Объект «Парк», Скважина 1

Скважина	Глубина	Плотность, $г/см^3$				Влажность			Число пластичности J_p	Степень влажности S_r	Пористость n	Коэффициент пористости e
		частиц грунта ρ_s	в естест сост. ρ	во взв. сост. ρ_{sb}	сухого грунта ρ_d	природная W	на границе текучести W_L	на границе раскатывания W_p				
Скв. 1	2,0	2,66	1,93	0,93	1,53	0,262	0,310	0,249	0,061	0,94	0,425	0,738
	4,0	2,68	1,99	0,99	1,59	0,250	0,303	0,222	0,081	0,98	0,407	0,685
	6,0	2,66	1,95	1,01	1,62	0,204	0,287	0,236	0,051	0,84	0,391	0,642
	8,0	2,66	2,02	1,02	1,63	0,235	0,295	0,227	0,068	0,99	0,387	0,632
	10,0	2,66	2,02	1,02	1,64	0,230	0,309	0,241	0,068	0,98	0,383	0,622
	12,0	2,68	2,06	1,06	1,70	0,210	0,309	0,225	0,084	0,98	0,366	0,576

Для решения задачи отбора проб слабых водонасыщенных грунтов мягкопластичной консистенции автором, совместно с доктором техн. наук, проф. Тер-Мартirosяном З.Г. и канд. техн. наук Погосяном Р.Г. (МГСУ, Российская Федерация), был разработан, изготовлен и испытан грунтоотборник принципиально новой конструкции, на которое получено авторское свидетельство на изобретение «Устройство для отбора проб грунта» (патент SU № 1488715 A1 G 01 N 1 / 04) [310].

2.2.1. Конструкция грунтоотборника и методика отбора образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Конструкция разработанного устройства (грунтоотборника) для отбора слабых водонасыщенных глинистых грунтов мягкопластичной и пластичной консистенций представлена на рисунках 2.2 - 2.3.

Разработанный грунтоотборник состоит из корпуса 1 с крышкой 2 и заостренным наконечником 3, внутри которого размещены грунтовые кольца 4 с кольцевыми датчиками 5 диском 6 с вертикальными стопорно-направляющими стержнями 7, которые устанавливаются в вертикальных каналах 8 корпуса 1. В каналах 9 корпуса 1 установлены пружины 10 со штоками 11, которые торцами опираются на подвижные жесткие сектора 12, присоединенные посредством шарниров 13 к корпусу 1. Для обеспечения неподвижности грунтовых колец в корпусе 1 установлено кольцо 14 с резьбой. Подвижные сектора 12 имеют отверстия 15 для фиксации в вертикальном положении посредством стержней 7.

Грунтовые кольца заполняются грунтом 16. Основным назначением диска 6 является фиксация всех жестких секторов 12 в вертикальном положении в прорезях наконечника 3 посредством стопорно-направляющих стержней 7, исходящих от него при погружении устройства в массив и наполнения его отбираемым грунтом.

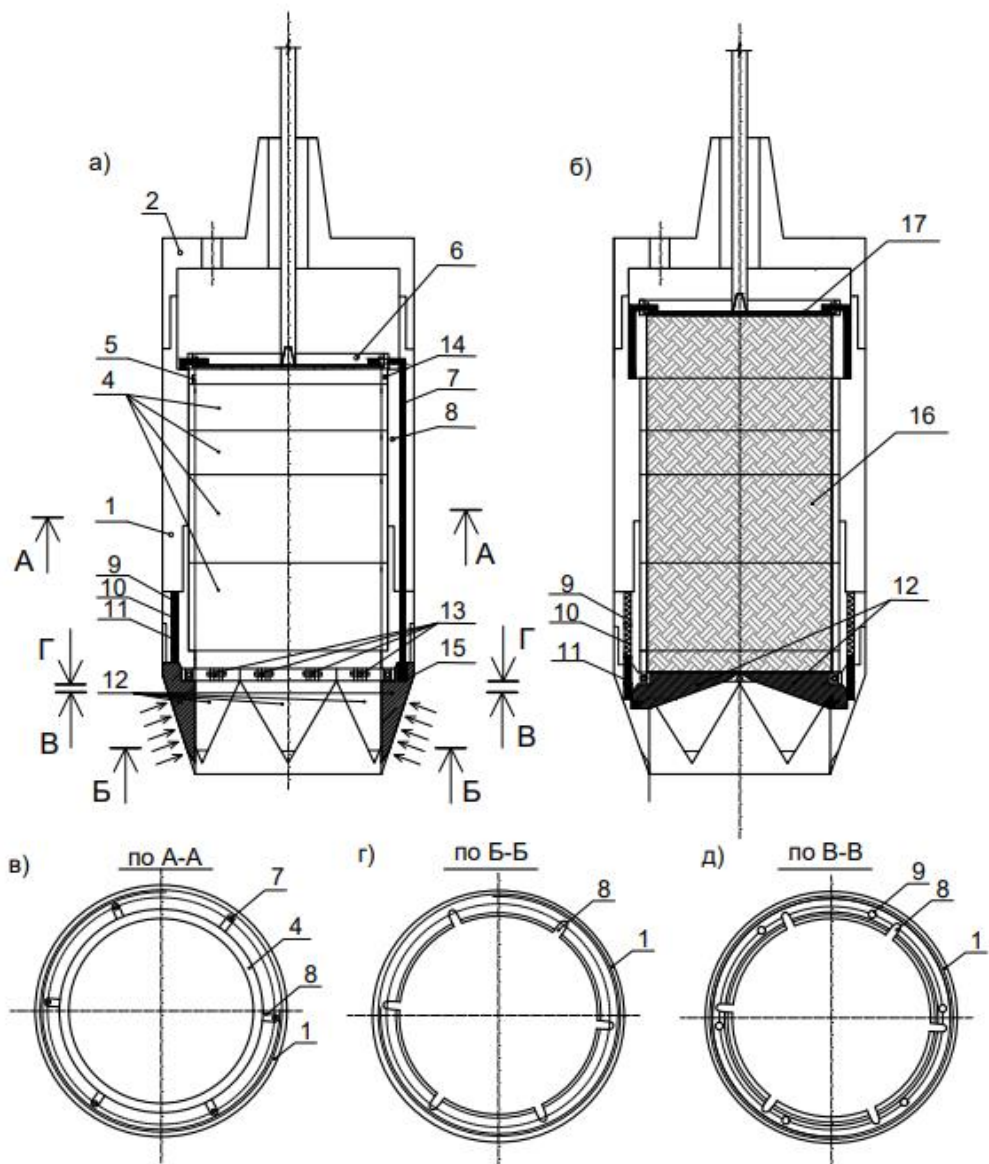


Рисунок 2.2. - Разрезы и сечения грунтоотборника для слабых водонасыщенных глинистых грунтов (авт. свид. SU № 1488715 A1 G 01 N 1/04): а) – разрез устройства в собранном виде перед погружением в массив грунта; б) – разрез устройства с закрытыми подвижными секторами (лепестками) после отбора пробы грунта.

Сечения устройства: в) – по А - А; г) – по Б - Б; д) – по В - В: 1 - корпус грунтоотборника; 2 – крышка устройства; 3 – заостренный наконечник устройства; 4 – грунтовые кольца; 5 – кольцевые датчики; 6 – диск для направляющих стержней; 7 – направляющие стержни; 8 – вертикальные каналы в корпусе устройства; 9 – каналы для установки пружин; 10 – пружины; 11 – штоки; 12 – жесткие подвижные сектора; 13 – шарниры; 14 – стопорное кольцо с резьбой; 15 – углубления для направляющих стержней; 16 – отобранный образец грунта; 17 – сплошное резиновое кольцо.

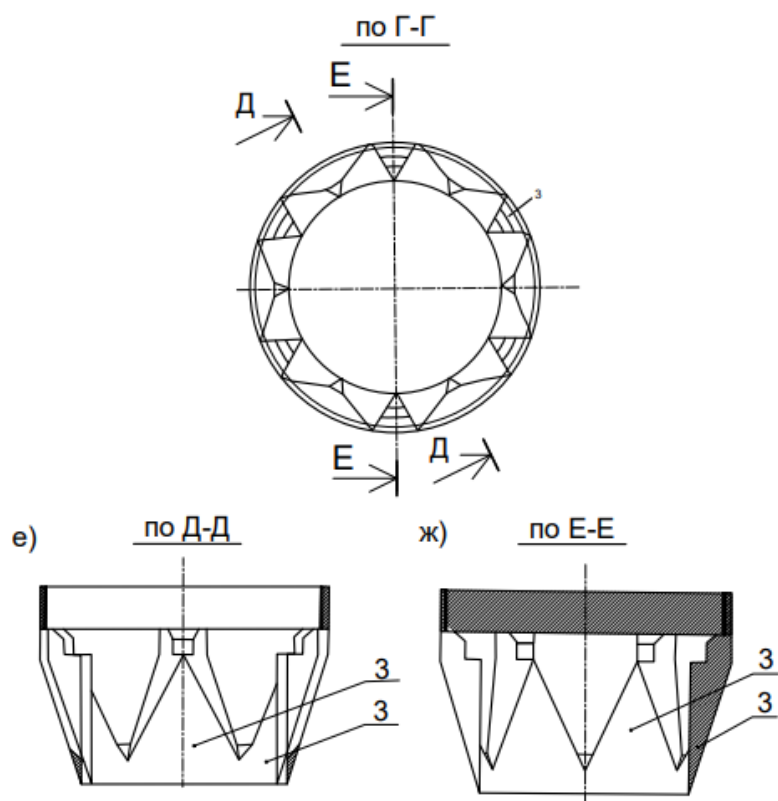


Рисунок 2.3. - Сечение наконечника грунтоотборника по Г-Г (см. рисунок 2.2) и разрезы подвижных секторов наконечника: е) – по Д-Д; ж) – по Е-Е.

В конструкции обеспечивается одновременное синхронное извлечение стержней из отверстий 15 с освобождением секторов 12 от стержней 7 в момент полного заполнения устройства грунтом 16.

Автоматическое закрытие дна корпуса происходит за счет потенциальной энергии пружин 10, находящихся в корпусе грунтоотборника, а также реакции самого грунта на внешние наклонные поверхности подвижных секторов 12, освобожденных от стержней 7. Грунтоотборник работает следующим образом.

Устройство посредством бурового оборудования в собранном виде (рисунок 2.2.а) погружают в массив слабого водонасыщенного глинистого (илистого, или водонасыщенного лессового) грунта и при его погружении камера устройства наполняется грунтом 16.

При дальнейшем погружении устройства грунт 16 доходит до диска 6 и

поднимает его. Вместе с диском 6 по вертикальным каналам 8 поднимаются стержни 7, торцы которых выходят из отверстий 15, находящихся в подвижных жестких секторах 12. В исходном положении штоки 11 торцами давят на верхние горизонтальные плоскости подвижных жестких секторов 12. Одновременно на внешние наклонные поверхности подвижных секторов действует массив грунта с внешней стороны устройства. Сектора 12 под воздействием штоков 11 и массива грунта перемещаются по направлению к центру корпуса и закрывают его. Свободное пространство между крышкой 2 и диском 6 предусматривает свободное размещение отобранного образца грунта в процессе закрытия секторов 12. Когда сектора 12 разворачиваются на шарнирах 13 и перемещаясь в корпусе прибора принимают горизонтальное положение, штоки 11 под воздействием пружин 10 опускаются и стопорят все шесть секторов в горизонтальном положении, тем самым полностью закрывая дно грунтоотборника и удерживать грунт до поднятия на дневную поверхность.

Грунтоотборник может снабжаться кольцевыми датчиками 5, которые сигнализируют о наполнении грунтом колец 4 и необходимости посредством диска 6 со штоками 11 освобождения подвижных лепестков 12 и закрытия камеры устройства.

Над диском 6 свободно налегает круглое сплошное резиновое кольцо 17 толщиной до 3 мм и диаметром равным внутреннему диаметру диска 6. Основное предназначение данного резинового кольца – создание вакуума в процессе поднятия устройства с отобранным образцом грунта 16 на дневную поверхность.

После поднятия грунтоотборника с отобранным образцом водонасыщенного грунта 16, отделяется крышка 2 от корпуса 1, извлекаются диск 6, резиновое кольцо 17 и стержни 7. После этого отбирается грунт до уровня кольца 14, который отправляется в лабораторию для определения физических показателей грунта на дневной поверхности. Из корпуса устройства 1 освобождаются грунтовые кольца 4 с грунтом для проведения

компрессионных испытаний в лаборатории.

Техническим преимуществом рассматриваемого грунтоотборника является то, что благодаря наличию в нем подпружиненного штока, подвижных секторов и диска со стопорными стержнями обеспечивается надежное заполнение грунтовых колец отбираемым грунтом, закрытие дна корпуса с сохранением отобранного грунта и извлечением его на дневную поверхность.

Процесс отбора, производившийся с участием представителей ОАО «Укрспивводхоз», показал надежную работоспособность конструкции при отборе грунтов мягко- и текучепластичной консистенции. Общий вид грунтоотборника для слабых водонасыщенных глинистых грунтов и процесс отбора приведены на рисунках 2.4 - 2.7.

В рассматриваемом устройстве без дополнительных внешних затрат и механизмов достигнута возможность своевременного, при заполнении грунтом грунтоприемной камеры, надежного закрытия дна корпуса, использования силы пружин и естественного отпора, действующих на внешние наклонные поверхности подвижных секторов и последующего поднятия отобранного грунта на дневную поверхность без потерь и с минимальным нарушением структуры.

В период полевых исследований грунтов в г. Очакове (Украина, Николаевская область) была опробована работоспособность конструкции. Грунты отбирались в акватории Днепро-Бугского лимана. Было произведено более 10 отборов проб грунтов текуче- и мягкопластичной консистенции.

Деформативные (деформационные) свойства грунтов в лабораторных условиях, определяются, как правило, в компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия (стабилометрах) объемного (тип А) и радиального (тип Б) типов. При исследовании слабых водонасыщенных глинистых грунтов нами использовались компрессионные приборы и приборы трехосного сжатия (стабилометры) радиального типа.

а)



б)



**Рисунок 2.4. - Конструкция разработанного грунтоотборника:
а) - в разобранном виде, б) - в собранном виде с закрытой грунтоприемной камерой**



**Рисунок 2.5. - Грунтоотборник в собранном виде с открытой
грунтоприемной камерой**



Рисунок 2.6. - Грунтоотборник перед погружением в забой скважины

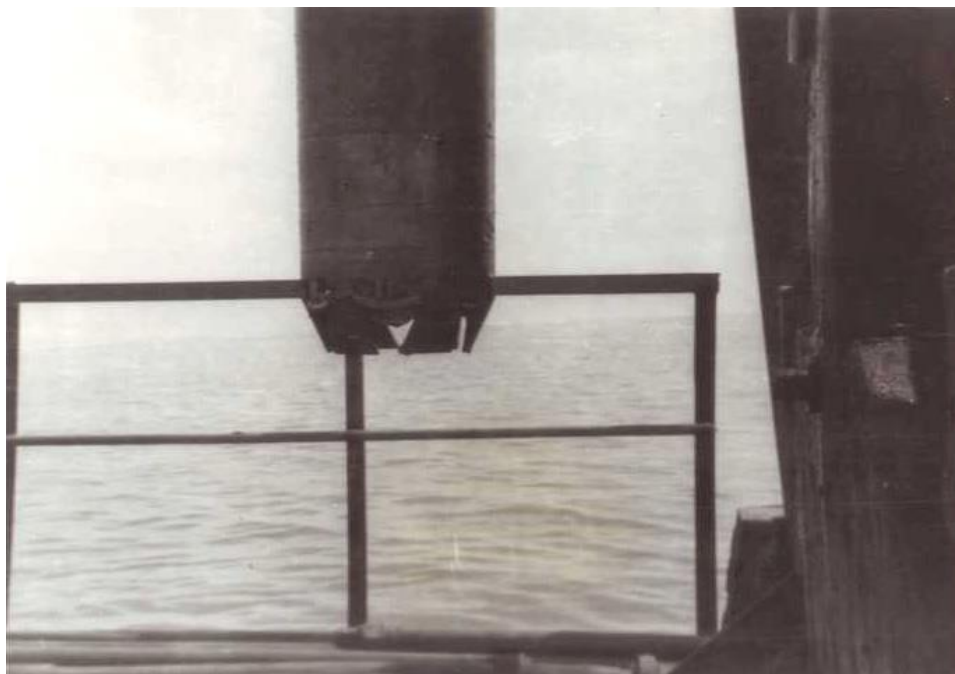


Рисунок 2.7. - Грунтоотборник с отобранной пробой грунта и закрытой грунтоприемной камерой на палубе понтона

2.2.2. Приборы, оборудование и методика определения деформативных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Преимуществами компрессионных испытаний являются возможность создания различных граничных условий загрузки, удобство отбора и зарядки прибора и простота конструкции [4, 7]. Напряженно-деформируемое состояние образца грунта в компрессионном приборе соответствует сжатию грунта без возможности его бокового расширения, что характерно для массивов грунтов осадочного происхождения, формирующихся на большой территории.

Деформативные свойства грунта характеризуются коэффициентом сжимаемости, являющимся комплексной оценкой объемных и сдвигаемых деформаций. В работе [92] выявлено, что при компрессионном сжатии, в основном происходят объемные деформации грунтов. При невозможности бокового расширения в грунте отсутствует возможность развития пластических зон, поэтому осадка грунта является всегда затухающей во времени.

Для решения поставленных задач исследовании использовались компрессионные приборы конструкции Месчяна С.Р. площадью режущего кольца $A=40 \text{ см}^2$ и высотой образца $H=20 \text{ мм}$ и $H=40 \text{ мм}$, компрессионные приборы, разработанные в комплекте с грунтоотборником, высотой образца $H=30 \text{ мм}$ и площадью поперечного сечения кольца $A=100 \text{ см}^2$, а также приборы трехосного сжатия радиального типа высотой образца $H=80 \text{ мм}$ и площадью $A=12,57 \text{ см}^2$. Исследования грунтов в вышеуказанных приборах проводилось с измерением порового давления по нижнему торцу образцов в условиях одностороннего дренажа воды вверх. Схема компрессионного прибора конструкции Месчяна С.Р. приведена на рисунке 2.8.

Компрессионный прибор состоит из нижней 1 и верхней 2 частей корпуса, соединяющихся между собой через резиновую прокладку 7 промежуточным соединительным кольцом 6. В нижней части корпуса находится перфорированный штамп 4, под которым расположена полость 9 для

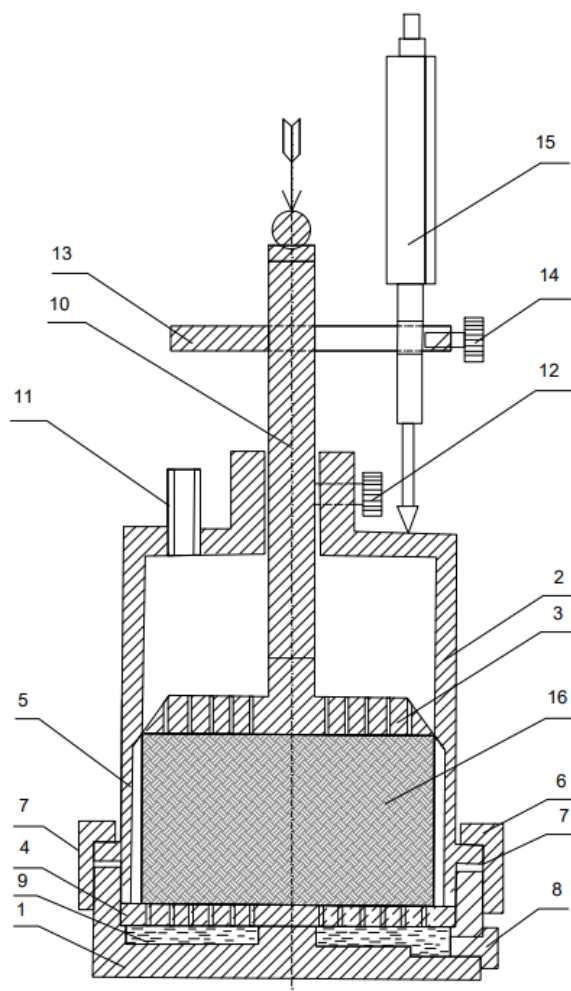


Рисунок 2.8. - Схема компрессионного прибора конструкции С.Р.Месчяна с площадью кольца $A=40 \text{ см}^2$: 1 – нижняя часть корпуса; 2 – верхняя часть корпуса; 3 – штамп; 4 – перфорированный штамп; 5 – компрессионное кольцо; 6 - промежуточное соединительное кольцо; 7 – резиновая прокладка; 8 – винт; 9 – полость для фильтрующейся воды; 10 – шток; 11 – штуцер; 12 – стопорный винт; 13 – держатель; 14 - стопорный винт; 15- индикатор часового типа; 16 – исследуемый грунт

фильтрующейся воды в случае двухстороннего дренажа. При измерении величины порового давления полость 9 заполняется дегазированной жидкостью и вместо винта 8 устанавливается датчик порового давления.

В соответствующих пазах верхней части корпуса устанавливается компрессионное кольцо 5 с исследуемым грунтом 16, Сжимающая нагрузка прикладывалась к штампу 3 через шток 10. Осадка образцов определялась

индикатором часового типа 15, который устанавливался на держателе 13. Для фиксации штока 10 и индикатора 15 предусмотрены стопорные винты 12 и 14. До начала исследований грунтов конструкция приборов была видоизменена.

В верхней части корпуса 2 был дополнительно вмонтирован штуцер 11 для прямого определения коэффициента фильтрации исследуемого грунта при различных сжимающих нагрузках.

Наряду с компрессионными приборами конструкции С.Р.Месчяна при исследовании грунтов использовались компрессионные приборы площадью колец $A=100 \text{ см}^2$, разработанные в комплекте с грунтоотборником (рисунок 2.9).

Величина вертикальной деформации образца определялась индикатором часового типа. Избыточное поровое давление определялось в нижней части компрессионного прибора посредством датчика 11.

Установка испытываемого образца грунта в компрессионный прибор (рисунок 2.9.) выполнялась в следующей последовательности. Из образца слабого водонасыщенного грунта отбирался образец грунта в заранее оттарированное компрессионное кольцо 5. При этом отдельно отбирались пробы на определение величины природной влажности, грансостава и числа пластичности [345]. Объемная масса грунта определялась путем взвешивания режущего кольца (5) с грунтом (16) с введением поправки на заранее оттарированный вес кольца.

Кольцо с грунтом устанавливалось в компрессионный прибор. Для исключения давления на грунт от перфорированного штампа 5, шток 10 посредством винта 12 фиксировался в крайнем верхнем положении. В целях герметичности соединений верхнего 2 и нижнего 1 частей корпуса прибора между ними устанавливалась резиновая прокладка 7. Обе части корпуса соединялись при помощи кольца 6.

Кроме компрессионных приборов при исследовании грунтов использовались приборы трехосного сжатия (стабилометры) радиального типа (типа Б), схема которого приведена на рисунке 2.10.

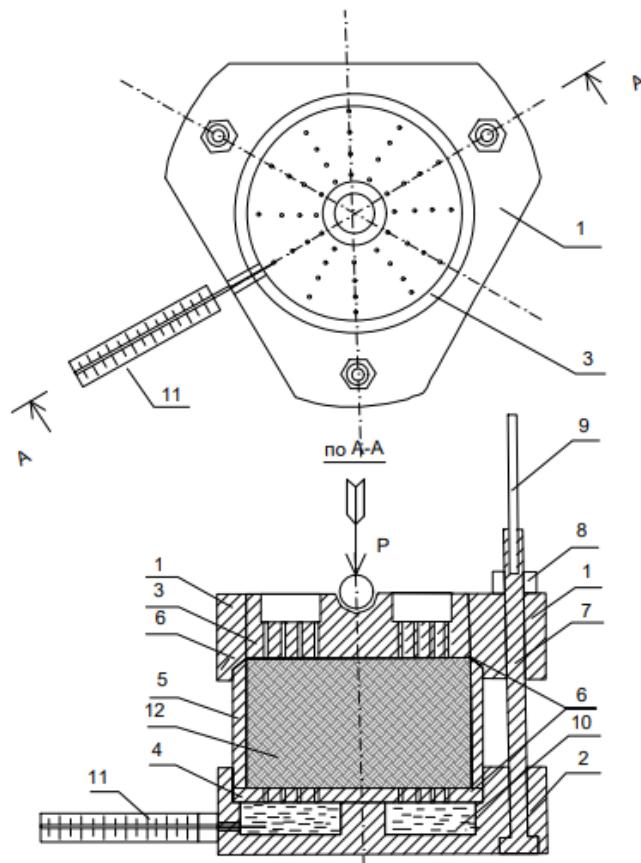


Рисунок 2.9. - Разработанная конструкция компрессионного прибора площадью кольца $A=100 \text{ см}^2$, в составе грунтоотборника: 1 – верхняя плита; 2 – нижняя плита; 3- верхний перфорированный штамп; 4 - нижний перфорированный штамп; 5 – компрессионное кольцо; 6 – резиновые прокладки; 7 – соединительные стержни; 8 – винты; 9 – стойки; 10 – полость для фильтруемой воды; 11 – датчик порового давления капиллярного типа; 12 - исследуемый грунт

Прибор трехосного сжатия грунтов (стабилометр) состоит из прозрачного корпуса I, верхней крышки 2 и нижней базы 3, изготовленных из органического стекла. Образец грунта 6 помещался в резиновую оболочку 5, которая при сборке закреплялась посредством резиновых жгутов сверху и снизу к корпусу I стабилометра и прижималась крышкой 2 и базой 3. Нагрузка на образец грунта прикладывалась через подвижный поршень 4, по площади равной площади образца. Рабочей жидкостью в приборе являлась дегазированная вода 10. Величина бокового давления определялась посредством манометра 12, установленного на гидроцилиндре 9. При работе стабилометра в режиме

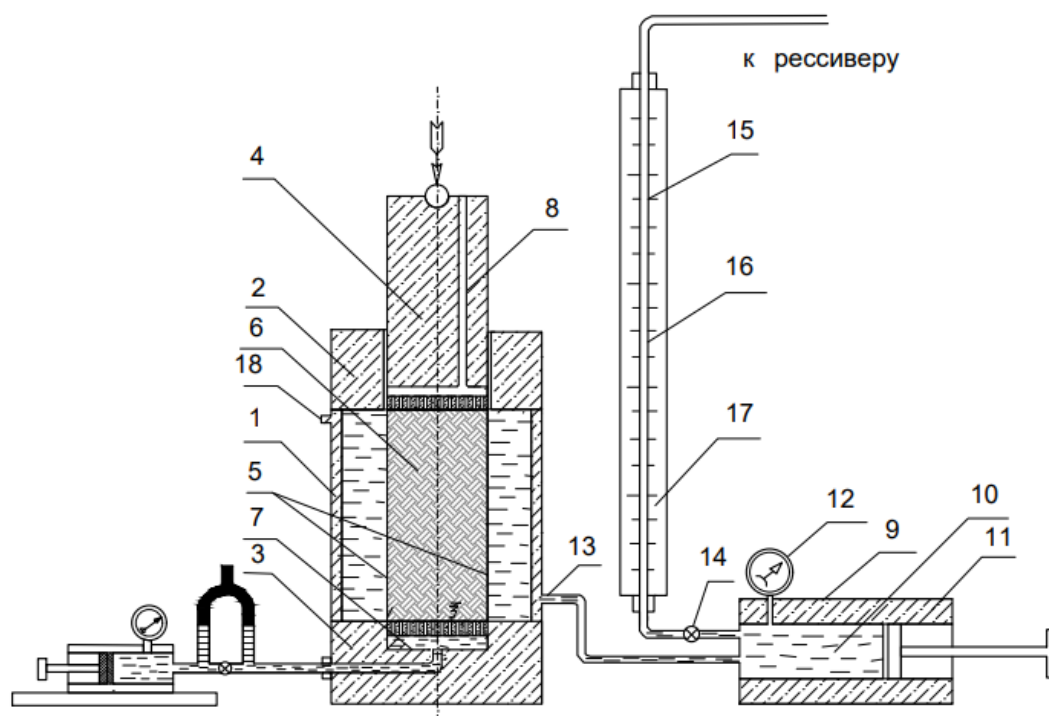


Рисунок 2.10. - Схема прибора трехосного сжатия (стабилометра) радиального типа (типа Б): 1 - прозрачный корпус; 2 – верхняя крышка; 3 – нижняя база; 4 – подвижный поршень; 5 – резиновая оболочка (латекс); 6 – исследуемый образец грунта; 7 – полость для фильтруемой воды; 8 – дренаж; 9 – гидроцилиндр; 10 – дегазированная вода; 11 – поршень; 12 – манометр; 13 – приемник давления; 14 – кран; 15 – линейка; 16 – капиллярная трубка; 17 – мерная шкала; 18 – штуцер.

Компрессии кран 14 устанавливался в режим «закрыто». Для учета поправок на деформацию самой конструкции стабилометра проводилась тарировка прибора до начала исследований, состоящая из следующих действий. К гидроцилиндру 9 присоединялся волюмометр, состоящий из стеклянной трубочки 15, мерной шкалы 17 и подвижного уровня рабочей жидкости 16

Свободный конец волюмометра подсоединялся к рессиверу со сжатым воздухом. Давление сжатого воздуха в рессивере фиксировалось при помощи установленного на нем манометра, аналогичного манометру 12. В рабочую камеру стабилометра устанавливался цельнометаллический гладкостенный цилиндр площадью 12,57 см и высотой 15 см. Создавалось равновеликое

давление в рессивере и в гидросистеме прибора и фиксировалось перемещение границы "рабочая жидкость - воздух" 16. По известной площади поперечного сечения трубки 15 и высоте поднятия уровня 16 от первоначального его положения, определялась объемная деформация прибора.

Деформации образца грунта в условиях компрессии определялись по величине перемещения поршня 4, посредством индикаторов часового типа.

Отметим, что в компрессионных приборах и стабилometрах после установки испытываемого образца грунта в рабочую камеру под действием собственного веса, а также микродинамических усилий, возникающих при заправке образца, наблюдалось появление избыточного порового давления, что фиксировалось датчиками. Для исключения влияния действующего давления на результаты исследования, первая ступень загрузки прикладывалась после того, как избыточное давление в образце рассеивалось, т.е. через 2 - 4 часа.

Исследуемые грунты испытывались в диапазоне снимающих напряжений от 0 до 0,2 МПа, Ступени нагрузки составляли 0,01 - 0,025 - 0,05 - 0,075 - 0,15 - 0,20 МПа. После приложения каждой ступени загрузки определялись величины условно-мгновенной, фильтрационной и вторичной консолидации. Частота снятия отсчетов с приборов определялась скоростью протекания консолидационных процессов. За условно-мгновенную деформацию принималось значение, соответствовавшее показаниям через I мин. после приложения ступени нагрузки. Время завершения фильтрационной консолидации определялось по рассеиванию порового давления в датчиках. По мере снятия показаний строилась кривая "относительная деформация ε - логарифм времени" $lg t$ (мин). По методу Тейлора - Казагранде, изложенному в [300], определялась величина относительной деформации, соответствующей 100% фильтрационной консолидации, что на графике фиксировалось по точке перегиба графика компрессионной кривой. Параметры вторичной консолидации определялись по тангенсу угла наклона компрессионной кривой к оси логарифма времени после завершения фильтрационной консолидации.

Для определения величины показателя консолидации " n " (по Н.Н. Маслову) испытывались образцы высотой 20, 40 и 80 мм. При этом величина показателя " n " определялась по формуле [192]:

$$n = \frac{\ln(t_2/t_1)}{\ln(h_2/h_1)} \quad (2.1)$$

где t_1 и t_2 - время достижения i -той степени консолидации образцами высотой соответственно h_1 и h_2 .

Деформации образцов определялись посредством индикаторов часового типа. При измерении величины порового давления в нижней части компрессионного прибора устанавливался датчик 11. Методика измерения порового давления будет изложена ниже.

2.2.3. Оборудование и методика измерения порового давления при исследовании водонасыщенных грунтов

Для измерения величины порового давления использовались устройства компенсационного [30, 304] и капиллярного [319, 342] типа, приведенные на рисунке 2.11.

Схема датчика измерения порового давления компенсационного типа приведена на рисунке 2.11, а. Датчик состоит из трубки 1, заполненной несжимаемой дегазированной водой и присоединенной к корпусу нуль-индикатора 2, несущей на своем конце приемник давления 3 с капиллярной иглой 4. Вертикальные каналы 5 в корпусе нуль-индикатора, верхние концы которых соединены с впускным краном 6, а нижние - с запорным краном 7 заполнялись жидкостью 8 на основе масел и красителя. Трубка 9 соединяла корпус нуль-индикатора с узлом регулирования противодействия 10, выполненного в виде цилиндра 11, из прозрачного материала с поршнем 12. Передвижение поршня 12 обеспечивалось вращением маховика 13,

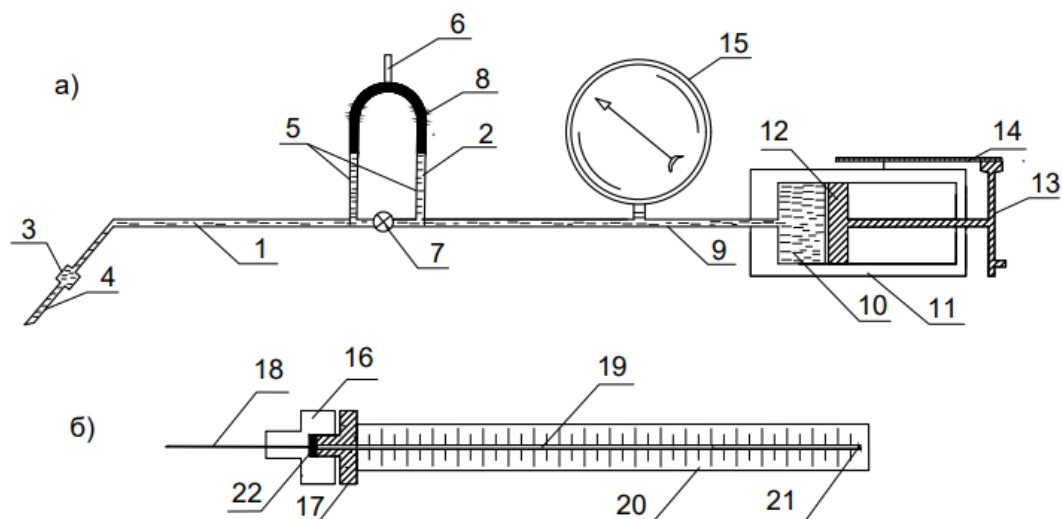


Рисунок 2.11.- Схема датчиков порового давления: а) компенсационного и б) гидроаэростатического (капиллярного) типа: 1 – стеклянная трубка; 2 – нуль-индикатор; 3 – приемник давления; 4 – капиллярная игла; 5 – вертикальные каналы; 6 – впускной кран; 7 – запорный кран; 8 – жидкость (масло, краситель); 9 – трубка; 10 – узел регулирования противодействия; 11 – цилиндр; 12 – поршень; 13 – маховик; 14 - мерная линейка; 15 – манометр; 16 – болт-втулка; 17 – штуцер; 18 - игла; 19 – капиллярная трубка; 20 – шкала; 21 – герметично закрытый конец капиллярной трубки; 22 - уплотнитель.

снабженного мерной линейкой 14 и манометром 15.

Кроме датчиков компенсационного типа использовались датчики гидроаэростатического (капиллярного) типа. Схема датчика капиллярного типа приведена на рисунке 2.11, б.

Датчик капиллярного типа состоит из болта-втулки 16 с иглой 18 и штуцера 17. Между болтом-втулкой и штуцером устанавливается уплотнитель 22 с целью герметичности системы. В штуцер 17 вставлялась капиллярная трубка 19 диаметром 0,1 мм, запаянная с другого конца 21. Датчик заполнялся дегазированной водой. Давление в воде определялось измерением объема газа в капилляре по прикрепленной к нему шкале 20.

Перед началом исследования, датчики порового давления проверялись на

жесткость и герметичность. Проверка датчика компенсационного типа (рисунок 2.11, а) включала следующие операции. Приемник давления 4 закрывался заглушкой и узлом противодействия создавалось давление, соответствующее максимальной величине порового давления.

При этом смещение "плавающей" жидкости в нуль-индикаторе не должно было превышать нескольких делений на узле нуль-индикатора. Визуальный осмотр соединений на отсутствие падения давления, созданного узлом противодействия, свидетельствовал о герметичности его темы в целом. Затем приемник давления помещался в сосуд с дегазированной водой и под давлением, создаваемым прямым и обратным ходом поршня в узле противодействия через приемник давления, нуль-индикатор и соединительные трубки несколько раз пропускалась вода. При этом визуально контролировалось наличие в системе защемленного воздуха. Использование такой методики позволяло добиться полного удаления из системы воздуха, а, следовательно, и достаточной жесткости. Затем поршень в узле противодействия отводился в крайнее положение, при котором в системе остается минимальное количество воды, приемник давления опускался в сосуд со свежей дегазированной водой, и система заполнялась жидкостью.

Подготовка к работе датчиков порового давления гидроаэростатического (капиллярного) типа, (см. рисунок 2.16, б) включала следующие операции.

На приемник давления 18 собранного датчика устанавливалась заглушка. Через свободный конец капилляра подавалось давление воздуха, а все соединения датчика опускались в воду. При герметичности датчика, о чем говорило отсутствие пузырьков воздуха в местах соединений, его помещали вертикально в сосуд с дегазированной водой. При этом свободный конец оставался открытым. Вода через приемник давления 18 по капилляру поднималась до определенной отметки. После стабилизации уровня воды свободный конец капилляра заделывается заглушкой из эпоксидного клея. Капилляр прикреплялся к шкале отсчетов. В качестве шкалы 20 использовалась

деревянная линейка с ценой деления 1 мм и началом отсчета со стороны штуцера. Записывались отсчеты мениска l_1 по шкале 20 и отметка заглушки (l_0) из эпоксидного клея. Эти значения в дальнейшем считались исходными при измерении избыточного порового давления.

Методика проведения лабораторных исследований в компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия с замером величины порового давления состояла в следующем. В нижней части компрессионного прибора (см. рисунок 2.9) вместо винта 8 устанавливался переходник из тонкой медной трубочки. Второй свободный конец переходника загибался до уровня верхней поверхности штампа 4. После этого к переходнику присоединялась емкость с дегазированной водой, которая, стекая самотеком, заполняла полость 9 и выводила пузырьки воздуха через отверстия в штампе 4. Появление сплошного слоя воды над штампом 4 говорило о заполнении водой полости 9. Оставшиеся при этом пузырьки воздуха удалялись вакуумированием. Далее к переходнику присоединялся датчик порового давления.

При использовании датчиков компенсационного типа избыточное поровое давление в поровой воде грунта, возникавшее от сжимающих нагрузок на образец, действовало на дегазированную жидкость в нижней части прибора и передавалось на датчик. Это вызывало смещение "плавающей" жидкости в канале 5 корпуса нуль-индикатора. Узлом регулирования противодействия создавалось давление, которое возвращало "плавающую" жидкость в вертикальных каналах корпуса нуль-индикатора в исходное положение.

Величина компенсирующего давления, равная избыточному давлению в грунте, фиксировалась манометром 15. Точность определения порового давления выражалась ценой деления манометра. В процессе исследований использовались образцовые манометры, позволяющие фиксировать изменение порового давления от $1,5 \cdot 10^{-3}$ МПа до 0,4 МПа.

При использовании гидроаэростатических датчиков избыточное давление в поровой воде приводило к изменению положения мениска. При этом

давление в поровой воде определялось по зависимости

$$P_w = P_{ат} \left\{ \frac{(l_1 - l_0)}{(l_2 - l_0)} - 1 \right\} \quad (2.2)$$

где P_w – величина избыточного порового давления;

$P_{ат}$ - величина атмосферного давления, при котором производилась тарировка датчика;

l_1 - отсчет по шкале, соответствующий положению мениска при атмосферном давлении $P_{ат}$;

l_0 - отсчет по шкале, соответствующий уровню заглушки;

l_2 - изменяющийся отсчет при измеряемом давлении в поровой жидкости P_w .

Капиллярные датчики чувствительны к изменениям температуры и барометрического давления, поэтому в полученные результаты вводились соответствующие поправки по контрольному капиллярному датчику [345].

Измеренные величины избыточного порового давления в образцах посредством датчиков компенсационного и аэрогидростатического (капиллярного) типов при приложении внешних нагрузок показывали значения, отличающиеся в пределах допустимых погрешностей.

2.2.4. Приборы, оборудование и методика определения фильтрационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов

В работах [9, 90, 92, 224, 300, 343 и др.] показано, что до 70-80 % осадок оснований, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами, проходит, в основном, за счет фильтрационной консолидации. Поэтому прогноз осадок во многом зависит от правильного определения фильтрационных характеристик грунтов. В слабых водонасыщенных грунтах значение коэффициента фильтрации существенно зависит от их пористости [4, 7, 62, 340]. Исследованиями установлено, что проницаемость грунтов зависит также от

градиента напора, степени насыщения газом поровой воды, времени и других факторов. Наиболее опробованными методами определения фильтрационных характеристик грунтов являются экспериментальные исследования. В проведенных ранее исследованиях [7, 12, 42, 221, 222 и др.] показано, что лабораторные методы не позволяют комплексно учитывать закономерности фильтрации в грунтах. Однако, в условиях одномерной задачи они удовлетворительно характеризуют картину фильтрации.

Необходимость определения коэффициента фильтрации исследуемых грунтов предусматривала внесение изменений в конструкцию компрессионного прибора. В верхней части корпуса прибора (см. рисунок 2.1) был установлен штуцер 11. Это позволяло определять параметры проницаемости прямым методом.

Проницаемость грунта определялась при завершении фильтрационной консолидации от ступени загрузки. При этом датчик, показания которого падали при рассеивании избыточного порового давления, откручивался, а вместо него подсоединялась гидросистема от градуированной трубки высотой $H=1\text{ м}$ и площадью поперечного сечения $A=5\text{ см}^2$. В системе использовалась дегазированная вода. При установке датчиков к компрессионным приборам и приборам трехосного сжатия исключалось попадание пузырьков воздуха в систему "фильтруемая жидкость - грунт". В компрессионных приборах от верхнего штуцера 11 профильтровавшаяся вода отводилась в мерный сосуд. До начала опытов образец доводился до полного водонасыщения. Эта процедура длилась 2-3 дня. После насыщения образца грунта водой начинался опыт. В этот момент компрессионный прибор был наполнен водой и соединен с градуированной трубкой. Уровень воды в трубке постепенно понижался. Измерялось время T , необходимое для того, чтобы уровень воды в трубке понизился с высоты l_1 до уровня l_2 . Высота воды в трубке определялась по отношению к уровню штуцера 11. В данном случае наблюдались условия одномерной фильтрации снизу вверх. Хотя движение жидкости являлось

нестационарным, все изменения происходили довольно медленно, что позволяло принимать закон Дарси на каждом элементарном временном интервале ($t, t + dt$). Значение коэффициента фильтрации определялось по зависимости [144]:

$$k = \frac{f h}{A T} \ln \frac{l_1}{l_2} \quad (2.3)$$

где f - нормальное поперечное сечение трубки ($f = 5,0 \text{ мм}^2$); A - нормальное поперечное сечение образца грунта;

h - высота образца грунта;

l_1 - уровень воды в трубке в начале опыта;

l_2 - уровень воды в трубке через время T ;

T - время продолжительности опыта.

По зависимости (2.3) определялись значения коэффициента пористости грунтов при различных сжимающих нагрузках. В опытах использовалась дегазированная дистиллированная вода, так как растворенные в воде соли и воздух сильно влияют на результаты опытов [90]. Вносилась поправка на температуру воды. Известно, что коэффициент вязкости фильтрующейся воды уменьшается с повышением температуры. Следовательно, наибольшее значение коэффициента фильтрации наблюдается при наибольшей температуре воды. Для исключения данной погрешности результаты опытов приводились к стандартной температуре $t = +20^\circ\text{C}$ посредством соотношения:

$$k_{(20)} = k_{(t)} \frac{\delta_w^{(t)}}{\delta_w^{(20)}} \quad (2.4)$$

где k - коэффициент фильтрации при $t^\circ\text{C}$;

$\delta_w^{(t)}$ - вязкость воды при температуре проведения исследований, $t^\circ\text{C}$;

$\delta_w^{(20)}$ - вязкость воды при стандартной температуре, $t = 20^\circ\text{C}$.

Вязкость воды при других значениях температур определялась

интерполяцией. Значения вязкости воды ($\delta_w^{(t)}$), входящей в зависимость (2.4) приведены в таблице 2.4, заимствованной из [149]:

Таблица 2.4

$t^{\circ}C$	0	5	10	15	20	25	30	40	50
$\delta_w^{(t)} \cdot 10^5 \frac{\text{г}}{\text{см} \cdot \text{сек}}$	1797	1518	1307	1140	1004	895	803	655	551

Выводы по главе 2

На основе рассмотренных в данной главе приборов, оборудования и методики исследований слабых водонасыщенных глинистых (илистых, лессовых) грунтов, можно сделать следующие выводы:

1. Слабые водонасыщенные глинистые грунты большой мощности, образовавшиеся в процессе естественного осадконакопления, характеризуются возрастающей плотностью и уменьшающейся влажностью по глубине массива. Это является проявлением сил гравитации и консолидацией грунтов от собственного веса вышележащих слоев и генезиса грунтов во времени.

2. Анализ физических показателей образцов водонасыщенных глинистых (илистых, лессовых) грунтов по глубине массива показывает, что наблюдается характерное уменьшения коэффициентов пористости образцов по глубине массива, что подтверждает проявление природного уплотнения.

3. Отклонения от характерной закономерности уменьшения коэффициентов пористости грунтов по глубине массива объясняется отсутствием путей фильтрации свободной воды в массиве, что приводит к недостаточному уплотнению грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии.

4. Для отбора и исследования верхних горизонтов слабых

водонасыщенных илистых грунтов (СВИГ), приведена разработанная конструкция грунтоотборника, отличающаяся от существующих. Представлена конструкция, грунтоотборника принцип работы и методика отбора образцов грунта.

5. Рассмотрено использовавшееся оборудование и методика исследования деформационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов с замером порового давления в процессе компрессионных исследований. Приведено устройство и принципы работы датчиков порового давления.

6. Приводится конструкция приборов и методика исследования фильтрационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов при действии внешней нагрузки.

Глава 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

3.1. Постановка задач исследований

Целями лабораторных исследований являлись оценка сжимаемости слабых водонасыщенных грунтов при действии внешних нагрузок, определение времени стабилизации деформаций, определение фильтрационных и реологических параметров и исследование характера рассеивания во времени порового давления в условиях компрессионного уплотнения.

Особенностью задач экспериментальных исследований являлось определение физико-механических свойств грунта, закономерностей их изменения по глубине, включая определение гранулометрического состава образцов грунта. В настоящее время отбор проб грунта с верхних горизонтов илистого основания затруднен ввиду отсутствия эффективных средств отбора. Существующие конструкции грунтоотборников не позволяют отбирать эти пробы, поэтому до глубины 2-3 м грунты мягко- и текуче-пластичной консистенции вообще не отбираются, в лаборатории не испытываются и, в целом, они исключаются из расчета [352].

Задача исследований слабых водонасыщенных глинистых грунтов по глубине массива, включая илистые грунты текучей и текучепластичной консистенций, предусматривала:

- 1) - разработку специальной конструкции грунтоотборника, позволяющего отбирать образцы слабых водонасыщенных грунтов текучей и текучепластичной консистенций и с минимальным нарушением структуры;
- 2) - в дополнение к грунтоотборнику разработку конструкции компрессионного прибора, кольца которого могли бы размещаться в корпусе устройства, что уменьшало бы нарушение структуры грунта при отборе и дальнейшем его исследовании;
- 3) - усовершенствование методики проведения лабораторных

исследований слабых водонасыщенных глинистых грунтов;

4) - проведение длительных экспериментальных исследований по определению деформативных и реологических показателей грунтов с замером порового давления во времени;

5) - определение фильтрационных параметров (проницаемости) слабых водонасыщенных грунтов при различных ступенях загрузки.

3.2. Исследование деформационных показателей и величины порового давления слабых водонасыщенных глинистых грунтов

На рисунках 3.1 ÷ 3.7 показаны результаты компрессионных исследований и представлены графики деформируемости илистых грунтов, отобранных с различных глубин. Графики исследований приведены в координатах "относительная деформация (ε) - логарифм времени ($lg t$, мин.)".

Как видно из графиков верхние слои илистых грунтов с отметки 0,00 ÷ 0,35 м (рисунок 3.1), характеризующиеся малой величиной плотности скелета грунта (ρ_d), большими значениями коэффициента пористости ($e = 9,19$) имеют максимальную сжимаемость. При действии нагрузки $\sigma = 0,05$ МПа величина относительной деформации составляет $\varepsilon = 0,40$, а при нагрузке $\sigma = 0,20$ МПа возрастает до $\varepsilon = 0,67$.

По мере возрастания глубины отбора наблюдается уменьшение сжимаемости грунтов. Так, при нагрузке $\sigma = 0,10$ МПа величина относительной деформации образцов с глубин 2,4 м, 5,7 м и 6,35 м (рисунки 3.2. – 3.4) составляет, соответственно: 0,36, 0,14 и 0,12, а при нагрузке $\sigma = 0,20$ МПа - 0,42, 0,20 и 0,17. Аналогичный результат наблюдался для образцов грунта, испытанных из других скважин. Эти данные показывают, что в слабых водонасыщенных глинистых грунтах с глубиной возрастает доля пластических (необратимых) деформаций сжатия от вышележащих слоев под действием гравитационных, геохимических, тектонических и других процессов,

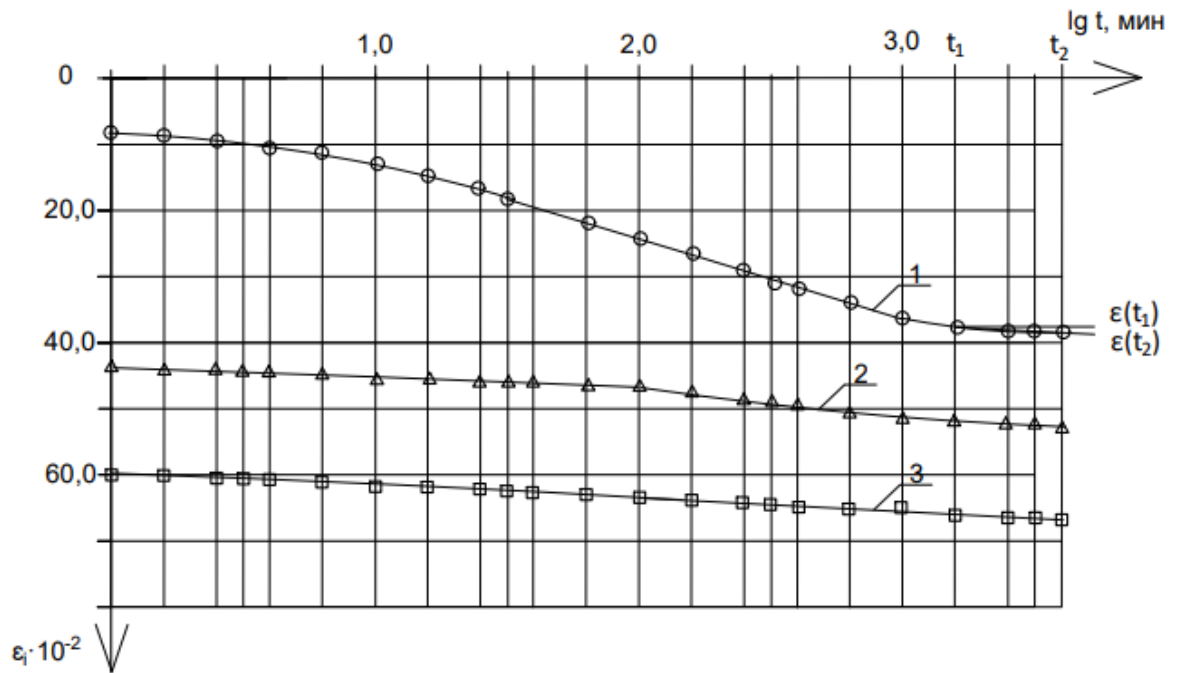


Рисунок 3.1. - Зависимость относительной деформации (ϵ) от логарифма времени ($\lg t$, мин.) образца грунта с отм.0,00 ÷ 0,30 м (скважина № 1377):
1 - $\sigma = 0,005$ МПа; 2 - $\sigma = 0,10$ МПа; 3 - $\sigma = 0,20$ МПа

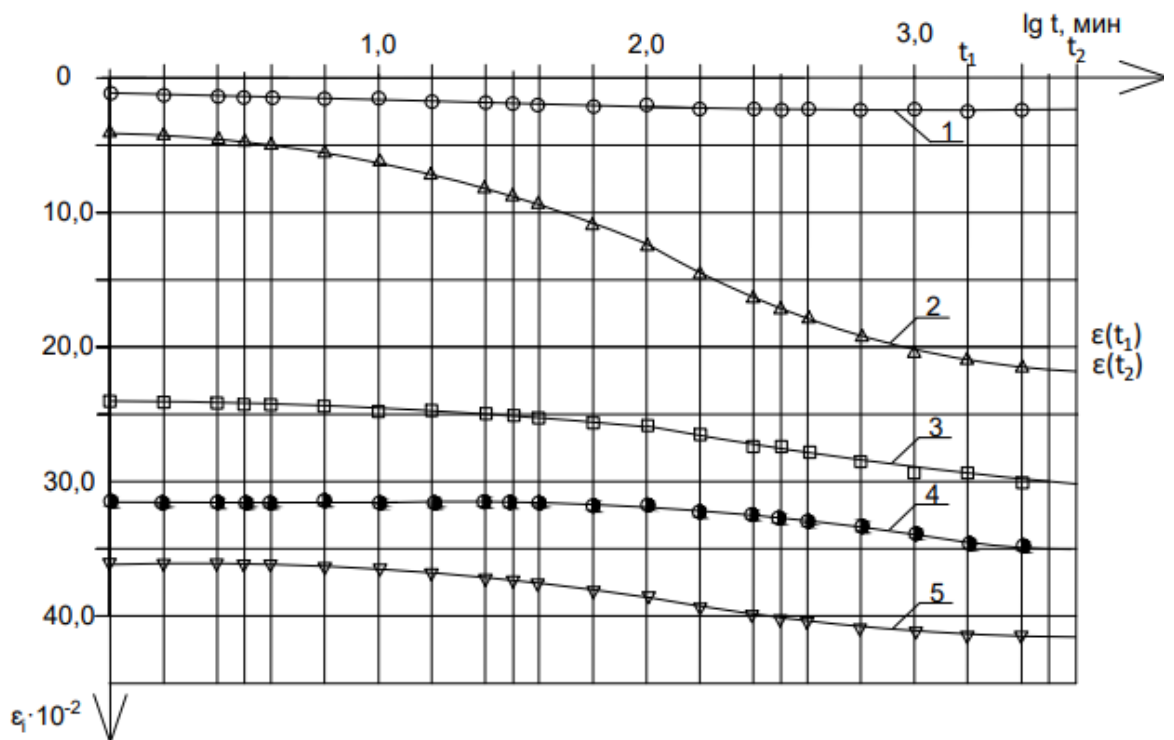


Рисунок 3.2. - Зависимость относительной деформации (ϵ) от логарифма времени ($\lg t$, мин.) образца грунта с отм.2,40 ÷ 2,70 м (скважина № 941):
1 - $\sigma = 0,01$ МПа; 2 - $\sigma = 0,03$ МПа; 3 - $\sigma = 0,06$ МПа; 4 - $\sigma = 0,10$ МПа;
5 - $\sigma = 0,20$ МПа;

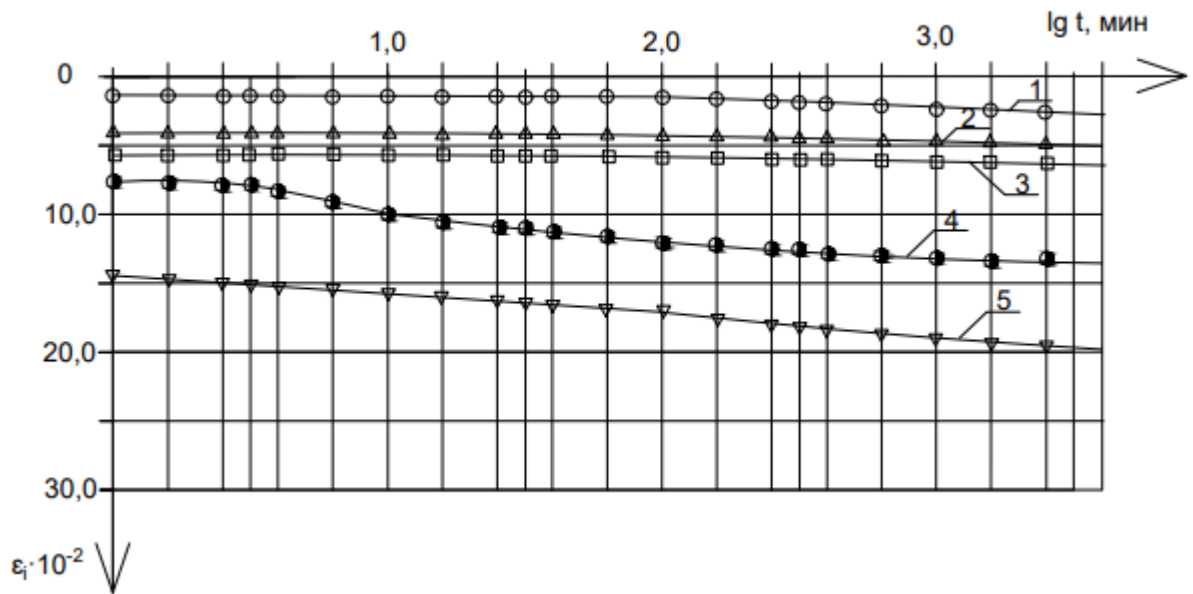


Рисунок 3.3. - Зависимость относительной деформации (ε) от логарифма времени ($\lg t$, мин.) образца грунта с отм.4,50 ÷ 4,80 м (скважина № 941)

1 - $\sigma = 0,005$ МПа; 2 - $\sigma = 0,025$ МПа; 3 - $\sigma = 0,05$ МПа;

4 - $\sigma = 0,10$ МПа; 5 - $\sigma = 0,20$ Мпа

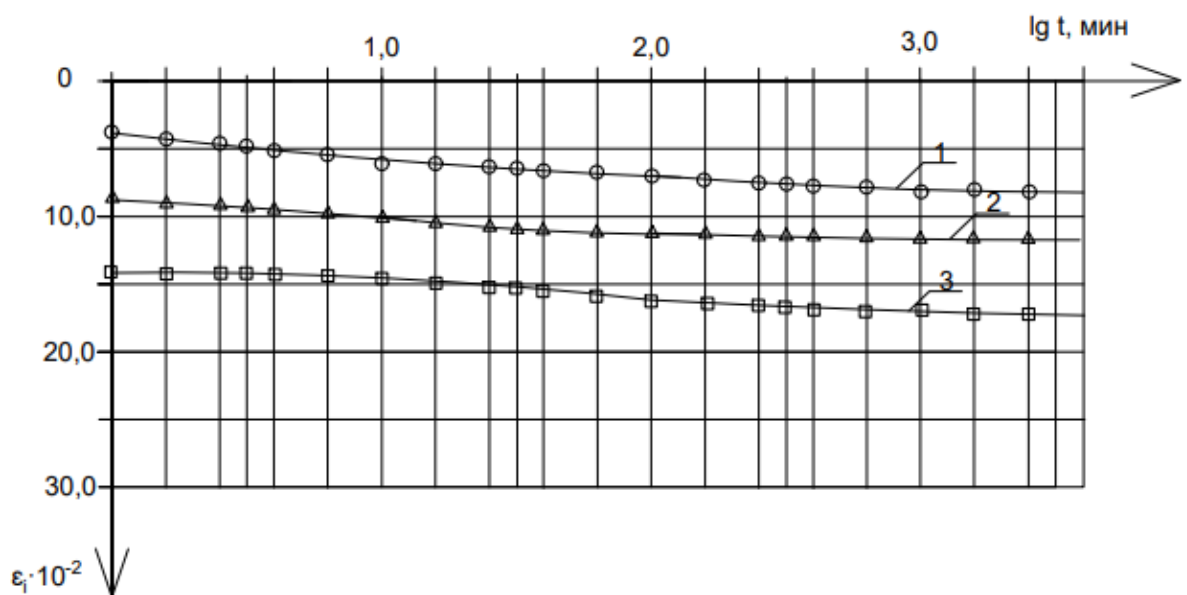


Рисунок 3.4. - Зависимость относительной деформации (ε) от логарифма времени ($\lg t$, мин.) образца грунта с отм.6,35 ÷ 6,65 м (скважина № 941)

1 - $\sigma = 0,005$ МПа; 2 - $\sigma = 0,10$ МПа; 3 - $\sigma = 0,20$ Мпа

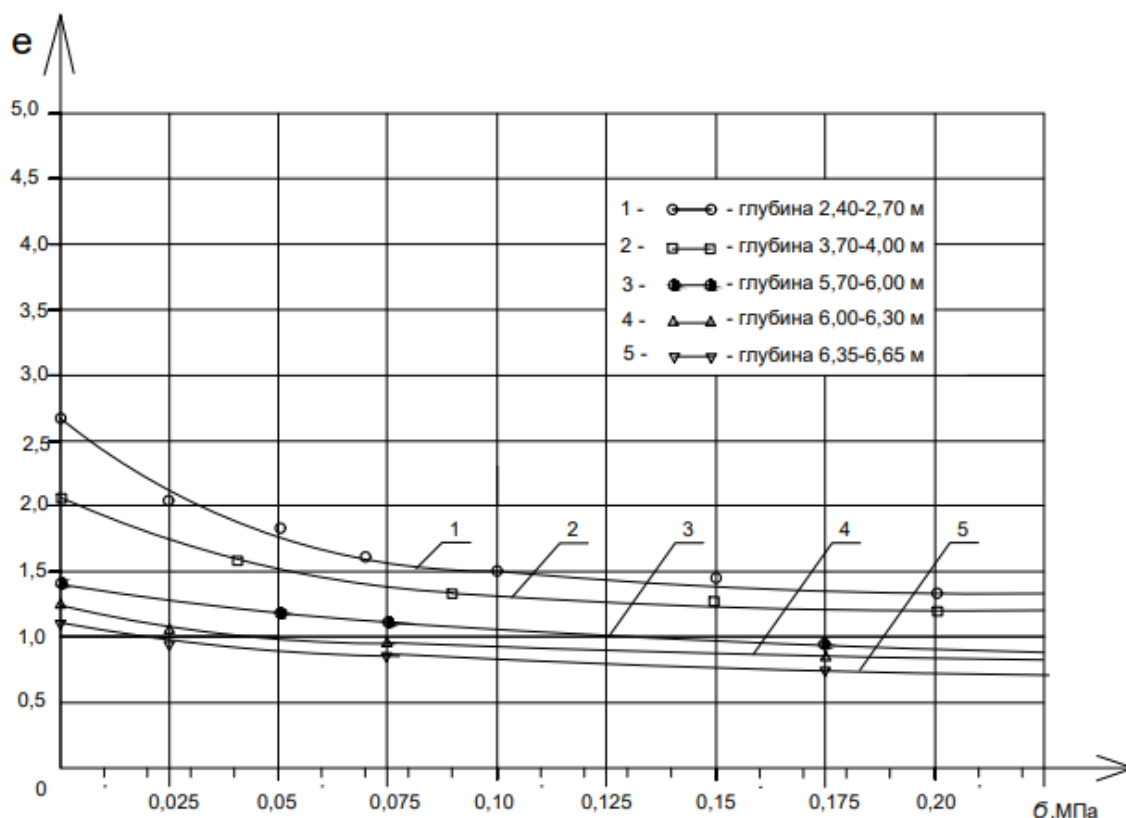


Рисунок 3.5. - Графики компрессионных кривых исследованных грунтов по скважине № 941

оказавших свое влияние и проявившихся в период формирования массива.

Этим объясняется уменьшение сжимаемости образцов с увеличением глубины отбора. Это видно на рисунке 3.5, где представлены компрессионные кривые исследованных образцов, отобранных с различных глубин по скважине № 941. Полученные результаты подтверждаются исследованиями илистых грунтов, проведенными ОАО "Укрग्रипроводхоз" (ОАО «УГВХ»).

Данные по скважинам №№ 446, 895 и 869/3, полученные ОАО «УГВХ» приведены в Приложении 1.

Согласно Казагранде [343], процесс одномерной консолидации глинистых грунтов можно условно разделить на 2 этапа: фильтрационной и вторичной консолидации. Точкой их разделения является характерный перегиб на графике "относительная деформация (ϵ) - логарифм времени ($\lg t$ мин.)".

Вторичная консолидация характеризуется коэффициентом вторичной консолидации $C_{вт}$, равным тангенсу угла наклона ($tg\alpha$) графика компрессии к оси « $lg t$, мин». Величина угла наклона ($tg\alpha$) характеризует свойства ползучести скелета грунта в период вторичной консолидации, поэтому его называют «коэффициентом старения» [343]. На графике компрессионной кривой значение коэффициента вторичной консолидации ($C_{вт} = tg\alpha$) определяется по зависимости:

$$C_{вт} = tg\alpha = \frac{\varepsilon(t_2) - \varepsilon(t_1)}{\ln(t_2) - \ln(t_1)} \quad (3.1)$$

где $C_{вт}$ – коэффициент вторичной консолидации;

α – угол наклона компрессионной кривой к оси логарифма времени ($\ln t$) по завершении фильтрационной консолидации (рассеивания порового давления);

t_1 – время, соответствующее относительной деформации $\varepsilon(t_1)$;

t_2 – время, соответствующее относительной деформации $\varepsilon(t_2)$.

Данные, входящие в зависимость (3.1) приведены на рисунках 3.1 - 3.2 и 3.6 - 3.7. Результаты исследований показывают, что с возрастанием глубины отбора значения коэффициента ползучести скелета (старения) грунта уменьшаются, составляя, например, для образцов с отметки 0,00 ÷ 0,30 м величину $tg\alpha = 0,040$ (см. рисунок 3.1), а для грунтов с отметки 2,4 ÷ 2,7 м – величину $tg\alpha = 0,025$ (см. рисунок 3.2).

Компрессионные исследования слабых водонасыщенных грунтов включали измерение величины порового давления при действии внешней нагрузки. Характерные графики изменения коэффициента порового давления и относительной деформации от времени при различных действующих нагрузках представлены на рисунках 3.6 и 3.7.

Значения коэффициента порового давления в значительной степени зависят от степени влажности образца грунта. Так, при степени влажности

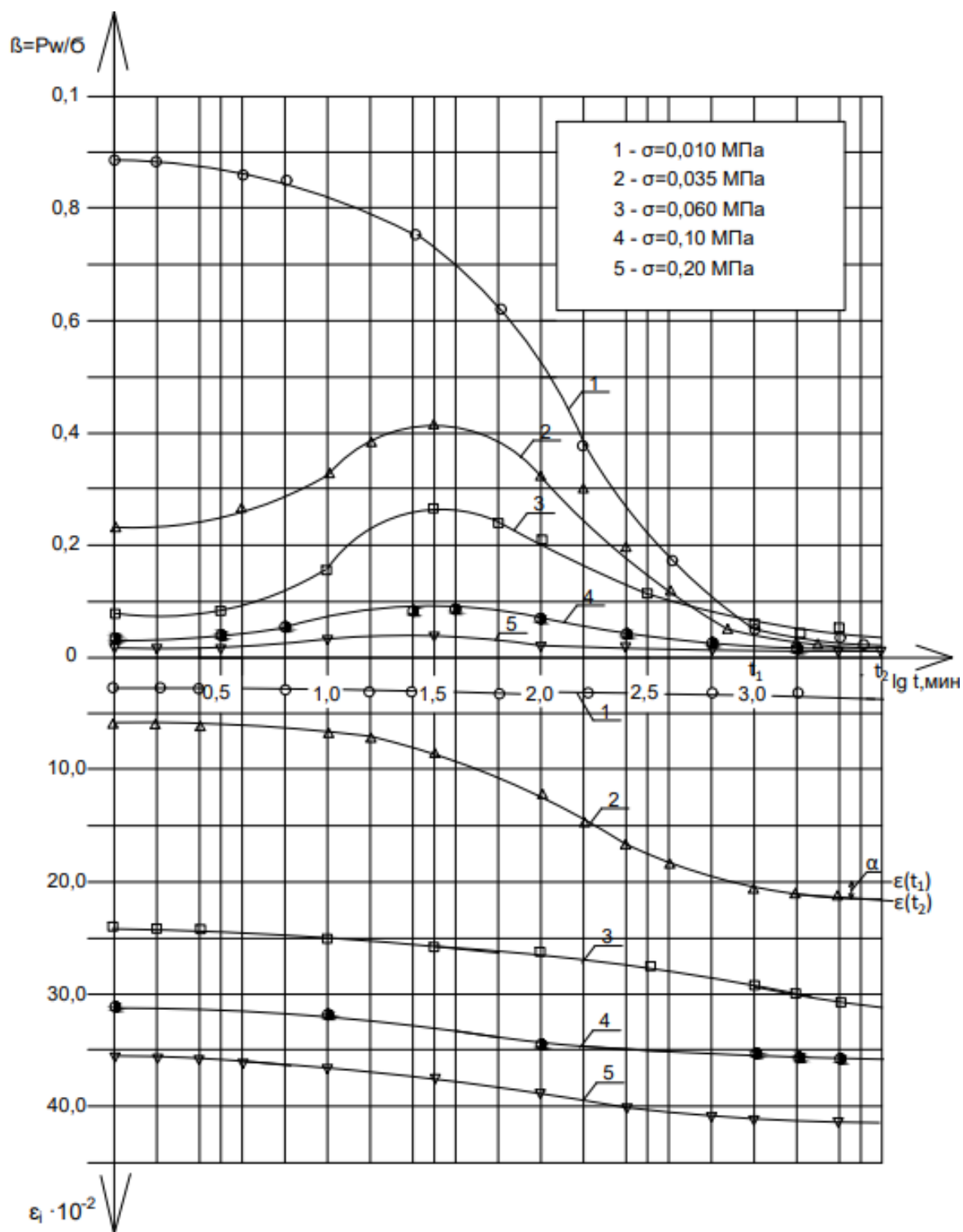


Рисунок 3.6. - Изменение коэффициента порового давления (β) и относительной деформации (ϵ) во времени ($\lg t$, мин) образца грунта высотой $H=20$ см, отобранного с глубины 2,40 – 2,70 м (скважина № 941)

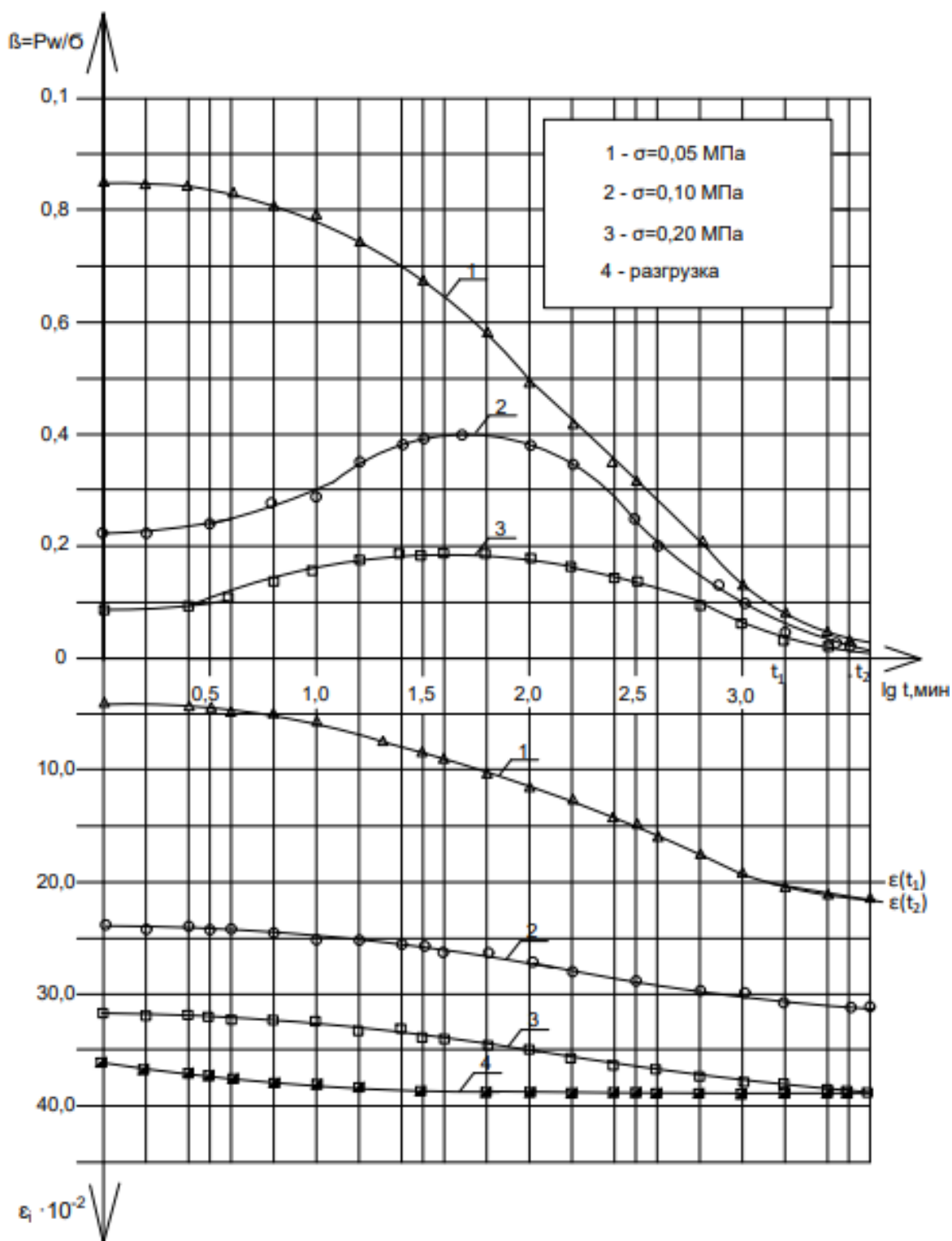


Рисунок 3.7.- Изменение коэффициента порового давления (β) и относительной деформации (ϵ) во времени ($\lg t$, мин) образца грунта высотой $H=40$ см, отобранного с глубины 4,75 – 5, 05 м (скважина № 1481) с последующей разгрузкой образца грунта (кривая 4)

$S_r = 0,98$, значения начального коэффициента порового давления $\beta_0 = 0,96$, а при $S_r = 0,93$ значения начального коэффициента порового давления равно $\beta_0 = 0,79$.

Как видно на рисунках 3.6 и 3.7 значения коэффициента порового давления при приложении первой ступени нагрузки имеет тенденцию к уменьшению без заметных экстремальных значений. Однако, при последующих ступенях загрузки наблюдается проявление экстремумов порового давления, величина которых уменьшается с возрастанием внешних нагрузок. Согласно [90], величина порового давления отражает "прочность связей в грунтовом скелете".

Следовательно, при возрастании внешних нагрузок увеличивается плотность грунта. Последнее, в свою очередь, увеличивает число контактов твердых минеральных частиц, т.е. наблюдается упрочнение грунта и уменьшение β_0 .

Отсутствие экстремумов на графике "поровое давление - время" при первой ступени нагружения является следствием большой пористости и высокой степени влажности. Как известно, деформация уплотнения скелета грунта происходит вследствие фильтрационных процессов (упругих) и вязкопластических (необратимых) деформаций ползучести. При этом разделение процесса уплотнения на два периода является искусственным приемом. Это облегчает расчет деформаций уплотнения во времени и впервые предложено Бьюсманом. Таким образом, в случае водонасыщенных грунтов при большой пористости роль вязко-пластичных деформаций будет очень низка. Поэтому отсутствуют экстремальные точки и уплотнение происходит в основном за счет чисто фильтрационных процессов.

При дальнейших ступенях загрузки возрастает роль вторичных вязко-пластичных деформаций, которые, протекая одновременно с фильтрационным процессом, влияют на распределение порового давления во времени.

При этом в первый момент уплотнения, когда фильтрационные явления

не охватывают весь объем уплотняемого грунта, постепенное деформирование структуры (ползучесть) приводит к уменьшению объема пор и, следовательно, к повышению порового давления. В дальнейшем, когда фильтрационный процесс охватит весь образец грунта по мере его уплотнения будет наблюдаться рассеивание порового давления во времени до завершения фильтрационной консолидации.

В заключении отметим, что на рисунке 3.7 приведена также кривая разгрузки, характеризующая долю упругой деформации в общей деформации образца при приложенной нагрузке и используемое в дальнейшем при определении значения модуля упругой деформации при разгрузке (E_{el}).

3.3. Исследование физических показателей слабых водонасыщенных лессовых грунтов в Хатлонской области Республики Таджикистан

В качестве объекта исследований в настоящей диссертационной работе рассматривались обводненные лессовые грунты Дангаринского района Республики Таджикистан. Процесс обводнения в данном районе связан с в основном с проведением оросительных работ на ранее неосвоенных территориях. По данным инженерно-геологических изысканий, проведенных на объектах строительства, построены графики зависимости коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) от глубины (z), приведенные на рисунках 3.8 – 3.13.

В массиве макропористых лессовых грунтов, вследствие обводнения территории, наблюдается процесс растворения солей, связывающих минеральные частицы грунта и приводящий к доуплотнению грунтов от собственного веса вышележащих слоев (сил гравитации). При этом наблюдается переход лессовых грунтов из II типа в I тип по просадочности. Отклонения, встречающиеся в массиве от вышеуказанного процесса, можно объяснить следующим:

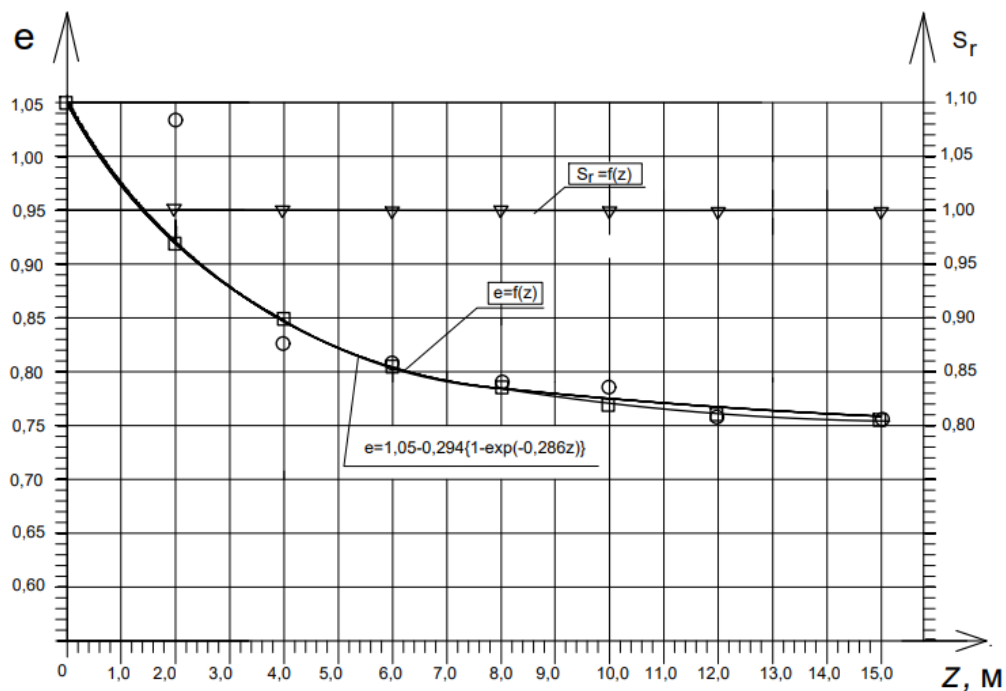


Рисунок 3.8. - Графики изменения коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) по глубине (z) массива водонасыщенного лессового грунта (Хатлонская область, г. Дангара, объект «Больница», скв. № 1)

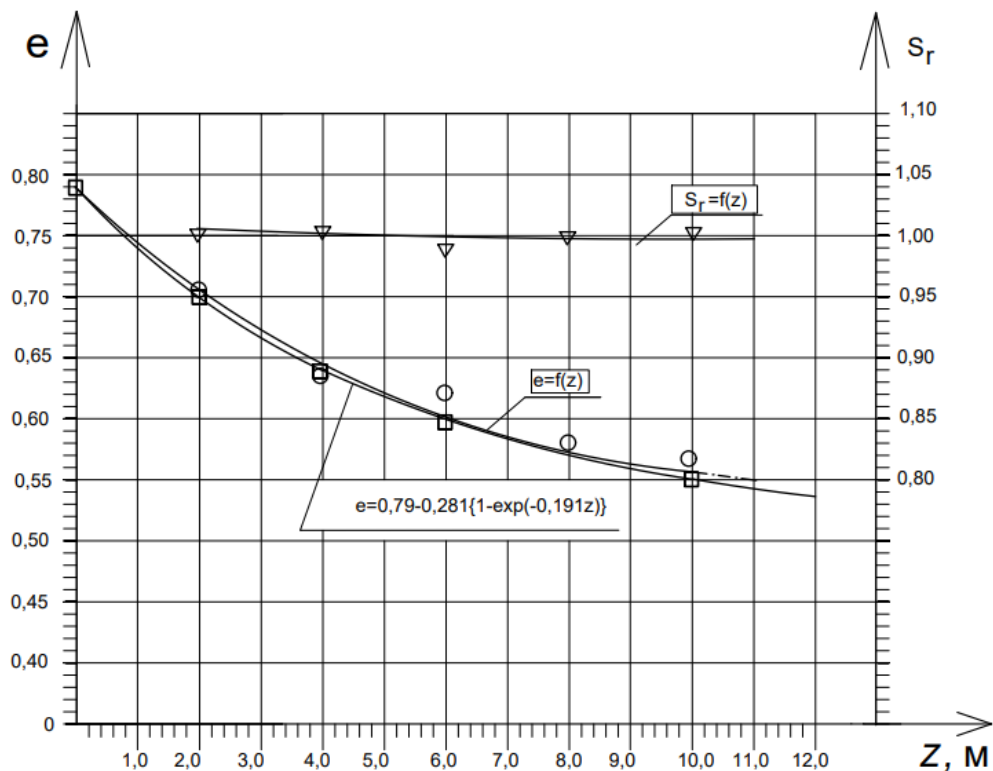


Рисунок 3.9. - Графики изменения коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) по глубине (z) массива водонасыщенного лессового грунта (Хатлонская область, г. Дангара, объект «Больница», скв. № 3)

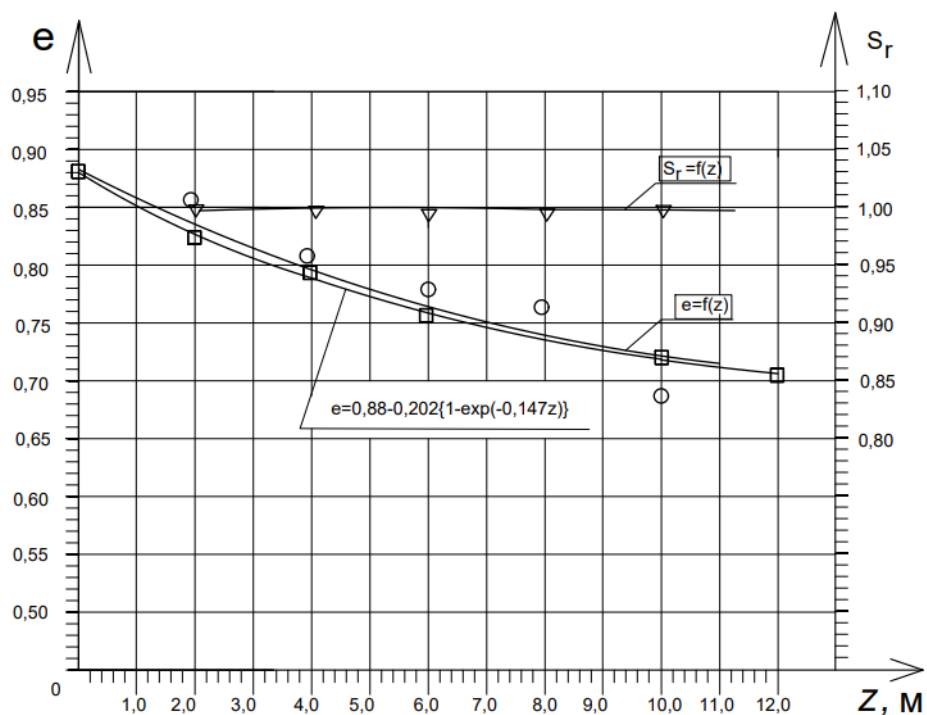


Рисунок 3.10. - Графики изменения коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) по глубине (z) массива водонасыщенного лессового грунта (Хатлонская область, г. Дангара, объект «Больница», скв. № 4)

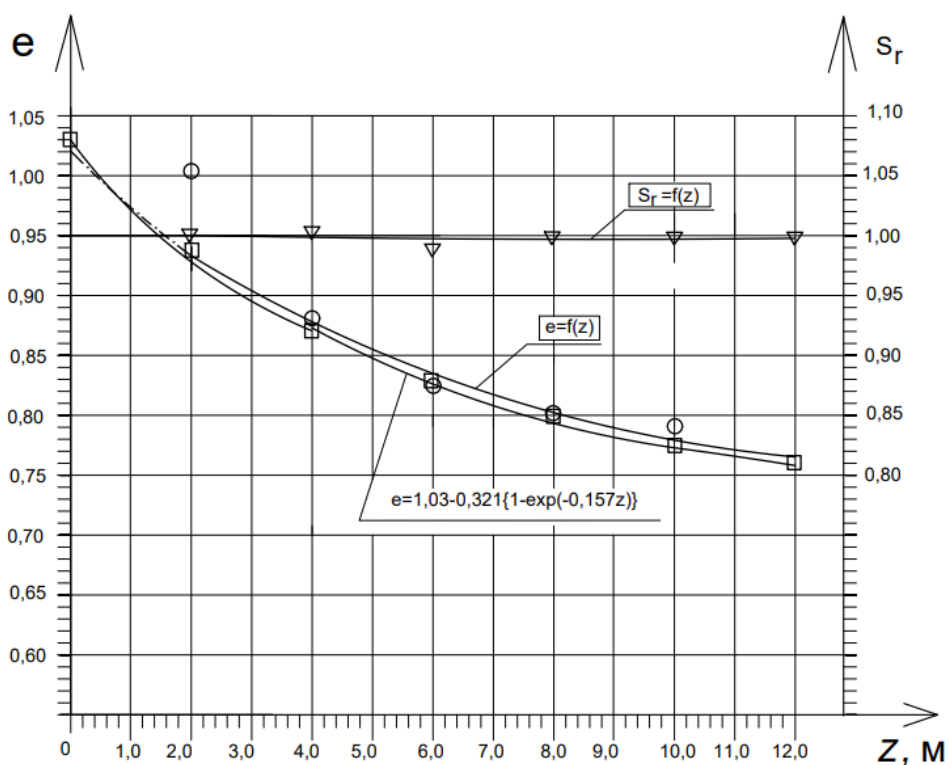


Рисунок 3.11. - Графики изменения коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) по глубине (z) массива водонасыщенного лессового грунта (Хатлонская область, г. Дангара, объект «Больница», скв. № 6)

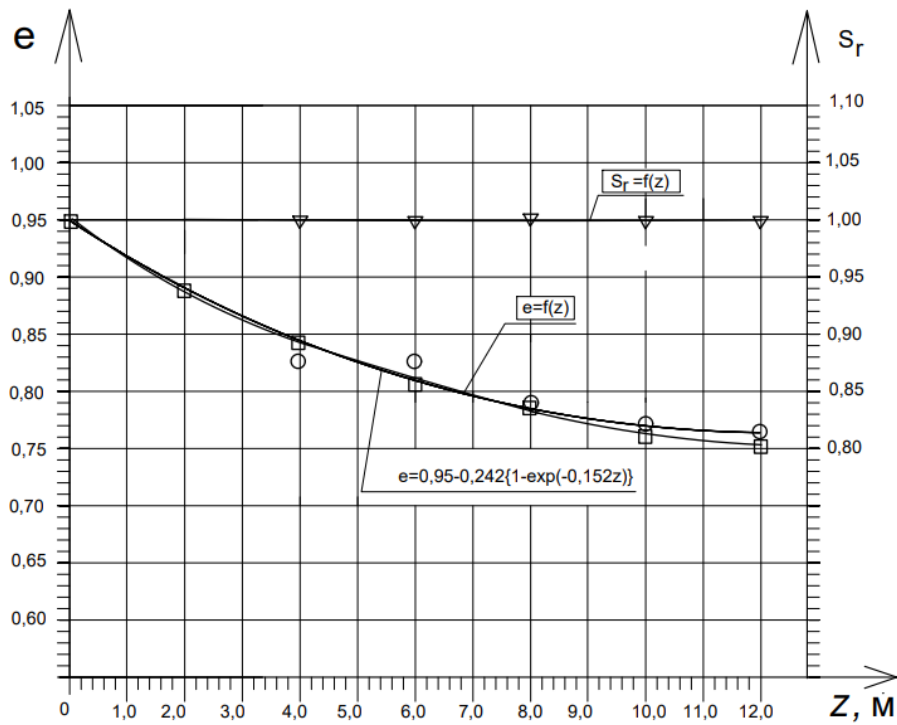


Рисунок 3.12. - Графики изменения коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) по глубине (z) массива водонасыщенного лессового грунта (Хатлонская область, г. Дангара, объект «Больница», скв. № 7)

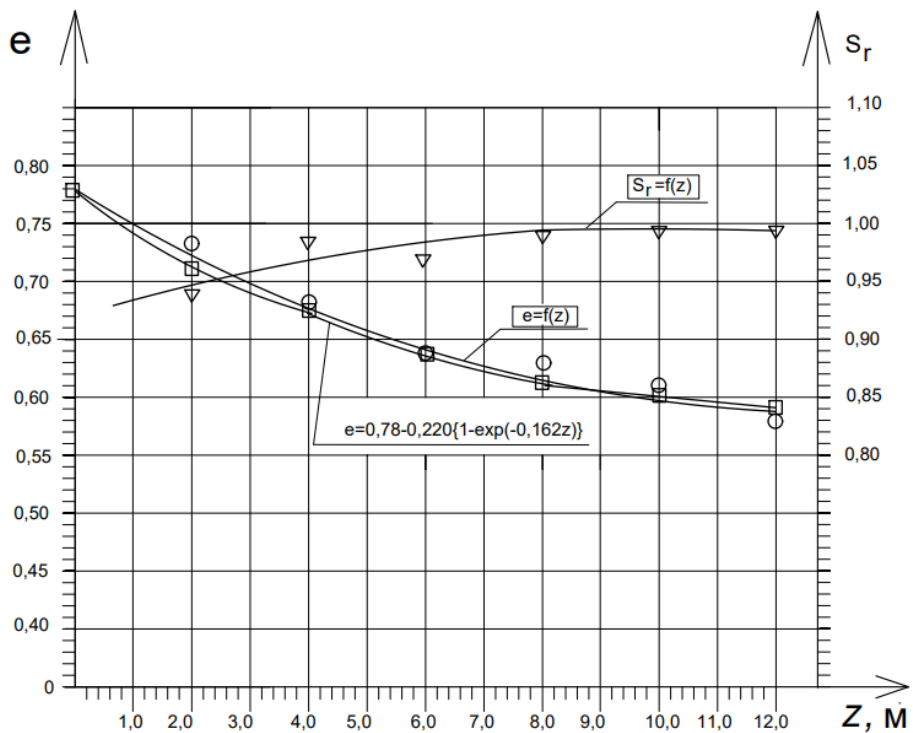


Рисунок 3.13. - Графики изменения коэффициента пористости (e) и степени влажности (S_r) по глубине (z) массива водонасыщенного лессового грунта (Хатлонская область, г. Дангара, объект «Парк», скв. № 1)

1) - отсутствием путей фильтрации поровой жидкости и невозможностью оттока воды из массива;

2) – неполной (частичной) передачей нагрузки, обусловленной действием собственного веса от вышележащих слоев грунта на нижележащие слои;

3) - наличием избыточного порового давления в порах грунта, связанного с условиями «закрытой системы», образовавшейся в массиве с невозможностью оттока свободной поровой жидкости;

Достаточно часто встречающейся разброс (как в большую и так и в меньшую сторону) значений коэффициента пористости грунтов по глубине массива, находящийся в водонасыщенном состоянии, можно объяснить вышесказанным. По виду графиков на рисунках 3.8 – 3.13 видно, что в слабых водонасыщенных лессовых грунтах, на обводняемых территориях с течением времени происходит растворение солей, связывающих между собой минеральные частицы, что позволяет свободно перемещаться минеральным частицам, которые под действием сейсмических сил и сил гравитации приводят к их взаимному сближению и дальнейшему их уплотнению по глубине массива

При этом графики изменения коэффициентов пористости водонасыщенных лессовых грунтов по глубине массива успешно аппроксимируются экспоненциальной зависимостью вида:

$$e = e_0 - b\{1 - \exp(-az)\} \quad (3.2)$$

Наиболее вероятные значения параметров, входящих в зависимость (3.2), определялись методом наименьших квадратов отклонений.

В заключении отметим, что общий характер изменения значений коэффициентов пористости для водонасыщенных лессовых и илистых грунтов близок друг другу. Последнее дает возможность считать процессы уплотнения, происходящие в слабых водонасыщенных глинистых (лессовых и илистых) грунтах аналогичными друг другу и прогноз консолидации под действием

внешних приложенных нагрузок для данных грунтов рассматривать по аналогичной методике.

3.4. Исследование фильтрационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Время стабилизации деформаций от приложенных ступеней загрузки во многом зависит от проницаемости грунта. Результаты проведенных исследований показали, что слабые водонасыщенные глинистые грунты характеризовались значениями коэффициента фильтрации $10^{-5} \div 10^{-6}$ м/час.

Характерная кривая изменения коэффициента фильтрации от эффективных напряжений, полученный для скважин № 941 и 1377 представлена на рисунке 3.14.

Как видно из рисунка 3.14, изменение k_{ϕ} от σ_z имеет явно нелинейный характер и меняются от $1,1 \times 10^{-5}$ м/час ($k_{\phi} = 26,4 \times 10^{-5}$ м/сут) до $0,15 \times 10^{-5}$ м/час ($k_{\phi} = 3,6 \times 10^{-5}$ м/сут), т.е. почти в 10 раз при изменении эффективных напряжений от 0,03 до 0,1 Мпа. Такие изменения значений коэффициента фильтрации k_{ϕ} будут существенно сказываться на времени фильтрационной консолидации массива, т.е. влиять на процесс перераспределения приложенной внешней нагрузки между скелетом грунта и поровой жидкостью.

График изменения коэффициента фильтрации k от внешних сжимающих нагрузок σ аппроксимируем зависимостью вида

$$k = k_0 \exp(-na_1 \sigma) \quad (3.3)$$

где k_0 - начальный коэффициент фильтрации, м/час.;

na_1 - произведение коэффициентов нелинейности, причем a_1 (МПа⁻¹).

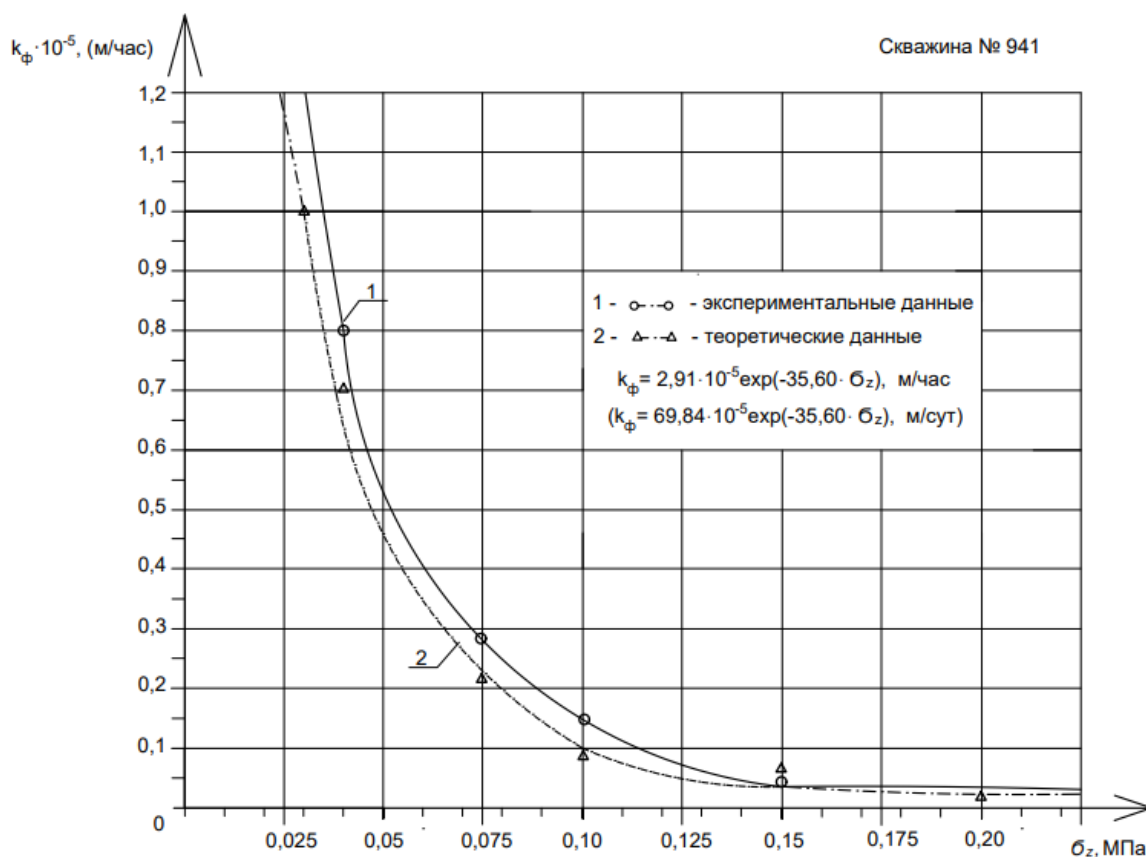


Рисунок 3.14. - Изменение значений коэффициента фильтрации (k_f) от эффективных напряжений (σ_z): 1 – экспериментальные данные, 2 – теоретические данные

Согласно рисунка 3.14 при аппроксимации графика получены следующие значения: $k_0 = 2,91 \times 10^{-5}$ м/час, $na_1 = 35,60$ МПа $^{-1}$.

Отметим, что значения начального коэффициента фильтрации для различных грунтов меняются в довольно больших пределах как в большую, так и в меньшую сторону. Так, для скважин № 1419 и 1418 получены значения $k_0 = 0,6 \times 10^{-5}$ м/час. Общий характер изменения коэффициента фильтрации от эффективных напряжений для названных скважин аналогичен приведенному рисунку 3.14. Такие большие пределы изменения начальных значений коэффициента фильтрации для различных скважин, по-видимому, связано, во-первых, с литологией самих грунтов; во-вторых, со значениями начального коэффициента пористости (e_0). На взаимосвязь между значениями

коэффициентов пористости (e_0) и коэффициентов фильтрации (k_0) ранее отмечалось в трудах [4, 7].

Обобщение результатов лабораторных исследований слабых водонасыщенных глинистых грунтов дают основание предположить, что в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов в процессе их формирования происходят процессы, аналогичные процессам консолидации, происходящим в природных условиях под действием сил гравитации от вышележащих слоев грунта.

Учет фактора исходного напряженно-деформированного состояния грунтов дает дополнительную информацию, позволяющую использовать при прогнозе деформаций на слабых водонасыщенных грунтов. На данные исследования автором, совместно с доктором технических наук. Тер-Мартirosяном З.Г. и кандидатом технических наук Погосяном Р.Г., было получено авторское свидетельство на изобретение (патент РФ) «Способ определения деформационных характеристик слабых водонасыщенных грунтов» (патент US № 1357495 A1 E 02 D 1 /00) [309].

Проведенный анализ существующих в настоящее время методов расчета консолидации водонасыщенных глинистых грунтов совместно с результатами, полученными в процессе проведенных исследований, позволили автору разработать теоретические основы прогноза консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом исходного напряженно-деформированного состояния (ИНДС), основные положения которой изложены в последующих главах настоящей диссертационной работы.

Выводы по главе 3

На основе проведенных экспериментальных исследований слабых водонасыщенных лиманных грунтов можно сделать следующие выводы:

1. Разработанное новое устройство (грунтоотборник) ив дополнение к

нему компрессионные приборы площадью $A=100 \text{ см}^2$ показали свою работоспособность и позволили отбирать и испытывать образцы слабых водонасыщенных грунтов мягко- и текучепластичной консистенции с минимальным нарушением структуры.

2. Образцы водонасыщенных илистых грунтов, имеющие большие значения коэффициентов пористости (e), характеризуются большими значениями относительных деформаций при приложении внешних нагрузок. При этом деформируемость грунтов имеет явно проявляющийся нелинейный характер. Величина относительных деформаций от сжимающих нагрузок уменьшается с глубиной, что объясняется, на наш взгляд, ростом по глубине вязкопластических необратимых деформаций сжатия под действием гравитационных, геохимических, тектонических и др. процессов.

3. Исследование порового давления слабых водонасыщенных грунтов с большими значениями коэффициента пористости ($e_0 = 9,1$) показывает, что при приложении первых степеней загрузки отсутствуют максимальные значения порового давления. Это объясняется преобладающей ролью явлений фильтрации над деформациями ползучести на первых ступенях загрузки. При последующем же нагружении, по мере уменьшения пористости и роста структурных связей, роль ползучести возрастает и наблюдаются экстремумы порового давления во времени, которые в процессе консолидации падают во времени.

4. После рассеивания порового давления, что указывает на завершение оттока свободной поровой жидкости (фильтрационной консолидации), у испытываемых грунтов наблюдался, характерный перелом графика к оси $lg t$, что подтверждало наличие свойств ползучести скелета грунта (по Казагранде).

5. Большие значения величин относительных деформаций ($\varepsilon = \frac{S}{H_0}$) от сжимающих нагрузок, составляющие до 40÷60 % в зависимости от глубины отбора образца, а также низкие значения коэффициентов фильтрации ($k \times 10^{-5} \text{ м/час}$), говорит о том, что прогнозируемые деформации возводимых на

этих грунтах сооружений будут иметь большие значения осадок, а процесс протекания деформаций во времени будет иметь длительный характер.

6. Проведенные исследования показывают, что проницаемость слабых водонасыщенных глинистых грунтов существенно зависит от приложенных нагрузок и в диапазоне напряжений до 0,2 МПа уменьшалась до 10 раз. При этом изменения коэффициента фильтрация от действия внешней нагрузки успешно аппроксимируются зависимостью экспоненциального вида, что использовано автором при разработке теории консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом исходного напряженно-деформированного состояния.

Глава 4. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ НЕЛИНЕЙНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ ИСХОДНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

4.1. Основные предпосылки

Приведенные в главе 2 результаты лабораторных исследований выявили, что слабые водонасыщенные глинистые грунты характеризуются большой сжимаемостью и малыми значениями коэффициента фильтрации.

Изменение физико-механических свойств грунтов по глубине массива характеризуется повышением плотности и уменьшением пористости. Это является проявлением консолидационных процессов, проявившихся в массиве под действием собственного веса вышележащих слоев грунта.

Физическая сторона данного процесса может быть объяснена тем, что в процессе естественного осадконакопления происходит медленно протекающее физико-химическое взаимодействие фаз, одновременно с которым протекают консолидационные процессы в грунте. В условиях полного водонасыщения это связано с переупаковкой частиц и фильтрацией поровой жидкости. По мере фильтрации поровой жидкости уменьшается расстояние между частицами и усиливаются связи между ними. Таким образом, под действием эффективных напряжений от нагрузок естественного осадконакопления на больших по площади территориях происходит процесс, аналогичный уплотнению грунтов в условиях невозможности бокового расширения, т.е. условиях компрессии. Такую компрессию грунта, наблюдаемую в естественных условиях, можно назвать природной или “вековой” [64].

Исследованиями Ребиндера П.А. [260] и Горьковой И.М. [73] установлено, что даже при небольших нагрузках может происходить сильное самопроизвольное обезвоживание глинистого осадка - явление, которое в

коллоидной химии носит название генезиса (старения или тиксотропного упрочнения). В глинистых толщах можно говорить о чрезвычайно медленном природном генезисе (старении), которое оказывает заметное влияние на структуру грунта. Генезис объясняют действием молекулярных сил притяжения между частицами дисперсной среды, которое ведет к переупаковке и сближению этих частиц при одновременном уменьшении толщины оболочек связанной воды. В явлениях природного генезиса решающую роль играют пока малоисследованные для таких длительных масштабов времени химические процессы, протекающие между ионами диффузных слоев и поверхностными ионами кристаллической решетки частиц, теряющих вследствие этих процессов способность к гидратации (старение коллоидных систем).

Следовательно, длительное самоуплотнение водонасыщенных глинистых толщ под действием собственного веса в процессе естественного осадконакопления можно объяснить старением коллоидных фракций и происходящим вследствие этого уплотнением осадка в течении очень длительного времени. Учет этого фактора при возведении инженерных сооружений и прогнозировании их деформаций является, на наш взгляд, весьма существенным и важным.

В механике грунтов экспериментальные исследования строительных свойств грунтов, в том числе и слабых водонасыщенных, ведется, в основном, в 2-х направлениях:

- 1) - полевыми методами,
- 2) - лабораторными методами.

Преимуществами первого метода является возможность исследования грунтов в условиях их естественного залегания, т.е. в исходном напряженно-деформированном состоянии. Однако, они требуют больших средств и времени и не дают того богатства информации о грунте, которое можно получить в лабораторных условиях.

В свою очередь, лабораторные исследования, имея большой диапазон

возможностей для испытания в различных режимах и относительную дешевизну по сравнению с полевыми методами, исследуют грунты, физические характеристики которых не вполне соответствуют значениям в условиях их естественного залегания, т.е. в исходном напряженно-деформированном состоянии. Связано это с тем, что при отборе образцов грунта с различных глубин массива, с них снимается природная нагрузка от вышележащих слоев. Это, в свою очередь, влечет за собой объемные деформации разуплотнения. Знание величины разуплотнения в процессе отбора позволит по значениям коэффициента пористости образцов на дневной поверхности, путем внесения поправки на разуплотнение, определить его значение в массиве, т.е. в исходном напряженно-деформированном состоянии.

Для подтверждения вышеизложенного рассмотрим задачу определения объемных деформаций разуплотнения при извлечении образца из массива.

4.2. Определение объемных деформаций разуплотнения при отборе слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Как отмечалось, процесс отбора образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов связан со снятием природного давления, сопровождаемого изменением объема отбираемого образца. Рассмотрим вопрос количественной величины деформации разуплотнения образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов в процессе отбора из массива.

Рассмотрим задачу. Из массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов с глубины z отбирается образец грунта. В соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 4.1, рассмотрим напряжения, действующие на отбираемый образец грунта, в двух состояниях:

- 1) - на глубине отбора (в состоянии I);
- 2) - на поверхности земли (в состоянии II).

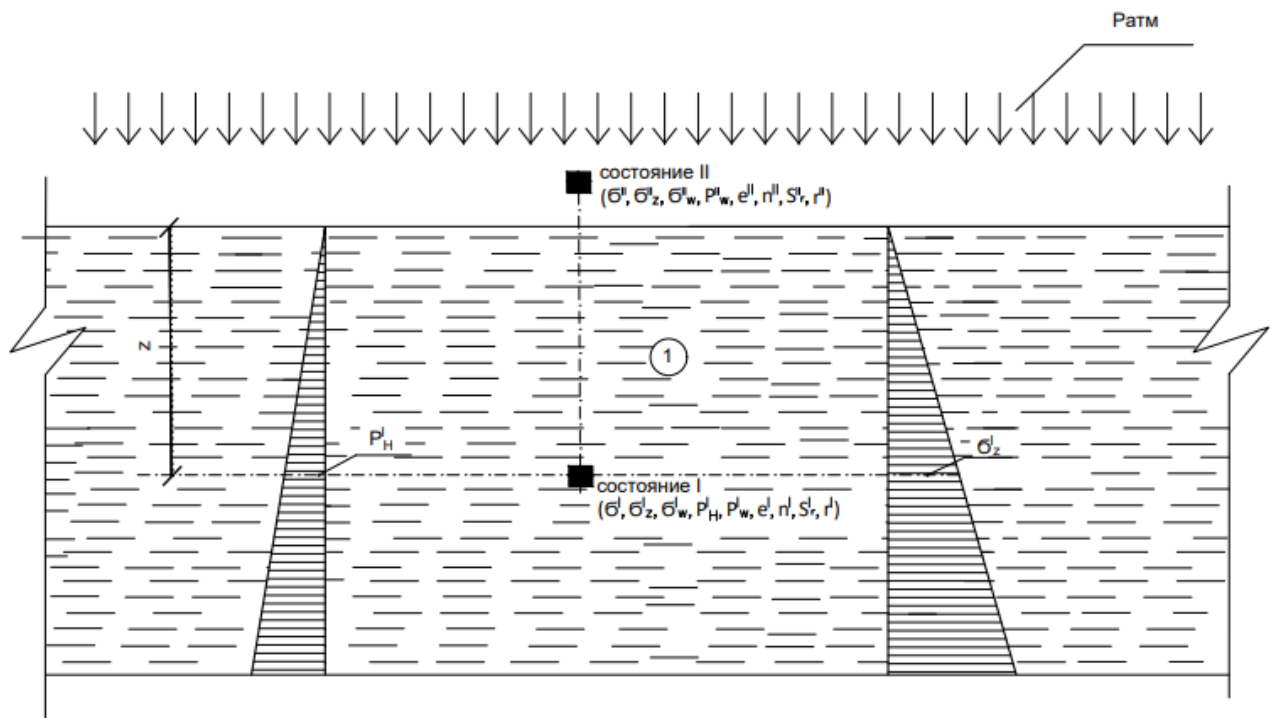


Рисунок 4.1. - Расчетная схема к определению деформаций разуплотнения водонасыщенного грунта, извлекаемого из массива (из состояния I) на дневную поверхность (в состоянии II): 1 – водонасыщенный лессовый грунт; z- глубина отбора

Согласно принятых обозначений можно записать:

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_w \quad (4.1)$$

где σ – величина общего давления;

σ_z – величина эффективного давления;

σ_w – величина нейтрального давления

Величины напряжений, действующих на образец в состояниях I и II равны:

1) на глубине отбора (в состоянии I)

$$\sigma^I = \sigma_z^I + \sigma_w^I \quad (4.2)$$

где σ^I – величина общего давления на глубине отбора (в состоянии I);

σ_z^I – величина эффективного давления;

σ_w^I – величина нейтрального давления

2) - на поверхности земли (в состоянии II):

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + \sigma_w^{II} \quad (4.3)$$

где σ^{II} – величина общего давления на поверхности земли (в состоянии II);

σ_z^{II} – величина эффективного давления на поверхности земли;

σ_w^{II} – величина нейтрального давления на поверхности земли.

Изменение общих напряжений $\Delta\sigma$ при отборе образца грунта будет равно

$$\Delta\sigma = \sigma^{II} - \sigma^I \quad (4.4)$$

Согласно условию неразрывности деформаций скелета грунта и поровой жидкости, имеем

$$n^I \varepsilon_w = \varepsilon_z \quad (4.5)$$

где n^I - пористость образца грунта в массиве;

ε_w - объемная деформация поровой жидкости;

ε_z - объемная деформация скелета грунта.

Величина объемных деформаций скелета грунта (ε_z) и поровой жидкости (ε_w) соответственно равны:

$$\varepsilon_z = \alpha_z \Delta\sigma_z \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_w = \alpha_w \Delta\sigma_w \quad (4.7)$$

где $\Delta\sigma_z$ и $\Delta\sigma_w$ - величины приращений соответственно эффективных и нейтральных напряжений при отборе образца на поверхность;

α_w (МПа⁻¹) - коэффициент объемного растяжения (сжатия) поровой жидкости;

α_z (МПа⁻¹) - коэффициент объемного растяжения (сжатия) скелета грунта.

Подставив (4.6) и (4.7) в (4.5) и решая относительно $\Delta\sigma_w$ получим

$$\Delta\sigma_w = \alpha_z \Delta\sigma_z / n^I \alpha_w \quad (4.8)$$

Величину приращений порового давления $\Delta\sigma_w$ с учетом зависимости (4.1) можно записать в виде:

$$\Delta\sigma_w = \Delta\sigma - \Delta\sigma_z \quad (4.9)$$

Подставив (4.9) в (4.8) и решая относительно $\Delta\sigma_z$ имеем:

$$\Delta\sigma_z = n^I \alpha_w \Delta\sigma / (n^I \alpha_w + \alpha_z) \quad (4.10)$$

Тогда величина объемных деформаций скелета грунта в соответствии с (4.6) равна:

$$\varepsilon_z = n^I \alpha_w \alpha_z \Delta\sigma / (n^I \alpha_w + \alpha_z) \quad (4.11)$$

С другой стороны, объемные деформации скелета грунта есть изменение его пористости Δn , т.е.

$$\varepsilon_z = \Delta n = n^{II} - n^I \quad (4.12)$$

где n^{II} - пористость образца на поверхности земли (в состоянии II);

n^I - пористость образца на глубине отбора (в состоянии I).

При этом значение пористости образца грунта на поверхности земли n^{II} (в состоянии II) определится по зависимости

$$n^{II} = e^{II} / (1 + e^{II}) \quad (4.13)$$

а значение пористости образца на глубине отбора n^I можно записать в

виде

$$n^I = \frac{(e^{II} + \Delta e)}{(1 + e^{II} + \Delta e)} \quad (4.14)$$

Подставив (4.14) и (4.13) в (4.12), получим

$$\varepsilon_z = -(\Delta e)/(1 + e^{II})(1 + e^{II} + \Delta e) \quad (4.15)$$

Приравняв (4.11) и (4.15) и решая относительно величины приращения Δe получаем:

$$\begin{aligned} (e^{II} + \Delta e)\alpha_z\alpha_w\Delta\sigma(1 + e^{II})(1 + e^{II} + \Delta e) = \\ = -\Delta e[(e^{II} + \Delta e)\alpha_w + (1 + e^{II} + \Delta e)\alpha_z] \end{aligned} \quad (4.16)$$

Принимая, ввиду малости величины второго порядка

$$(\Delta e)^2\alpha_w\alpha_z \approx 0 \quad (4.17)$$

$$(\Delta e)^2(\alpha_w + \alpha_z) \approx 0 \quad (4.18)$$

имеем:

$$\Delta e = \frac{-e^{II}(1+e^{II})^2\alpha_w\alpha_z\Delta\sigma}{[e^{II}\alpha_w + (1+e^{II})\alpha_z + (1+2e^{II})(1+e^{II})\alpha_z\alpha_w\Delta\sigma]} \quad (4.19)$$

или, после преобразований, с учетом (4.13) получаем:

$$\Delta e = \frac{-e^{II}(1+e^{II})\Delta\sigma}{\{(n^{II}/\alpha_z) + (1/\alpha_w) + (1+2e^{II})\Delta\sigma\}} \quad (4.20)$$

Полученная зависимость (4.20) является уравнением для определения объемных деформаций разуплотнения грунта при отборе из массива. Как видно из (4.20), значение данной величины зависит от физических показателей грунта

e^{II} и n^{II} на дневной поверхности, деформаций разуплотнения скелета грунта α_z и поровой жидкости α_w , а также приращений величины общих напряжений $\Delta\sigma$ в процессе извлечения водонасыщенного глинистого грунта из массива.

4.3. Изменение действующих напряжений при отборе грунтов в различных инженерно-геологических условиях

Рассмотрим систему напряжений (общих, эффективных и нейтральных), действующих на образец слабых водонасыщенных глинистых грунтов в массиве и на поверхности земли и изменение их значений при отборе из:

- 1) - массива слабого водонасыщенного илистого грунта, залегающего под слоем воды высотой h_w ;
- 2) - полностью подтопленного массива водонасыщенного лессового грунта;
- 3) - подтопляемого массива лессового грунта при изменяющемся уровне грунтовых вод и на момент рассмотрения задачи, находящийся на глубине L от дневной поверхности.

4.3.1. Изменение напряжений при отборе глинистого грунта, залегающего под слоем воды

Из массива грунта, залегающего под слоем воды высотой h_w с глубины z (состояние I) отбирается образец грунта и поднимается на дневную поверхность. Определим величину деформаций разуплотнения образца.

Как известно, водонасыщенный грунт не является в строгом смысле двухкомпонентной системой "твердые частицы - вода", так как во всякой грунтовой воде имеются пузырьки растворенного и нерастворенного воздуха или другого газа.

При уменьшении внешних давлений на отбираемый образец водонасыщенного грунта, пузырьки в поровой жидкости увеличиваются в

размерах, что сопровождается изменением объема образца, его степени влажности, деформационных и других свойств, представляющих практический интерес. Так как скорость осадконакопления в массиве мала, процесс фильтрации поровой жидкости от веса вышележащих слоев грунта можно считать завершенным, а деформации стабилизировавшимися. Это позволяет принять в условиях генезиса (природной компрессии) значение порового давления (давления сверх гидростатического) рассеивавшимся и равным атмосферному.

Рассмотрим напряжения, действующие на образец грунта, в двух состояниях:

- а) - на глубине отбора (в состоянии I);
- б) - на поверхности земли (в состоянии II) (см. рисунок 4.2).

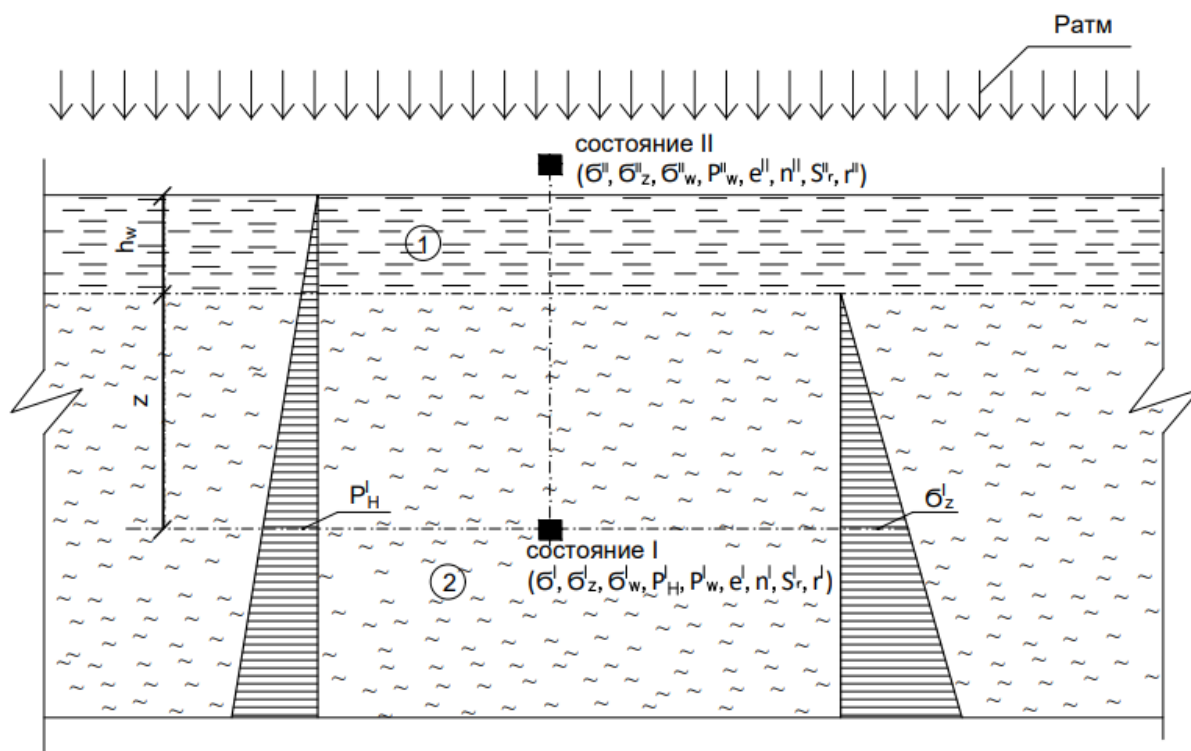


Рисунок 4.2. - Расчетная схема к задаче определения объемных деформаций разуплотнения грунта на дневной поверхности (состояние II) при его отборе из массива, залегающего под слоем воды (состояние I): 1- слой воды высотой h_w ; 2- слабый водонасыщенный илистый грунт

Согласно принятых обозначений общее действующее напряжение σ будет равно:

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_w \quad (4.21)$$

$$\sigma_w = P_H + P_w \quad (4.22)$$

$$P_w = P_{\text{атм}} - 2T/r \quad (4.23)$$

где σ_z (МПа) – эффективное напряжение,

σ_w (МПа) – нейтральное давление;

P_H (МПа) – гидростатическое давление, вызванное столбом воды;

P_w (МПа) – давление (сверх гидростатического) в порах грунта;

$P_{\text{атм}}$ (МПа) – атмосферное давление;

T (кН/м) – коэффициент поверхностного натяжения воды;

r (м) – радиус пузырька заземленного газа;

Величины напряжений, действующих на образец в состояниях I и II равны:

а) – на глубине отбора (в состоянии I)

$$\sigma^I = \sigma_z^I + \sigma_w^I \quad (4.24)$$

или с учетом (4.22)

$$\sigma^I = \sigma_z^I + P_H^I + P_w^I \quad (4.25)$$

где

$$\sigma_z^I = \gamma_{sb}z + 2T/r^I \quad (4.26)$$

$$P_H^I = \gamma_w(h_w + z) \quad (4.27)$$

$$P_w^I = P_{\text{ат}} - 2T/r^I \quad (4.28)$$

В зависимостях (4.24) – (4.28) обозначены:

γ_{sb} (кН/м^3) – удельный вес грунта во взвешенном состоянии;

z – глубина отбора образца;

γ_w (кН/м^3) – удельный вес воды;

h_w – высота столба воды;

Тогда зависимость (4.25) учетом (4.26), (4.27) и (4.24) примет вид:

$$\sigma^I = \gamma_w(h_w+z) + \gamma_{sb}z + P_{\text{ат}} \quad (4.29)$$

б) - на дневной поверхности (в состоянии II):

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + \sigma_w^{II} \quad (4.30)$$

или с учетом того, что на поверхности гидростатическое давление

$P_n = 0$ получаем

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + P_w^{II} \quad (4.31)$$

В свою очередь,

$$\sigma_z^{II} = 2T / r^{II} \quad (4.32)$$

$$P_w^{II} = P_{\text{ат}} - 2T / r^{II} \quad (4.33)$$

Подставив (4.32) и (4.33) в (4.31), получим

$$\sigma^{II} = P_{\text{ат}} \quad (4.34)$$

Уменьшение общих напряжений $\Delta\sigma$ на образец при отборе грунта с учетом (4.34) и (4.29) будет равно

$$\Delta\sigma = \sigma^{II} - \sigma^I = -[\gamma_w(h_w + z) + \gamma_{sb}z] \quad (4.35)$$

4.3.2. Изменение напряжений при отборе образцов из массива водонасыщенного лессового грунта

Из массива, сложенного водонасыщенным лессовым грунтом отбирается образец грунта (рисунок 4.3).

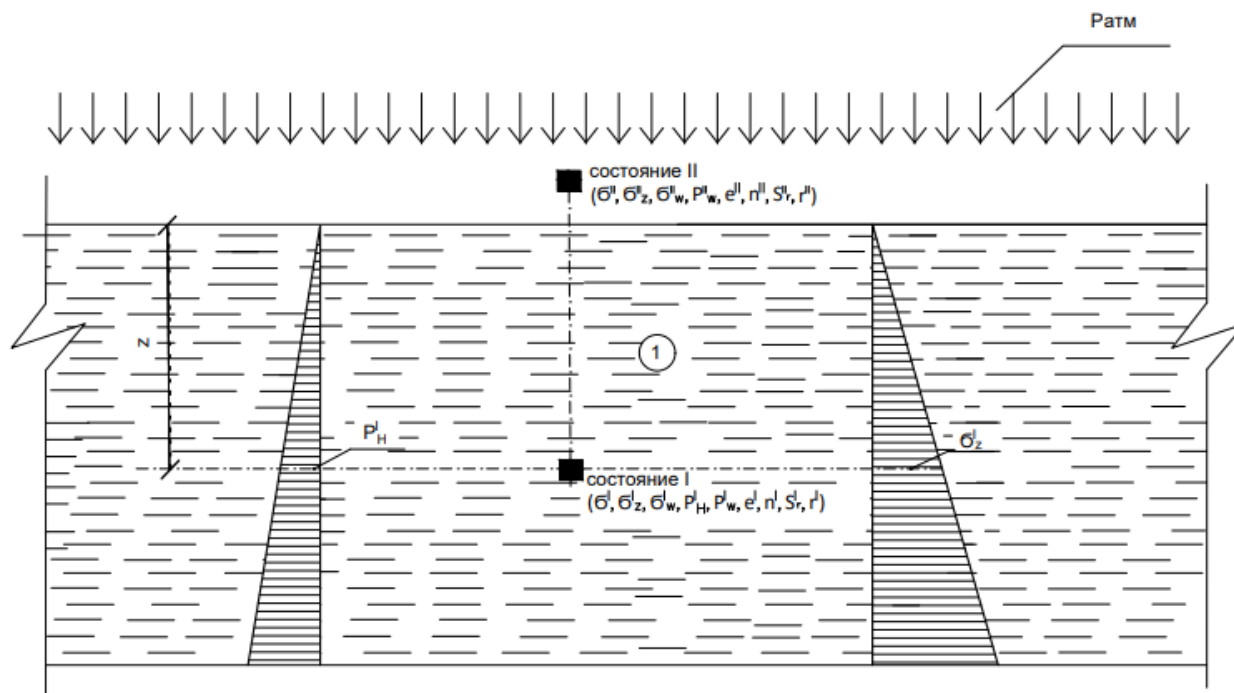


Рисунок 4.3. - Расчетная схема к определению объемных деформаций водонасыщенного грунта (состояние II), извлекаемого из полностью водонасыщенного массива (состояние I): 1 – водонасыщенный лессовый грунт; z- глубина отбора

При рассмотрении данной задачи будем ссылаться на зависимости, полученные в предыдущей задаче. Общие напряжения, действующие на образец грунта согласно зависимостей (4.21) – (4.23) и в соответствии и принятыми к ним обозначениям равны:

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_w$$

где

$$\sigma_w = P_H + P_w$$

$$P_w = P_{\text{атм}} - 2T/r$$

В рассматриваемых состояниях (I и II), значения напряжений, действующих на образец грунта, будут равны:

1) на глубине отбора (в состоянии I)

Значения напряжений согласно (4.24) – (4.26) будут равны:

$$\sigma^I = \sigma_z^I + \sigma_w^I$$

где

$$\sigma_w^I = P_H^I + P_w^I$$

или с учетом (4.37)

$$\sigma^I = \sigma_z^I + P_H^I + P_w^I$$

где значение эффективного напряжения σ_z^I определим по зависимости (4.26)

$$\sigma_z^I = \gamma_{sb}z + 2T/r^I$$

Значение гидростатического давления будет равно:

$$P_H^I = \gamma_w z \quad (4.36)$$

а поровое давление определится по зависимости (4.28) в виде

$$P_w^I = P_{ат} - 2T/r^I$$

где r^I - радиус заземленных пузырьков порового газа в массиве.

Подставив полученные значения, с учетом (4.36), получим зависимость общего напряжения, действующего на образец в массиве грунта (в состоянии I) равным

$$\sigma^I = (\gamma_w + \gamma_{sb})z + P_{ат} \quad (4.37)$$

2) на поверхности земли (в состоянии II)

Значения напряжений представим в виде зависимостей (4.30) – (4.34):

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + \sigma_w^{II}$$

С учетом того, что на поверхности $P_H^{II} = 0$ получаем

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + P_w^{II}$$

$$\sigma_z^{II} = 2T / r^{II}$$

$$P_w^{II} = P_{ат} - 2T / r^{II}$$

где r^{II} - радиус пузырьков заземленного порового газа на дневной поверхности.

После подстановки данных получим значение общих напряжений, действующих на образец на поверхности земли в виде (4.34):

$$\sigma^{II} = P_{ат}$$

Таким образом, уменьшение общих напряжений $\Delta\sigma$ на образец при отборе грунта с учетом полученных зависимостей составит

$$\Delta\sigma = \sigma^{II} - \sigma^I = -(\gamma_w + \gamma_{sb}) z \quad (4.38)$$

4.3.3. Изменение напряжений при отборе образцов из подтопленного массива лессовых грунтов и переменном уровне грунтовых вод

Зона увлажнения в подтопленном массиве глинистых (макропористых

лессовых) охватывает не только грунты ниже уровня грунтовых вод (УГВ), но и некоторая толщина грунтов выше УГВ. Это зона капиллярного поднятия грунтовых вод, которая составляет, в зависимости от типа глинистых грунтов, от десятков сантиметров до нескольких метров.

Из обводняемого массива глинистых грунтов при уровне грунтовых вод на глубине L от дневной поверхности, отбирается образец грунта (рисунок 4.4).

Общие значения напряжений, действующих на образец грунта будут описываться зависимостями (4.21) – (4.23) и в соответствии и

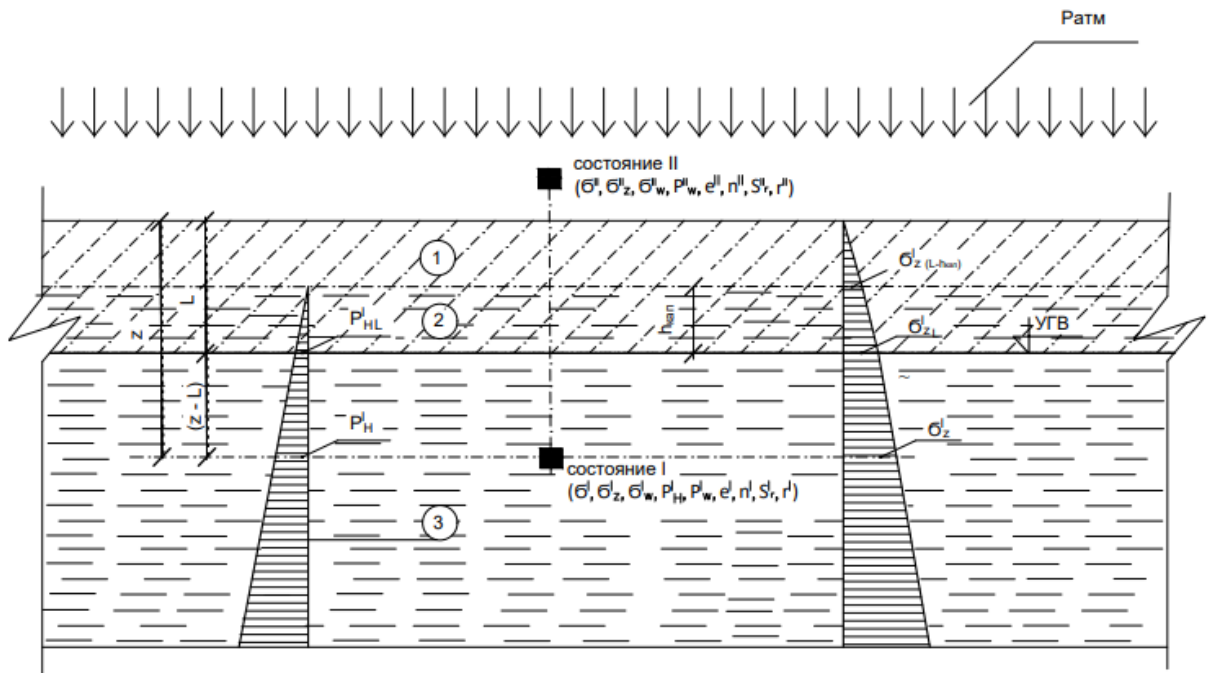


Рисунок 4.4. - К задаче определения объемной деформации образца, извлекаемого из подтопленного массива глинистых грунтов и меняющемся уровне грунтовых вод: 1 - лессовый грунт природной влажности; 2 – зона капиллярного поднятия воды; 3 – водонасыщенный лессовый грунт; УГВ – уровень грунтовых вод

принятыми к ним обозначениям имеем:

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_w$$

где

$$\sigma_w = P_H + P_w$$

$$P_w = P_{\text{атм}} - \frac{2T}{r}$$

Напряжения, действующие на образец, будут равны:

1) – на глубине отбора (в состоянии I)

Значения напряжений аппроксимируем зависимостями (4.24) – (4.26) в виде:

$$\sigma^I = \sigma_z^I + \sigma_w^I$$

где $\sigma_w^I = P_H^I + P_w^I$

или с учетом (4.37)

$$\sigma^I = \sigma_z^I + P_H^I + P_w^I$$

где значение эффективного напряжения σ_z^I определим по зависимости (4.26)

$$\sigma_z^I = \gamma_{sb}z + 2T/r^I$$

Значение гидростатического давления будет равно:

$$P_H^I = \gamma_w(z - L + h_{\text{кап}}) \quad (4.39)$$

где γ_w – удельный вес воды;

$h_{\text{кап}}$ – высота капиллярного поднятия поровой жидкости;

L – расстояние от поверхности земли до уровня подземных вод;

z – глубина отбора образца грунта.

Величина порового давления определится по зависимости (4.28) в виде

$$P_w^I = P_{\text{ат}} - 2T/r^I$$

где r^I – радиус заземленных пузырьков порового газа в массиве.

Подставив полученные значения, с учетом (4.39), получим значение

общего напряжения, действующего на образец в массиве на глубине отбора (в состоянии I) равным

$$\sigma^I = \gamma(L - h_{\text{кап}}) + (\gamma_{sb} + \gamma_w)(z - L + h_{\text{кап}}) + P_{\text{ат}} \quad (4.40)$$

2) - на дневной поверхности (в состоянии II)

Значения напряжений аппроксимируем зависимостями (4.30) – (4.34) в виде:

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + \sigma_w^{II}$$

С учетом того, что на поверхности $P_{\text{н}}^{II} = 0$ получаем

$$\sigma^{II} = \sigma_z^{II} + P_w^{II}$$

$$\sigma_z^{II} = 2T / r^{II}$$

$$P_w^{II} = P_{\text{ат}} - 2T / r^{II}$$

где r^{II} - радиус пузырьков заземленного порового газа на дневной поверхности.

После подстановки получим значение общих напряжений, действующих на образец на дневную поверхность (в состоянии II) в виде (4.34):

$$\sigma^{II} = P_{\text{ат}}$$

Таким образом, уменьшение общих напряжений $\Delta\sigma$ на образец при отборе грунта с учетом полученных зависимостей будет равно

$$\Delta\sigma = - \{ \gamma(L - h_{\text{кап}}) + (\gamma_{sb} + \gamma_w)(z - L + h_{\text{кап}}) \} \quad (4.41)$$

Следует отметить, что при условии равенства высоты капиллярного поднятия воды ($h_{\text{кап}}$) расстоянию до поверхности земли от уровня грунтовых вод (L), т.е. при $h_{\text{кап}} = L$, уравнение (4.41) сведется к полученному виду (4.38), т.е. будет равно изменению общих напряжений $\Delta\sigma$ для полностью водонасыщенного массива лессового грунта (4.38):

$$\Delta\sigma = -\{\gamma_{sb}z + \gamma_w z\} = -(\gamma_w + \gamma_{sb})z,$$

4.4. Определение параметров объемной деформации разуплотнения при отборе слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Рассмотрим значения величин, входящих в зависимость (4.20), имеющей вид:

$$\Delta e = \frac{-e^{II}(1 + e^{II})\Delta\sigma}{\{(n^{II}/\alpha_z) + (1/\alpha_w) + (1 + 2e^{II})\Delta\sigma\}}$$

Значения коэффициента пористости e^{II} и пористости n^{II} образцов определяются на дневной поверхности по физическим параметрам отобранных образцов грунта [63, 337].

4.4.1. Определение параметров объемного разуплотнения скелета грунта

Значение коэффициента объемного сжатия (растяжения) скелета грунта (α_z) согласно [343] будет равно:

$$\alpha_z = (1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}) / E_{el} \quad (4.42)$$

где ν - коэффициент относительной поперечной деформации, аналогичный коэффициенту Пуассона;

E_{el} - модуль упругой деформации при разгрузке образца от напряжения, соответствующего значению гравитационного (природного) давления, действовавшего на глубине отбора.

Модуль упругой деформации грунтов (E_{el}) при больших значениях сжимающих нагрузок является величиной переменной и зависит от величины действующих нагрузок. Это связано с ростом водно-коллоидных связей, проявляющихся по мере уплотнения грунта при возрастании внешней нагрузки.

Рассмотрим методику определения данного параметра (E_{el}). Величина модуля упругой деформации при разгрузке грунта (E_{el}) определяется по результатам компрессионных испытаний в режиме "нагрузка- разгрузка".

В первом приближении, в пределах природного давления $\sigma_z^{(0)}$ его можно принять постоянным $E_{el}^{(0)}$. Однако при больших внешних сжимающих нагрузках значения E_{el} будут переменными и в условиях невозможности боковых деформаций будут возрастать пропорционально возрастанию эффективных напряжений. Это наглядно иллюстрируется графиками на рисунке 4.5, заимствованными из книги д.т.н., проф. Орнатского Н.В. [215].

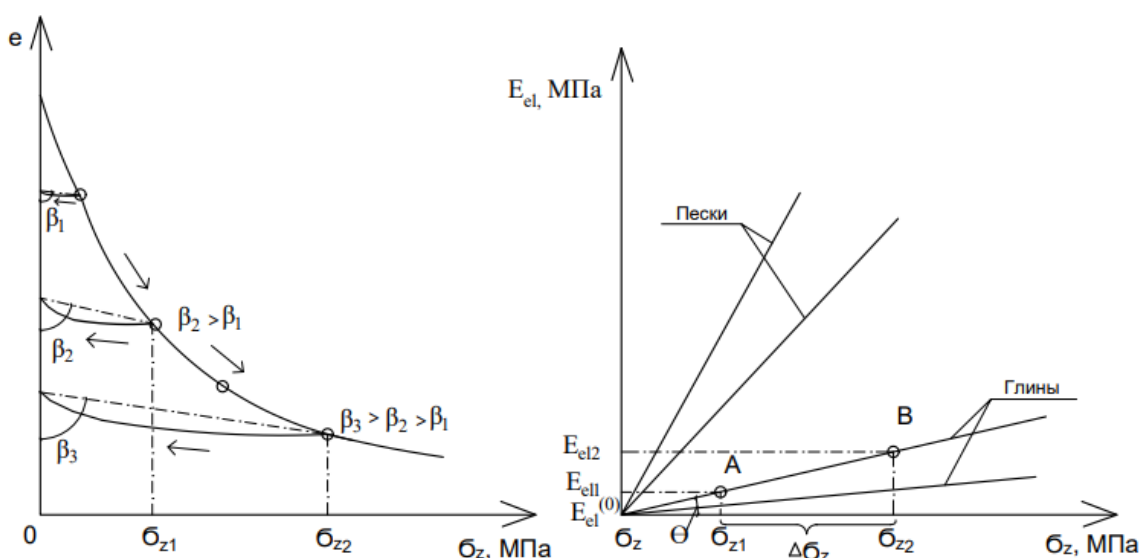


Рисунок 4.5. - Изменение модуля упругой разгрузки грунтов (E_{el}) при больших значениях эффективных напряжений (σ_z)

Увеличение значений модуля упругой деформации E_{el} при увеличении сжимающих нагрузок видно на графиках по уменьшению наклона секущей кривой разгрузки (декомпрессии) к оси напряжений.

Определение значения модуля упругой деформации при разгрузке (E_{el}) определяется в следующей последовательности:

1) - образец грунта испытывается в компрессионном приборе при некоторой нагрузке $\sigma_{z1} > \sigma_z^{(0)}$ (см. рисунок 4.5). После стабилизации деформаций от этой нагрузки, производится разгрузка образца и определяется величина E_{el1} ;

2) - аналогичная операция проводится при следующей нагрузке $\sigma_{z2} > \sigma_{z1}$ и определяется величина E_{el2} ;

3) - через 3 точки (начало координат, точки А и В) проводится прямая линия, характеризующая возрастание модуля упругой деформации E_{el} в зависимости от σ_z ;

4) - величина модуля упругой деформации (E_{el}) при любой сжимающей нагрузке σ_z определится по формуле:

$$E_{el} = (\sigma_z - \sigma_z^{(0)}) \operatorname{tg} \theta \quad (4.43)$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\Delta E_{el}}{\Delta \sigma_z} = \frac{E_{el2} - E_{el1}}{\sigma_{z2} - \sigma_{z1}} \quad (4.44)$$

где θ - угол наклона графика возрастания модуля упругой деформации к оси эффективных напряжений.

4.4.2. Определение параметров объемного разуплотнения поровой жидкости

Коэффициент объемной деформации (в рассматриваемом случае – «разуплотнения») поровой жидкости (α_w) определим по зависимости,

полученной в работе [319]:

$$\alpha_w = \frac{1}{\Delta\sigma_w} \left(1 - \frac{S_r^{II}}{S_r^I}\right) \quad (4.45)$$

где $\Delta\sigma_w$ - изменение суммарного давления в порах образца при перемещении из состояния I в состояние II;

S_r^I - степень влажности образца на глубине отбора грунта (состояние I);

S_r^{II} - степень влажности образца на поверхности земли (состояние II).

Величина приращения нейтрального давления $\Delta\sigma_w$ будет равна:

$$\Delta\sigma_w = \sigma_w^{II} - \sigma_w^I \quad (4.46)$$

или после подстановки значений имеем:

$$\Delta\sigma_w = \Delta\sigma_w^{II} - \Delta\sigma_w^I = - \left[\gamma_w (h_w + z) - 2T \left(\frac{1}{r_I} - \frac{1}{r_{II}} \right) \right] \quad (4.47)$$

Как видим из (4.73) определение приращений суммарного нейтрального (гидростатического и порового (сверх гидростатического)) давления в порах грунта $\Delta\sigma_w$ при перемещении грунта из массива на дневную поверхность сводится к определению радиусов пузырьков заземленного газа в состояниях I и II, определение которых будет рассмотрено ниже.

4.4.3. Определение радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и на глубине отбора грунта

Радиусы пузырьков заземленного газа на поверхности земли (в состоянии II) определяем по зависимости, предложенной Кибиревым В. И. в [118]:

$$r^{II} = 100n^{II^2} / \left[(1 - n^{II}) \sum_{i=1}^M (q_i / d_i) \right] \quad (4.48)$$

где n^{II} - объем пор в единице объема на дневной поверхности, определяемой по зависимости (4.13);

M - число фракций, полученных при анализе гранулометрического состава;

q_i - отношение веса i -той фракции к весу анализируемого образца грунта в процентах;

d_i - средний диаметр фракции, равный $(d_i + d_{i+1}) / 2$.

Выражение (4.48) в [118] получено «...на основе учета зависимости для определения средней высоты капиллярного поднятия в пористой среде произвольной структуры (Нерпин С.В. [208, 209] и др.), а также зависимости Крюгера, для определения площади поверхности частиц в единице объема грунта». Радиусы пузырьков заземленного газа, определяемых по (4.48) для глинистых грунтов, изменяется от 50 до 1 микрона, «...в зависимости от содержания глинистых частиц» [118].

При извлечении образца грунта величины суммарных давлений воды в порах изменяются от σ_w^I до σ_w^{II} , а радиусы пузырьков от r^I до r^{II} . Если значения радиусов пузырьков заземленного газа на поверхности земли (r^{II}) можно определить по (4.48), радиусы пузырьков в массиве грунта (r^I) будут переменными и уменьшаться по глубине (z). Как известно, газовая составляющая (воздух) может находиться в грунте как в нерастворенном, так и в растворенном виде. Причем объем растворенного газа можно определить по закону растворимости Генри.

Суммарные объемы композитов, включающих объемы газа (воздуха) в растворенном и газообразном состояниях, на глубине отбора и поверхности земли можно записать в виде [330]:

$$V_A^I = V_r^I + \mu V_w \quad \text{и} \quad V_A^{II} = V_r^{II} + \mu V_w \quad (4.49)$$

где V_A - объем композита в единице объема;

V_r - объем нерастворенного газа в единице объема;

V_w - объем воды в единице объема;

μ - коэффициент растворимости по Генри (для воздуха при $t = 0^\circ\text{C}$

$\mu = 0,0245$).

Полагая, что изменение объема газовой составляющей (воздуха) происходит в условиях изотермического режима, получим согласно закону Бойля-Мариотта:

$$N (V_r^I + \mu V_w) \sigma_w^I = N (V_r^{II} + \mu V_w) \sigma_w^{II} \quad (4.50)$$

где N - количество пузырьков заземленного газа в рассматриваемом объеме грунта.

С учетом (4.49) имеем:

$$N V_A^I \sigma_w^I = N V_A^{II} \sigma_w^{II} \quad (4.51)$$

Принимая объемы пузырьков газа в состояниях I и II в виде сферы, можно записать соотношение:

$$N \frac{4}{3} \pi r_I^3 \sigma_w^I = N \frac{4}{3} \pi r_{II}^3 \sigma_w^{II} \quad (4.52)$$

(в данной задаче, в целях удобства, индексы у радиусов пузырьков заземленного газа в состояниях (I) и (II) будут записываться внизу).

После преобразований получим

$$r_I^3 \sigma_w^I = r_{II}^3 \sigma_w^{II} \quad (4.53)$$

Значения нейтрального давления, входящего в зависимость (4.53) в соответствии с рисунком 4.2 будет равно:

$$\sigma_w^I = \gamma_w(h_w + z) + P_{ат} - 2T/r_I \quad (4.54)$$

$$\sigma_w^{II} = P_{ат} - 2T/r_{II} \quad (4.55)$$

После подстановки и соответствующих преобразований получим

$$r_I^3 [\gamma_w(h_w + z) + P_{ат} - 2T/r_I] = r_{II}^3 [P_{ат} - 2T/r_{II}] \quad (4.56)$$

Введем обозначения

$$A_0 = r_{II}^3 [P_{ат} - 2T/r_{II}] \quad (4.57)$$

$$B_0 = [\gamma_w(h_w + z) + P_{ат}] \quad (4.58)$$

Тогда уравнение (4.56) преобразуется и будет иметь вид:

$$A_0 = r_I^3 (B_0 - 2T/r_I) \quad (4.59)$$

и после преобразования получим

$$r_I^3 - \frac{2T}{B_0} r_I^2 - \frac{A_0}{B_0} = 0 \quad (4.60)$$

Таким образом, решив уравнение (4.60) получим значения радиусов пузырьков заземленного газа (r_I) на глубине отбора (z) по известному значению (r_{II}) на дневной поверхности.

Для решения уравнения (4.60) введем новую переменную [33]:

$$y = r_I - \frac{2T}{3B_0} \quad (4.61)$$

после чего уравнение (4.60) преобразуется к виду

$$y^3 + 3pq + 2q = 0 \quad (4.62)$$

где
$$q = -\frac{2(2T)^3}{54B_0^3} - \frac{A_0}{2B_0} \quad (4.63)$$

$$p = -\frac{(2T)^2}{9B_0^2} \quad (4.64)$$

Полученное уравнение- (4.62) решается по известной формуле Кардано [33], согласно которой имеем

$$y_1 = u + v; \quad y_2 = \varepsilon_1 u + \varepsilon_2 v; \quad y_3 = \varepsilon_2 u + \varepsilon_1 v \quad (4.65)$$

где
$$u = \sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}} \quad (4.66)$$

$$v = \sqrt[3]{-q - \sqrt{q^2 + p^3}} \quad (4.67)$$

а $\varepsilon_{1,2}$ - корни уравнения $x^2 + x + 1 = 0$ $\varepsilon_{1,2} = -\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{3}}{2} i$ (4.68)

Число действительных корней уравнения (4.62) зависит от знака дискриминанта $D = q^2 + p^3$, поэтому оценим его.

С учетом (4.63) и (4.64) имеем

$$D = \left[\left(-\frac{2(2T)^3}{54B_0^3} - \frac{A_0}{B_0} \right)^2 + \left(-\frac{(2T)^2}{9B_0^2} \right)^3 \right] = \frac{32A_0T^3}{108B_0^4} + \frac{A_0^2}{4B_0^2} \quad (4.69)$$

После приведения подобных и преобразований получим

$$D = \frac{A_0^2}{4B_0^2} \left(A_0 + \frac{32T^3}{27B_0^2} \right) \quad (4.70)$$

В полученном выражении (4.70) значение в скобках является величиной положительной, следовательно, значение дискриминанта (D), в целом, тоже будет всегда положительным ($D > 0$), из чего следует, что уравнение (4.62) имеет один единственный действительный корень (y_1).

По значению корня (y_1), вычисляются значения радиуса пузырька заземленного газа (r_I) по зависимости, вытекающей из (4.61):

$$r_I = \left(y_1 + \frac{2T}{3B_0} \right) \quad (4.71)$$

Следовательно, задача по определению радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и на глубине отбора образца слабого водонасыщенного глинистого грунта полностью решена.

4.4.4. Определение высоты капиллярного поднятия ($h_{\text{кап}}$) поровой жидкости при переменном уровне грунтовых вод

В полученные зависимости (4.39), (4.40) и (4.41) входит значение высоты капиллярного поднятия поровой жидкости ($h_{\text{кап}}$) в водонасыщенном массиве.

Рассмотрим методику определения высоты капиллярного поднятия поровой жидкости ($h_{\text{кап}}$) случая подтопления массива глинистых (лессовых) грунтов и подъеме уровня грунтовых вод.

Поднятие воды в капиллярах происходит за счёт энергии взаимодействия молекул воды с молекулами поверхности, разделяющей воду и частицы грунта,

вследствие поверхностного натяжения воды. В капиллярах между частицами поверхность воды приобретает вид вогнутых менисков, а сила поверхностного натяжения направлена по касательным к вогнутым поверхностям менисков. Под влиянием суммы вертикальных составляющих этих сил вода по капиллярам поднимается на высоту капиллярного поднятия $h > 0$ (см. рисунок 4.6).

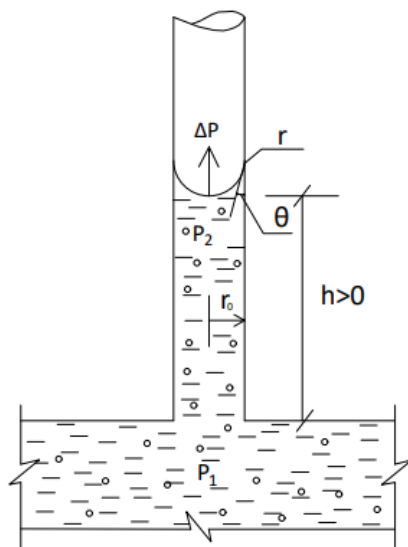


Рисунок 4.6. - Капиллярное поднятия поровой жидкости в массиве СВЛГ:

ΔP – разность давлений на уровне мениска (P_2) и атмосферного (P_1);

Θ - краевой угол смачивания; r - радиус кривизны; r_0 - радиус капилляра

Высота капиллярного поднятия $h_{\text{кап}}$ увеличивается с ростом поверхностного натяжения, уменьшением радиуса пор, плотности поровой жидкости и с увеличением угла смачивания и капиллярного давления.

Как указано в [144], на основании изучения свойств элементарных частиц разного размера Аттербергом А.А. было установлено, что «...частицы, имеющие диаметр $d > 0,2$ мм, обладают хорошей водопроницаемостью.

Поднятие воды по капиллярам в них осуществляется быстро, но на малую высоту. Частицы диаметром $d = (0,2 \div 0,02)$ мм обеспечивают хорошую водопроницаемость и водоподъемную способность грунтов; частицы диаметром $d < (0,02 \div 0,002)$ мм слабо водопроницаемы, воду поднимают

высоко, но очень медленно.

Как видно из рисунка 4.6, капиллярное поднятие воды зависит от разности давлений на уровне мениска (P_2) и атмосферного (P_1):

$$\Delta P = P_2 - P_1 = \frac{2T}{r} = h (\rho_w - \rho_r) g \quad (4.72)$$

где T – коэффициент поверхностного натяжения жидкости

($T = 0,072 \text{ н/м} = 0,072 \text{ кг} \cdot \text{м/сек}^2$);

ρ_w – плотность жидкости ($\rho_w = 1 \frac{\text{г}}{\text{см}^3} = 1000 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$);

ρ_r – плотность газа ($\rho_r \approx 0$);

g – ускорение свободного падения ($g = 980 \frac{\text{см}}{\text{сек}^2} = 9,80 \frac{\text{м}}{\text{сек}^2}$);

Из рисунка 4.6 видно, что

$$r_0 = r \cdot \cos\theta \quad (4.73)$$

или
$$r = r_0 / \cos\theta \quad (4.74)$$

Тогда будем иметь

$$h = \frac{2T \cos \theta}{r_0 g (\rho_w - \rho_r)} \quad (4.75)$$

Зависимость (4.75) получила название формулы Борелли - Жюрэна или формула высоты поднятия жидкости в капиллярной трубке [144].

Пренебрегая, ввиду малости, величиной плотности газа $\rho_r \approx 0$, получим видоизмененную формулу для капиллярного поднятия воды в грунте в виде:

$$h = 2T / \rho_w \cdot g \cdot r_0 \quad (4.76)$$

Выше, в разделе 4.4.3, была рассмотрена задача изменения радиуса пузырьков заземленного газа (r_l) по глубине массива СВЛГ.

Поднятие воды по капиллярам в грунтовом массиве происходит при

условии, когда поровая жидкость (композит) имеет возможность перемещаться вверх по капиллярам в грунте и диаметры капилляров будут соизмеримы с размерами пузырьков газосодержащей поровой жидкости, т.е. когда $r_{\text{кап}} = r_0 \geq r_I$ (или $d_{\text{кап}} \geq d_I$). Приняв в зависимости (4.76) значения радиусов капилляров (r_0) равными радиусам пузырьков заземленного газа (r_I), и подставив в формулу (4.76), получим зависимость, позволяющую определить высоту капиллярного поднятия ($h_{\text{кап}}$) поровой жидкости выше уровня грунтовых в подтопляемом массиве равным:

$$h_{\text{кап}} = 2T / \rho_w \cdot g \cdot r_I \quad (4.77)$$

где r_I (м) – радиус пузырьков заземленного газа в водонасыщенном грунте на уровне горизонта подземных вод.

4.4.5. Определение степени влажности слабого водонасыщенного глинистого грунта на глубине отбора

Для решения данной задачи обратимся к рисунку 4.2. Значение степени влажности образца на дневной поверхности S_r^{II} можно определить по известным зависимостям механики грунтов [337]. Задача сводится к определению степени влажности грунта (S_r^I) на глубине отбора. Значения суммарных давлений в порах σ_w^I и σ_w^{II} можно определить по зависимостям (4.54) и (4.55).

Для определения значения степени влажности на глубине отбора образца S_r^I обратимся к зависимости (4.52), откуда имеем

$$\frac{\sigma_w^{II}}{\sigma_w^I} = \frac{(V_r^I + \mu V_w)}{(V_r^{II} + \mu V_w)} = \frac{\left(\frac{V_r^I}{V_w}\right) + \mu}{\left(\frac{V_r^{II}}{V_w}\right) + \mu} = \frac{\left(\frac{V_r^I}{V_r^{II}}\right) \left(\frac{V_r^I}{V_w}\right) + \mu}{\left(\frac{V_r^{II}}{V_r^{II}}\right) \left(\frac{V_r^I}{V_w}\right) + \mu} \quad (4.78)$$

где μ - коэффициент растворимости по Генри (для воздуха при $t = 0^\circ\text{C}$)

$\mu = 0,0245$).

Проведем преобразования с учетом того, что

$$V_{\Pi} = V_r + V_w \quad \text{и} \quad (V_w/V_{\Pi}) = S_r \quad (4.79)$$

Тогда уравнение (4.78) преобразуется и примет вид

$$\frac{\sigma_w^{II}}{\sigma_w^I} = \frac{\left[\frac{(V_{\Pi}^I - V_w)}{V_{\Pi}^I} \right] (V_{\Pi}^I/V_w) + \mu}{\left[\frac{(V_{\Pi}^{II} - V_w)}{V_{\Pi}^{II}} \right] (V_{\Pi}^{II}/V_w) + \mu} = \frac{\left[\frac{(1 - S_r^I)}{S_r^I} \right] + \mu}{\left[\frac{(1 - S_r^{II})}{S_r^{II}} \right] + \mu} \quad (4.80)$$

Из полученного уравнения (4.80) вытекает:

$$\left[\frac{(1 - S_r^I)}{S_r^I} + \mu \right] = \left[\frac{(1 - S_r^{II})}{S_r^{II}} + \mu \right] \frac{\sigma_w^{II}}{\sigma_w^I} \quad (4.81)$$

или

$$\left(\frac{1}{S_r^I} \right) = \left[\frac{1}{S_r^{II}} - (1 - \mu) \right] \frac{\sigma_w^{II}}{\sigma_w^I} + (1 - \mu) \quad (4.82)$$

откуда значение для степени влажности грунта в массиве (S_r^I) примет вид:

$$S_r^I = \frac{\sigma_w^I / \sigma_w^{II}}{\left(\frac{1}{S_r^{II}} \right) + (1 - \mu) \left[\left(\frac{\sigma_w^I}{\sigma_w^{II}} \right) - 1 \right]} \quad (4.83)$$

Полученная зависимость (4.83) позволяет определять значения степени влажности образцов слабого водонасыщенного грунта на глубине отбора (S_r^I) при известном его значении на дневной поверхности (S_r^{II}).

Анализ полученной зависимости (4.83) показывает, что степень влажности грунта при увеличении величины суммарного давления воды σ_w^I в порах по глубине массива будет стремиться к единице, однако всегда будет меньше нее. Это связано с наличием растворенного в воде газа, который по мере

увеличения давления будет стремиться к плотности воды, однако не сравняется с ней, так как в воде будет оставаться растворенный газ.

Следует отметить, что полученное решение задачи справедливо для всех 3-х рассмотренных выше инженерно-геологических условий (рисунки 4.2 -4.4.).

Таким образом, определены все неизвестные параметры, входящие в зависимость (4.20). Следовательно, задача по определению изменения коэффициента пористости грунта (Δe) при извлечении образца грунта на дневную поверхность полностью решена.

4.5. Вывод уравнения природной компрессии.

Определение величины природного давления по глубине массива

Значение величины деформаций разуплотнения (Δe), образцов при отборе и значения коэффициентов пористости образцов на дневной поверхности e^II позволяет определить значения коэффициентов пористости грунтов на глубине отбора (e^I) в исходном напряженно-деформируемом состоянии:

$$e^I = e^II - \Delta e \quad (4.84)$$

Как показывают многочисленные исследования [64, 90, 343 и др.] графики консолидации слабых водонасыщенных грунтов успешно описывается экспоненциальной зависимостью вида:

$$e = e_0 - b\{1 - \exp(-az)\} \quad (4.85)$$

где e - текущее значение коэффициента пористости;

e_0 - начальное значение коэффициента пористости;

a, b - коэффициенты, причем a (м^{-1}).

Значения входящих в зависимость (4.85) параметров определяются методом наименьших квадратов отклонений.

4.5.1. Определение наиболее вероятнейших значений параметров в уравнении природной компрессии

При аппроксимации графиков фильтрационной консолидации уравнением вида (4.85) задача сводится к определению значений параметров e_0 , a и b .

Для этого используется метод наименьших квадратов, согласно которому наиболее вероятнейшими значениями e_0 , a и b будут значения, при которых сумма квадратов отклонений δ_i будет наименьшей [74], т.е.

$$\sum_{i=1}^M \{ e_i - [e_0 - b + b \exp(-az_i)] \}^2 = \min \quad (4.86)$$

где M - число образцов, отобранных из массива грунта.

Дифференцируя сумму квадратов в (4.86) по e_0 , a и b и приравнивая нулю производные, после некоторых преобразований получим:

$$\left. \begin{aligned} e_0 - b[1 - \sum_{i=1}^M \exp(-az_i)] &= \sum_{i=1}^M e_i; \\ (e_0 - b) \sum_{i=1}^M z_i \exp(-az_i) + b \sum_{i=1}^M z_i \exp(-2az_i) &= \sum_{i=1}^M e_i z_i \exp(-az_i); \\ (e_0 - b) \sum_{i=1}^M [1 - \exp(-az_i)] + b \sum_{i=1}^M [1 - \exp(-az_i)] &= \\ &= \sum_{i=1}^M e_i [1 - \exp(-az_i)] \end{aligned} \right\} \quad (4.87)$$

Из полученной системы уравнений (4.87) определяются наиболее вероятнейшие значения параметров e_0 , a и b .

Для проверки соответствия расчетов по эмпирической зависимости (4.85) с опытными данными, определяется величина отклонений (Q_i):

$$Q_i = e_i - e \quad (4.88)$$

где e_i - истинное значение коэффициента пористости i -го образца в массиве;
 e - значение коэффициента пористости для i -го образца, подсчитанное по зависимости (4.85).

Величина среднеквадратичного отклонения определяется по зависимости [63]:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^M Q_i^2}{M-(m+1)}} \quad (4.89)$$

где M - количество точек, равное количеству отобранных образцов грунта;
 m - степень аппроксимирующего многочлена ($m=1$).

При соответствующем определении наиболее вероятных значений коэффициентов (e_0 , a и b) в зависимости (4.111) должно выполняться условие

$$S \leq Q_i \quad (4.90)$$

После проверки условия (4.90) переходим к выводу уравнения природного давления по глубине массива грунта.

4.5.2. Учет исходного напряженно-деформированного состояния в уравнении природной компрессии в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов

В случае водонасыщенного глинистого грунта значения эффективных напряжений σ_z по глубине массива можно записать в виде:

$$d\sigma_z = \frac{\gamma_{sb}(z)}{f_0} dz + \frac{2Tdr}{r^2} \quad (4.91)$$

где f_0 - коэффициент размерностей ($1 \text{ кН/м}^3 = 10^{-3} \text{ МПа/м}$).

В свою очередь

$$\gamma_{sb}(z) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e(z)} \quad (4.92)$$

Подставив (4.85) в (4.92) и (4.91) и далее интегрируя по глубине массива, обозначив

$$A_0 = (1 + e_0 - b) / b \quad (4.93)$$

получим

$$\sigma_z = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{f_0 a b A_0} \ln \left\{ \frac{1 + A_0 \exp(az)}{1 + A_0} \right\} + 2T \left(\frac{1}{r^I} - \frac{1}{r_0^I} \right) \quad (4.94)$$

где r^I - радиус пузырьков заземленного газа в массиве на глубине z ;

r_0^I - то же на поверхности массива (под слоем воды высотой h_w)

Учитывая (4.93) и обозначив

$$D_0 = (\gamma_s - \gamma_w) / f_0 \cdot a \cdot (1 + e_0 - b);$$

$$B_0 = b / (1 + e_0); \quad (4.95)$$

$$C_0 = [1 - b / (1 + e_0)]$$

получим окончательно:

$$\sigma_z = D_0 \cdot \ln[B_0 + C_0 \cdot \exp(az)] + 2T \left(\frac{1}{r^I} - \frac{1}{r_0^I} \right) \quad (4.96)$$

Из полученной зависимости (4.96) видно, что изменение природного (бытового) давления по глубине слоя водонасыщенного грунта происходит по нелинейному закону. При этом степень изменения природного давления зависит от параметров e_0 , a и b , входящих в (4.85) т.е. параметров грунта в исходном напряженно-деформированном состоянии.

4.5.3. Уравнение природной компрессии в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта

На основании полученных выше зависимостей выведем уравнение компрессии водонасыщенного глинистого грунта под действием сил гравитации по глубине массива, т.е. уравнение исходной (природной) компрессии.

Для этого составим систему уравнений из зависимостей (4.85) и (4.96):

$$\left. \begin{aligned} e &= e_0 - b\{1 - \exp(-az)\}; \\ \sigma_z &= D_0 \cdot \ln[B_0 + C_0 \cdot \exp(az)] + 2T \left(\frac{1}{r^I} - \frac{1}{r_0^I} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4.97)$$

Из второго уравнения определим значение параметра z , которое будет равно:

$$z = \frac{1}{a} \cdot \ln \left\{ \frac{1}{C_0} \left[\exp \left(\frac{\sigma_z^I}{D_0} \right) - B_0 \right] \right\} \quad (4.98)$$

где

$$\sigma_z^I = \sigma_z - 2T \left(\frac{1}{r^I} - \frac{1}{r_0^I} \right) \quad (4.99)$$

Поставив (4.98) в первое уравнение системы уравнений (4.97) после преобразований получим:

$$e = e_0 - b \cdot \left\{ 1 - \frac{C_0}{\left[\exp \left(\frac{\sigma_z^I}{D_0} \right) - B_0 \right]} \right\} \quad (4.100)$$

Полученная зависимость (4.100) представляет собой закономерность изменения коэффициента пористости в слое слабого водонасыщенного грунта от собственного веса вышележащих слоев грунта (σ_z^I) в массиве, обусловленного силами гравитации. Следовательно, зависимость (4.100) можно характеризовать как зависимость изменения коэффициента пористости (e) от

эффективного напряжения (σ_z^I) или уравнение «природной» компрессии грунта. Путем обработки графика «природной» компрессии можно установить деформационные показатели слабого водонасыщенного грунта по глубине массива в условиях его естественного залегания. На данный способ определения деформационных показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов, автором, совместно с д.т.н., проф. Тер-Мартirosяном З.Г. и к.т.н. Погосьяном Р.Г. получено авторское свидетельство на изобретение (патент РФ) [309].

4.6. Определение глубины сжимаемой толщи в массиве водонасыщенных глинистых грунтов

В процессе формирования массива слабого водонасыщенного грунта нагрузка от собственного веса вышележащих слоев возрастает по мере увеличения мощности слоя. При приложении дополнительных сжимающих нагрузок деформации грунтов происходят, в основном, в верхней сжимаемой толще до некоторой глубины $z = h_a$. Для определения величины мощности сжимаемой зоны (h_a) воспользуемся данными исходного напряженного состояния грунта (рис. 4.7).

Как приведено выше, изменение коэффициента пористости от глубины хорошо описывается зависимостью (4.85):

$$e = e_0 - b\{1 - \exp(-az)\}$$

а изменение нагрузки от собственного веса вышележащих слоев грунта определяется по зависимостям (4.97) - (4.99).

Приняв на графике природной компрессии значение напряжения от собственного веса от вышележащих слоев грунта равным величине приложенной внешней нагрузки получаем зависимость (4.97) в виде

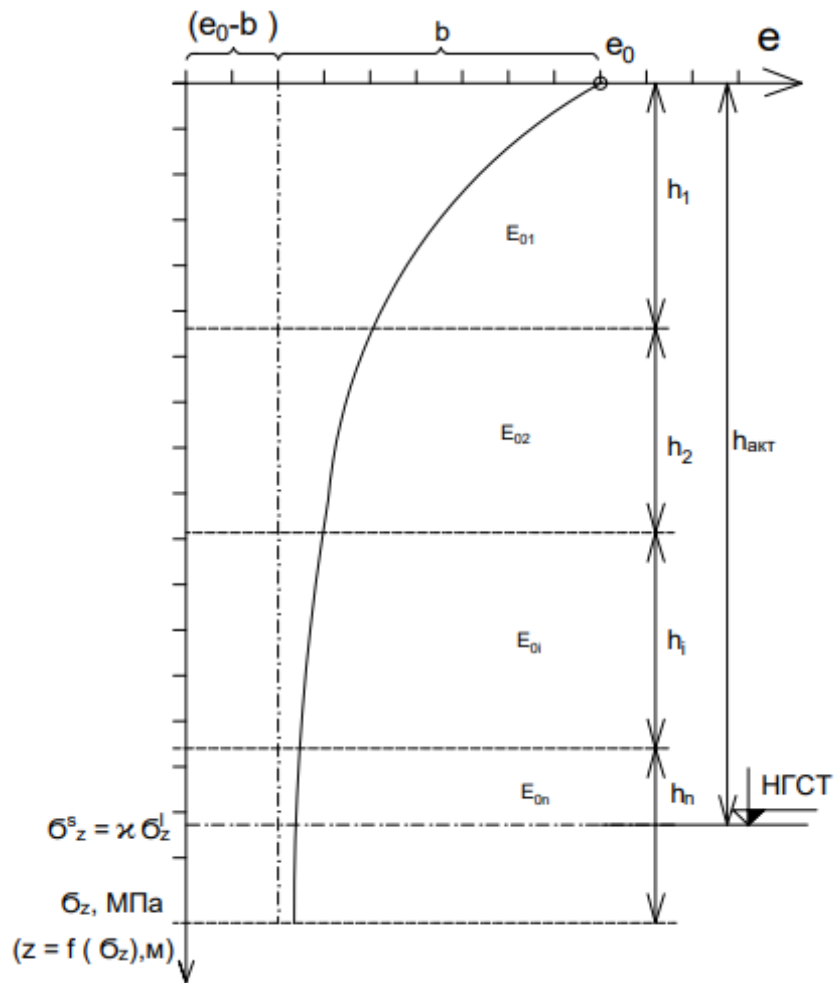


Рисунок 4.7. - Определение нижней границы сжимаемой толщи (НГСТ) в массиве слабо водонасыщенного глинистого грунта

$$\sigma_{zg} = \varepsilon \cdot \sigma_z = \varepsilon \cdot D_0 \cdot \ln[B_0 + C_0 \cdot \exp(az)] + 2T \left(\frac{1}{r^I} - \frac{1}{r_0^I} \right) \quad (4.97^I)$$

где ε – поправочный коэффициент, учитывающий неоднородность слоев, залегающих в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов в зоне действия внешней нагрузки.

В случае залегания в массиве однородного водонасыщенного глинистого грунта значение поправочного коэффициента принимается равным $\varepsilon = 1$.

При залегании в массиве многослойного глинистого грунта, значение коэффициента неоднородности (ε) определяется по зависимости

$$\varepsilon = \rho_i^{max} / \rho_i^{пр}, \quad (4.101)$$

где ρ_i^{max} – максимальная плотность из слоев грунта, залегающих в сжимаемой зоне;

$\rho_i^{пр}$ – средневзвешенная (приведенная) плотность грунтов, залегающих в деформируемой зоне, определяемый по зависимости:

$$\rho_i^{пр} = \frac{\rho_{01}h_1 + \rho_{02}h_2 + \rho_{03}h_3 + \dots + \rho_{0i}h_i}{(h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_i)} \quad (4.102)$$

$\rho_{01}, \rho_{02}, \rho_{03}, \dots, \rho_{0i}$ – плотности слоев грунта, залегающих по глубине массива;

$h_1, h_2, h_3, \dots, h_i$ – толщина различающихся друг от друга с залегающих в массиве слоев грунта.

С учетом зависимости (4.99) примет вид:

$$\sigma_z^S = \varepsilon \cdot \sigma_z^I = \varepsilon \cdot D_0 \cdot \ln[B_0 + C_0 \cdot \exp(az)]; \quad (4.97^{II})$$

где σ_z^S - величина эффективного действующего напряжения на нижней границе сжимаемой толщи (НГСТ);

σ_z^I – величина внешней нагрузки, действующей на массив грунта.

Приняв значение (z) равным мощности сжимаемой толщи (h_a), т. е. $z = h_a$, получим:

$$h_a = \frac{1}{a} \cdot \ln \left\{ \frac{1}{C_0} \left[\exp \left(\frac{\sigma_z^S}{\varepsilon \cdot D_0} \right) - B_0 \right] \right\} \quad (4.103)$$

Значения параметров C_0, D_0, B_0 , входящих в данную зависимость определяются согласно зависимостям (4.95).

При расчете осадок слоя слабого водонасыщенного грунта вместо всей

толщины (h) следует принимать значение активной зоны сжатия (h_a). Таким образом, нижней границы сжимаемой толщи (НГСТ) в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта зависит от величины внешней действующей нагрузки (σ_z^s) и характера изменения значений коэффициента пористости грунта (e) по глубине массива в исходном напряженно-деформируемом состоянии. Общий вид графиков полученных зависимостей приведен на рисунке 4.8.

4.7. Определение степени уплотнения массива водонасыщенных грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии

Рассмотрим варианты, встречающиеся при оценке состояния грунтов в исходном напряженно-деформируемом состоянии. Как известно, в природном состоянии глинистые грунты могут находиться в 3-х состояниях: 1) - неуплотнённом, 2) - нормально уплотненном и 3) - переуплотненном.

При этом, переуплотненное состояние для слабых водонасыщенных грунтов можно рассматривать как дополнительное уплотнение нормально уплотнившихся грунтов.

Рассмотрим 2 состояния грунтов:

1) – в процессе формирования массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов завершились процессы фильтрационной консолидации и проявились деформации вторичной консолидации (ползучести скелета грунта);
2). – в процессе формирования массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов образовались условия, препятствующие процессу фильтрационной консолидации, т.е. в массиве образовались условия «закрытой системы» с невозможностью свободного оттока поровой жидкости и рассеивания порового давления. В таком случае грунт в исходном (природном) напряженно-деформированном состоянии будет находиться в недоуплотненном состоянии.

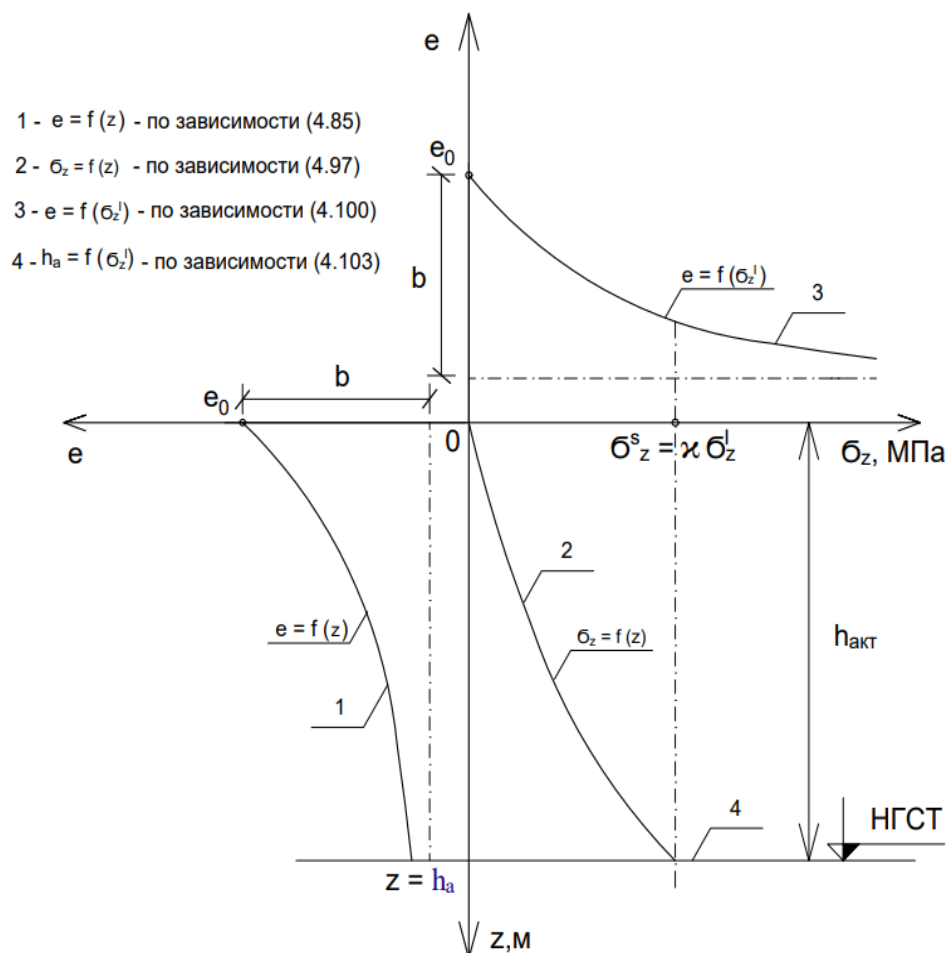


Рисунок 4.8. - Общий вид графиков полученных зависимостей

4.7.1. Определение деформации ползучести, произошедшей в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта в исходном напряженно-деформированном состоянии

В работах [90, 301, 343 и др.] отмечается, что для слабых водонасыщенных грунтов характерна вторичная консолидация (ползучесть скелета), оцениваемая по тангенсу угла наклона графика вторичной консолидации к оси " $\lg t$, мин".

При этом процесс завершения фильтрационной консолидации оценивается по рассеиванию величины порового давления и по характерному

перелому графика " $\varepsilon - \lg t, \text{ мин.}$ " (метод Казагранде) [64].

Согласно существующей теории Н.Н. Маслова [189, 190] наличие свойств ползучести можно оценить обобщенным показателем консолидации " n ", определяемым по результатам компрессионных исследований разновеликих образцов. Значения " n " при этом меняются в пределах $0 < n < 2$. Причем $n = 2$ соответствует условно чистой фильтрационной консолидации, а $n = 0$ - "бесконечной" ползучести. Эта теория получила широкое применение для оценки свойств ползучести глинистых грунтов.

Произведем оценку свойств ползучести слабых водонасыщенных грунтов с позиций исходного напряженно-деформированного состояния. В качестве постулата примем аналогию процессов уплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов, образовавшихся вследствие естественного осадконакопления и уплотнившихся в природных условиях под действием сил гравитации, и образцов грунта в компрессионном опыте.

При этом рассмотрим два условия:

1) - на образец грунта в компрессионном приборе приложена сжимающая нагрузка (σ) равная природной (σ_{zg}), т. е. $\sigma = \sigma_{zg}$;

2) - напряженно-деформированное состояние в массиве на глубине z , когда природное давление от собственного веса вышележащих грунтов (σ_{zg}) равно значению нагрузки (σ), приложенной в компрессионном приборе, т.е. $\sigma_{zg} = \sigma$.

Оценим процессы фильтрационной консолидации в компрессионном приборе и в массиве грунта. В случае отсутствия ползучести грунтов в массиве, значение коэффициента пористости грунта завершения фильтрационной консолидации в лабораторных условиях (что определяется по методу Казагранде) от сжимающей нагрузки σ , должно совпадать со значением коэффициента пористости в массиве при той же нагрузке $\sigma = \sigma_{zg}$. Оба случая будут характеризоваться полной передачей нагрузки на скелет грунта. В компрессионном приборе при завершённой фильтрационной консолидации величина порового давления рассеивается до нуля, а в массиве принято данное

значение порового давления равным кулю, т.е. в обоих случаях $\sigma = \sigma_z$, а $P_w = 0$. В противном случае, если в течение длительного формирования в массиве проявились свойства ползучести грунта, значения коэффициентов пористости под действием природной нагрузки ($\sigma_{zg} = \sigma$) в массиве будут меньше, значений условий завершённой фильтрации в компрессионном приборе при той же нагрузке σ .

Расхождения между значениями коэффициента пористости в исходном напряженно-деформированном состоянии в массиве и в компрессионном приборе от действующей нагрузки (σ) можно отнести к ползучести грунта в условиях формирования массива под действием сил гравитации (рисунок 4.9).

Введем понятие показателя «меры природной ползучести» (η), которое будет равно

$$\eta = \frac{(e_{h\phi}^{\sigma} - e_H^{\sigma})}{(e_h - e_H^{\sigma})} \quad (4.104)$$

где e_h - начальный коэффициент пористости образца грунта, отобранного с глубины h и испытанного в компрессионном приборе;

$e_{h\phi}^{\sigma}$ - коэффициент пористости образца в компрессионном приборе при завершении фильтрационной консолидации от нагрузки σ ;

e_H^{σ} - коэффициент пористости в исходном (природном) напряженно-деформированном состоянии в массиве под действием собственного веса вышележащих слоев, грунта, равного $\sigma = \sigma_{zg}$.

Согласно рисунку 4.9 и зависимости (4.97) видно, что значение показателя «меры природной ползучести» η может принимать значения:

$$0 \leq \eta \leq 1 \quad (4.105)$$

Проводя аналогию (4.105) с показателем консолидации " n " (по Маслову Н.Н.) [188] видим, что при

$$\begin{array}{l} \text{а при} \\ n = 2 \quad \eta = 0 \\ n = 0 \quad \eta = 1 \end{array} \quad (4.106)$$

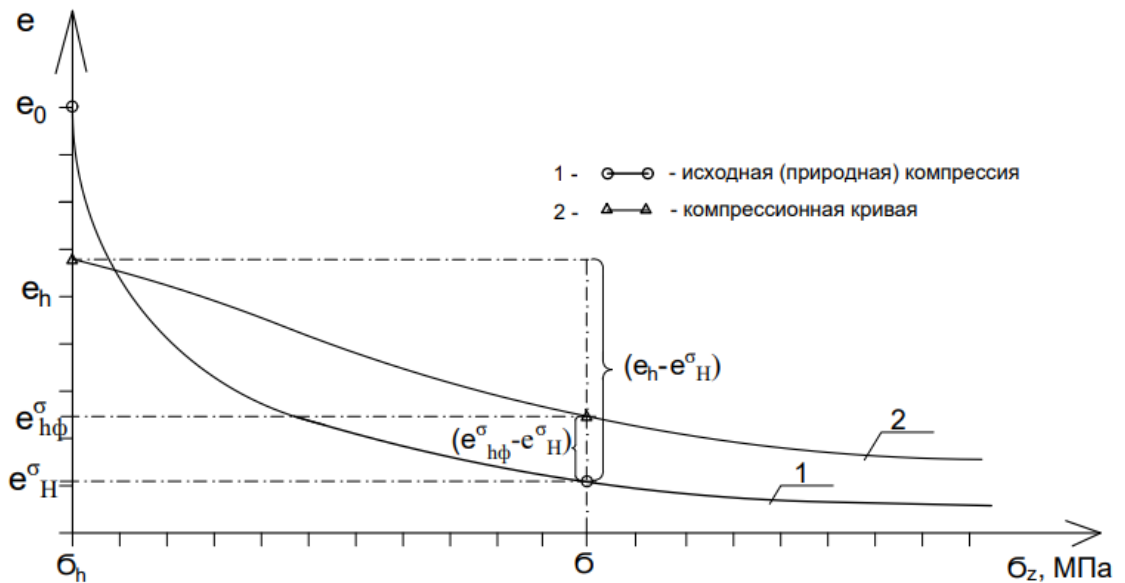


Рисунок 4.9. - К определению вторичной консолидации водонасыщенных глинистых грунтов в исходном (природном) напряженно-деформированном состоянии:

1 – кривая природной компрессии; 2- кривая завершенной фильтрационной консолидации от действующей нагрузки σ .

В компрессионном приборе свойства ползучести грунта (вторичной консолидации) характеризуются углом наклона ветви компрессионной кривой к оси логарифма времени после завершения фильтрационной консолидации.

Полная деформация при этом определится как сумма величин условно-мгновенной (в момент приложения нагрузки), фильтрационной (первичной) и вторичной (за счет ползучести скелета) консолидации грунта.

Для слабых водонасыщенных грунтов с учетом наследственной ползучести скелета и сжимаемости поровой жидкости согласно [343] имеем:

$$m_{vs} = m_{v1} + m_{v2} + m_{v3} \cdot \ln\left(\frac{t}{t_{фк}}\right) \quad (4.107)$$

где m_{vs} - общий коэффициент относительной сжимаемости;

m_{v1} - коэффициент мгновенной относительной сжимаемости;

m_{v2} - коэффициент первичной относительной сжимаемости (в период

фильтрационной консолидации);

m_{v3} - коэффициент вторичной относительной сжимаемости (ползучести скелета грунта);

$t_{\phi k}$ - время завершения фильтрационной консолидации.

В рассматриваемом случае с учетом значения «природной ползучести» (η) уравнение (4.107) можно записать в виде:

$$m_{vs} = m_{v1} + m_{v2} + [\eta \cdot (e_h - e_H^\sigma) / (1 + e_h)] \cdot \ln(t/t_{\phi k}) \quad (4.108)$$

По аналогии с [344] имеем:

$$m_{v1} = S_0/h \cdot (\sigma - P_{w0}) \quad (4.109)$$

где S_0 - мгновенная деформация после приложения нагрузки σ ;

h - высота образца грунта;

P_{w0} - величина условно-мгновенного порового давления, определяемого непосредственным замером или по формуле, заимствованной из [344]:

$$P_{w0} = \sigma \cdot m_{v1} / (m_{v1} + na_w) \quad (4.110)$$

$$m_{v2} = \left(S_\phi / h \sigma \right) - m_{v1} \quad (4.111)$$

S_ϕ - деформация в период фильтрационной консолидации.

$$m_{v3} = tg \alpha \quad (4.112)$$

Из зависимости (4.104) имеем:

$$(e_{h\phi}^{\sigma} - e_H^{\sigma}) / \eta \cdot (e_h - e_H^{\sigma}) \quad (4.113)$$

С учетом зависимости (4.107), (4.109) и (4.113) получим:

$$(e_{h\phi}^{\sigma} - e_H^{\sigma}) = (1 + e_h) \cdot \lg\left(\frac{t}{t_{\phi k}}\right) \cdot tg\alpha \quad (4.114)$$

Переходя к натуральным логарифмам и решая (4.114) относительно функции времени, получаем в явном виде выражение для продолжительности периода вторичной консолидации (T_{Π}) в виде:

$$T_{\Pi} = t_{\phi k} \exp [M_1 \cdot (e_{h\phi}^{\sigma} - e_H^{\sigma}) / tg\alpha \cdot (1 + e_h)] \quad (4.115)$$

Так как в дальнейших вычислениях будут использоваться натуральные логарифмы числовых значений, приведем формулу перехода от десятичного логарифма числа ($\lg N$) к натуральному ($\ln N$), которая имеет вид:

$$\lg N = \frac{1}{\lg e} \cdot (\ln N) = M_1 \cdot (\ln N) = 2,3026 \cdot (\ln N),$$

где $M_1 = \frac{1}{\lg e} = 2,3026$ – коэффициент перехода от десятичных логарифмов к натуральным.

В зависимости (4.114) значение функции времени t меняется в пределах

$$t_{\phi k} \leq t \leq T_{\Pi} \quad (4.116)$$

Задаваясь значением t в данном интервале, можно определить значение коэффициента пористости ($e_h^{\sigma}(t)$) в расчетный момент вторичной консолидации:

$$e_h^\sigma(t) = \left\{ \left[(1 + e_h) \cdot \ln \left(t/t_{\phi k} \right) \cdot \text{tg} \alpha / M_1 \right] + e_H^\sigma \right\} \quad (4.117)$$

Значение деформации слабого водонасыщенного грунта для расчетного момента времени t будет равна:

$$S(t) = \sigma h_a \left[m_{v1} \cdot U_I(t) + m_{v2} \cdot U_{II}(t) + m_{v3} \cdot \ln \left(t/t_{\phi} \right) / M_1 \right] \quad (4.118)$$

где $U_I(t), U_{II}(t)$ - степени первичной и вторичной консолидации соответственно, определяемые для случая равномерного распределения уплотняющей нагрузки по глубине согласно зависимостям, приведенных в [343]:

$$U_I(t) = 1 - \frac{8\beta_0}{\pi^2} \sum_{i=1,3}^{\infty} \frac{1}{n^2} \left(\frac{B_0 - \lambda_2}{\lambda_1 - \lambda_2} e^{\lambda_1 t} + \frac{B_0 - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} e^{\lambda_2 t} \right); \quad (4.119)$$

$$U_{II}(t) = 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8\beta_0}{\pi^2} \sum_{i=1,3}^{\infty} \frac{1}{n^2} \left(\frac{B_0 - \lambda_2}{\lambda_1 - \lambda_2} \cdot \frac{e^{\lambda_1 t} - e^{-\delta_1 t}}{\lambda_1 + \delta_1} + \frac{B_0 - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot \frac{e^{\lambda_2 t} - e^{-\delta_1 t}}{\lambda_2 + \delta_1} \right) \quad (4.120)$$

$$\beta_0 = m_{v1} / (m_{v1} + na_w) \quad (4.121)$$

$$B_0 = -\delta_1 \cdot m_{v2} (1 - \beta_0) / m_{v1} \quad (4.122)$$

где δ_1 - коэффициент затухания ползучести;

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2} \left[- \left(A + C_V \frac{\pi^2 n^2}{h^2} \right) \pm \sqrt{\left(A + C_V \frac{\pi^2 n^2}{h^2} \right)^2 + 4\delta_1 C_V \frac{\pi^2 n^2}{h^2}} \right]; \quad (4.123)$$

где

$$A = [\delta_1 (m_{v1} + m_{v2} + na_w)] / (m_{v1} + na_w); \quad (4.124)$$

C_V – коэффициент консолидации равный

$$C_V = k/\gamma_w \cdot (m_{V0} + na_w); \quad (4.125)$$

$$m_{V0} = m_{V1} + m_{V2} \quad (4.126)$$

Значение полной деформации слабого водонасыщенного грунта в случае равномерного распределения уплотняющей нагрузки по глубине равно:

$$S_{\pi} = \sigma \cdot h_a \left\{ m_{V1} \cdot U_I(T_{\pi}) + m_{V2} \cdot U_{II}(T_{\pi}) + m_{V3} \cdot \ln \left(T_{\pi}/t_{фк} \right) / M_1 \right\}; \quad (4.127)$$

где T_{π} - период протекания вторичной консолидации, определяемое по (4.115).

4.7.2. Определение параметров наследственной ползучести глинистых грунтов (метод Маслова Г.Н. – Арутюняна Н. Х.)

Для обработки результатов экспериментальных исследований и описания затухающей ползучести слабых водонасыщенных глинистых грунтов воспользуемся линейной наследственной теорией ползучести Вольтера -Больцмана в интерпретации Г.Н.Маслова - Н.Х.Арутюняна, впервые примененной к грунтам Флориным В.А. [329]. Согласно [329] «...уравнение напряженно-деформируемого состояния грунтов при затухающей ползучести и однократном нагружении успешно описывается зависимостью вида:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{\text{МГН}}} + \bar{K}(t - t_0) \cdot \sigma(t_0) \cdot t_0 \quad (4.128)$$

где $\sigma(t)$ и $\sigma(t_0)$ – напряжения, развивающиеся соответственно к моменту времени t и t_0 ;

$E_{\text{мгн}}$ - мгновенная деформация в момент времени t ;

t – текущая координата времени;

t_0 – момент времени, соответствующий приложению нагрузки.

Первый член правой части означает мгновенную деформацию в момент t при $E_{\text{мгн}}$, второй член характеризует деформацию, которая накапливается во времени и пропорциональна напряжению $\sigma(t_0)$, промежутку времени действия Δt_0 и некоторой функции $\bar{K}(t - t_0)$, зависящей от времени, прошедшего с момента t_0 . Эта функция называется ядром ползучести. В случае непрерывного нагружения имеем

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{\text{мгн}}} + \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t - t_0) \cdot \sigma(t_0) dt \right] \quad (4.129)$$

где

$$K(t - t_0) = \bar{K}(t - t_0) \cdot E_{\text{мгн}}$$

(здесь $K(t - t_0)$ – ядро ползучести, характеризующее скорость деформации ползучести при постоянной нагрузке.

Опыты показали, что ядро ползучести для водонасыщенных глинистых грунтов можно принять в виде простейшей экспоненциальной зависимости вида

$$\bar{K}(t - t_0) = \delta \cdot \exp[-\delta_1(t - \tau)] \quad (4.130)$$

где δ - коэффициент ядра ползучести;

δ_1 – коэффициент затухания ядра ползучести...»

Коэффициенты ядра ползучести (δ) и затухания ядра ползучести (δ_1) определяются опытным путем. Для определения параметров экспоненциального ядра ползучести проводятся компрессионные испытания водонасыщенного грунта и для каждой ступени нагрузки определяют:

а) коэффициент начального порового давления (β_0)

$$\beta_0 = \frac{\sigma_{w0}}{\sigma} \quad (4.131)$$

где σ_{w0} – начальное поровое давление, замеренное непосредственно после приложения нагрузки;

σ – полное давление при данной ступени нагрузки;

б) - коэффициент относительной сжимаемости грунта (m_v^k) при условно стабилизированной конечной для данной ступени нагрузки

$$m_v^k = \frac{S_\infty}{\sigma_i \cdot h_i} \quad (4.132)$$

где S_∞ – стабилизированная деформация грунта при данной ступени нагрузки;

σ_i – полное давление для данной ступени нагрузки;

h_i – высота исследуемого грунта;

в) - коэффициент относительной сжимаемости (m_v^l) в момент приложения нагрузки

$$m_v^l = \frac{K_\phi}{\gamma_w \cdot C_v} \quad (4.133)$$

где K_ϕ , C_v – коэффициенты фильтрации и консолидации в начале компрессионного уплотнения (например, при степени консолидации $U_0 = 0,2$).

Имея показатели β_0 , m_v^k и m_v^l по результатам наблюдения деформации исследуемого грунта после рассеивания порового давления до значения равного 0 ($\sigma_w = 0$), определяются относительные скорости деформации за счет ползучести скелета грунта для различных промежутков времени, а по ним – коэффициент затухания ползучести δ_1 . Для этого строят кривую зависимости «логарифма скорости относительной деформации $\ln \frac{\dot{s}}{\sigma h}$ от времени t » (рисунок 4.10).

Тангенс угла наклона полученной полулогарифмической прямой к оси t будет равен коэффициенту затухания ползучести

$$\delta_1 = tg \xi \quad (4.134)$$

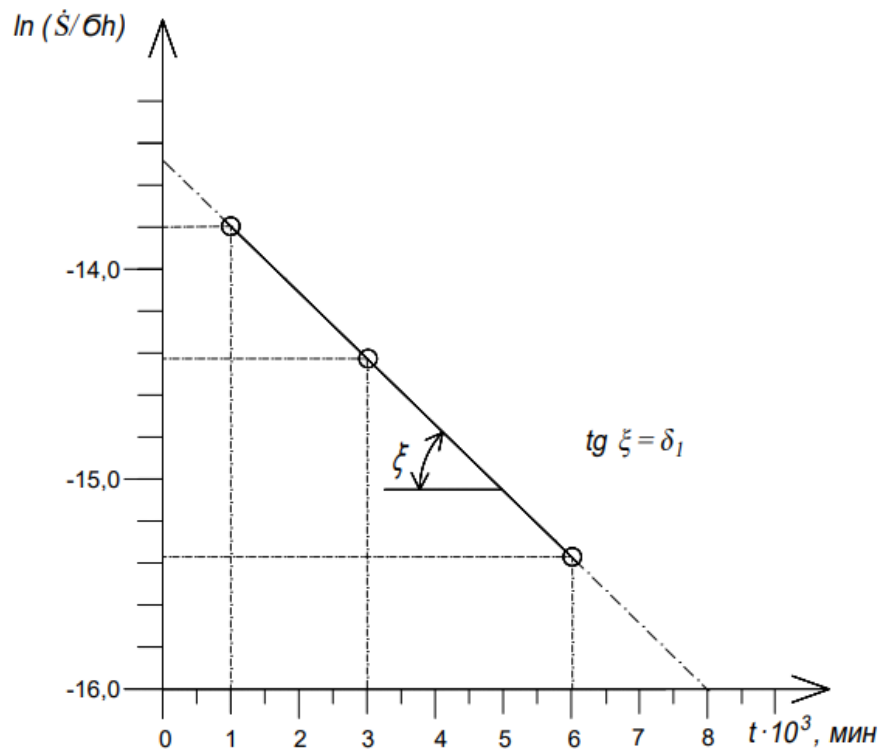


Рисунок 4.10. - Определение коэффициента затухания ползучести по графику «скорость изменения $\ln \frac{\dot{\delta}}{\sigma h}$ от времени t » ($\dot{\delta} = \frac{\Delta \delta}{\Delta t}$ – скорость деформации ползучести

Зная коэффициент затухания ползучести δ_1 , коэффициент ядра ползучести δ определяем по формуле

$$\delta = \delta_1 \frac{m_v^{II}}{m_v^I} \quad (4.135)$$

где m_v^{II} – коэффициент относительной сжимаемости за счет ползучести скелета грунта, равный

$$m_v^{II} = \frac{(m_v^k - m_v^I)}{(1 - e^{-\delta_1 t_k})} \quad (4.136)$$

где t_k – время полной стабилизации деформации при данной ступени нагрузки.

Так как процесс ползучести является продолжительным, для определения параметров ползучести δ и δ_1 требуется несколько дней...»

Из приведенных данных видно, что результаты лабораторных исследований позволяют определять параметры, используемые при прогнозе деформаций ползучести грунтов. Для водонасыщенных грунтов Н.А.Цытовичем [340], Ю.К.Зарецким [91], З.Г.Тер-Мартirosяном [300] получены также решения задач с учетом ползучести скелета, фильтрационной консолидации и сжимаемости газосодержащей поровой жидкости в грунте.

4.7.3. Определение величины природной недоуплотненности слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном напряженно - деформируемом состоянии

Рассмотренная методика расчета осадок слабых водонасыщенных грунтов с учетом исходного напряженно-деформированного состояния основывается на предположении, что процесс консолидации массива во времени происходит под действием сил гравитации. Это характерно для грунтов осадочного происхождения в водонасыщенном состоянии. В зависимости от инженерно-геологических условий массива процесс консолидации водонасыщенного грунта может проходить в условиях одностороннего или двухстороннего дренажа.

При сопоставлении графиков природной компрессии, и результатов лабораторных исследований при завершённой фильтрационной консолидации, кроме определения величины произошедшей в массиве вторичной консолидации, можно выявить случаи природного недоуплотнения грунтов в массиве.

Наглядность процесса природного недоуплотнения грунта в массиве представлен на рисунке 4.11.

Для пояснения явления недоуплотненности глинистых грунтов в массиве обратимся к классической модели К. Терцаги [317, 318].

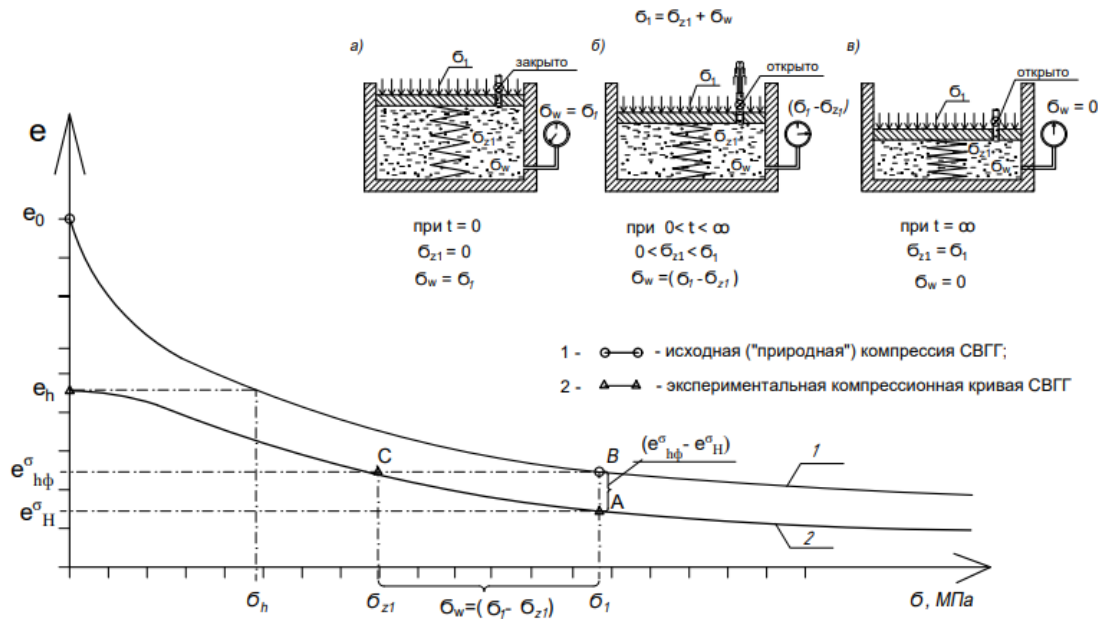


Рисунок 4.11. - Определение величины природного недоуплотнения массива водонасыщенных глинистых грунтов в исходном (природном) напряженно-деформированном состоянии

В соответствии с моделью грунта, приведенной на рисунке 4.11 а, общая приложенная нагрузка к грунту в начальный момент воспринимается поровой жидкостью. По мере фильтрации происходит перераспределение нагрузки между скелетом грунта и поровой жидкостью и при завершении фильтрационной консолидации вся нагрузка передается на скелет грунта, а поровое давление будет равно нулю (рисунок 4.11, в). Это условие соответствует завершению процесса фильтрационной консолидации. Если в процессе фильтрационной консолидации в модели Терцаги К. закрыть пути фильтрации воды (рисунок. 4.11, б), то дальнейший рост общих напряжений будет вызывать, рост давления в воде в то время, как напряжения в пружине будут оставаться неизменными.

Данное состояние модели будет характеризоваться как условие «закрытой системы». Применительно к массиву слабых водонасыщенных грунтов это явление можно объяснить следующим: в процессе естественного осадконакопления по мере падения напряжений в поровой жидкости, происходящих вследствие ее оттока, нагрузка передается на скелет, что

приводит к уплотнению грунтов в массиве. Этот процесс характерен при нормальном уплотнении грунтов в массиве.

Но при нарушении путей фильтрации воды в грунтах создаются условия «закрытой системы». Дальнейший рост слоя слабого водонасыщенного грунта и возрастание веса вышележащих слоев будут увеличивать величину порового давления, в то время как эффективные напряжения будут неизменными (или меняющимися незначительно). Массив грунта в таком случае в исходном (природном) состоянии будет недоуплотненным. Подтверждающими данную гипотезу примерами являются исследования Абелева М.Ю., выявившие в «...погребенных» илах оз. Сиваш избыточное поровое давление», о чем упоминается в работе [339].

Рассмотрим методику определения избыточного давления в поровой жидкости или давление «недоуплотнения» в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта. На рисунке 4.11а график природной компрессии при «неуплотненном» грунте в массиве представлен кривой 1, а график, построенный по данным завершённой фильтрационной консолидации образцов в лабораторных условиях представлен в виде кривой 2. Величина недоуплотненности грунта в массиве от сжимающей нагрузки σ_1 , равная $(e_h^\sigma - e_{h\phi}^\sigma)$ и обусловлена давлением σ_{w1} .

Для определения численного значения величины недоуплотнения (см. рисунок 4.11) из точки B на ветви природной компрессии (кривая 1) проведем прямую параллельно оси напряжений, до точки C на ветви завершённой фильтрационной консолидации (кривая 2). Соответствующая данной точке C величина напряжения σ_{z1} будет тем эффективным напряжением, которое испытывает грунт в массиве на данной глубине. Величина существующего в массиве нейтрального давления (σ_{w1}), обуславливающего состояние природного недоуплотнения грунта в массиве, определится зависимостью:

$$\sigma_{w1} = \sigma_1 - \sigma_{z1} \quad (4.137)$$

При этом величина нейтрального давления σ_{w1} будет включать в себя как гидростатическое P_H так и поровое (сверхгидростатического) давление P_w .

При рассеивании порового давления в массиве во времени, будет наблюдаться уменьшение нейтрального давления (σ_{w1}) до величины гидростатического, или иначе, кривая 1 будет постепенно приближаться к кривой 2, а при $\sigma_{w2} = P_H$ данные кривые совпадут. Это будет говорить о завершении процесса фильтрационной консолидации в массиве, чему соответствует полная передача нагрузки от вышележащих слоев σ_1 на скелет грунта σ_{z1} ($\sigma_1 = \sigma_{z1}$).

Следует отметить, что в случае наличия природного недоуплотнения массива слабых водонасыщенных грунтов при расчете осадок необходимо учитывать данный факт исходного напряженно-деформированного состояния.

4.8. Определение фильтрационной и полной осадок слабых водонасыщенных глинистых грунтов при учете нелинейной деформируемости и исходного напряженно-деформированного состояния

Расчет деформаций грунта с учетом исходного напряженно-деформированного состояния учитывает изменяющиеся по глубине массива параметры деформируемости. Величина деформации слоя грунта вычисляется по известной в инженерной геологии и механике грунтов зависимости [337]:

$$S = m_V \cdot \sigma \cdot h \quad (4.138)$$

где $m_V = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma (1 + e_0)}$ - коэффициент относительной сжимаемости грунта, МПа⁻¹;

e_0 - начальное значение коэффициента пористости.

Ранее в трудах [213, 314, 343] было получено выражение для деформации слабого водонасыщенного грунта при постоянном начальном коэффициенте пористости e_0 , т.е. без учета исходного напряженно-деформированного

состояния, в виде

$$S_{\phi} = \frac{bh}{1+e_0} \cdot [1 - \exp(-a_1 \sigma)] \quad (4.139)$$

При разбивке массива по высоте на N слоев (рисунок 4.12), каждый из слоев будет характеризоваться своим значением коэффициента относительной сжимаемости $m_V^{(i)}$.

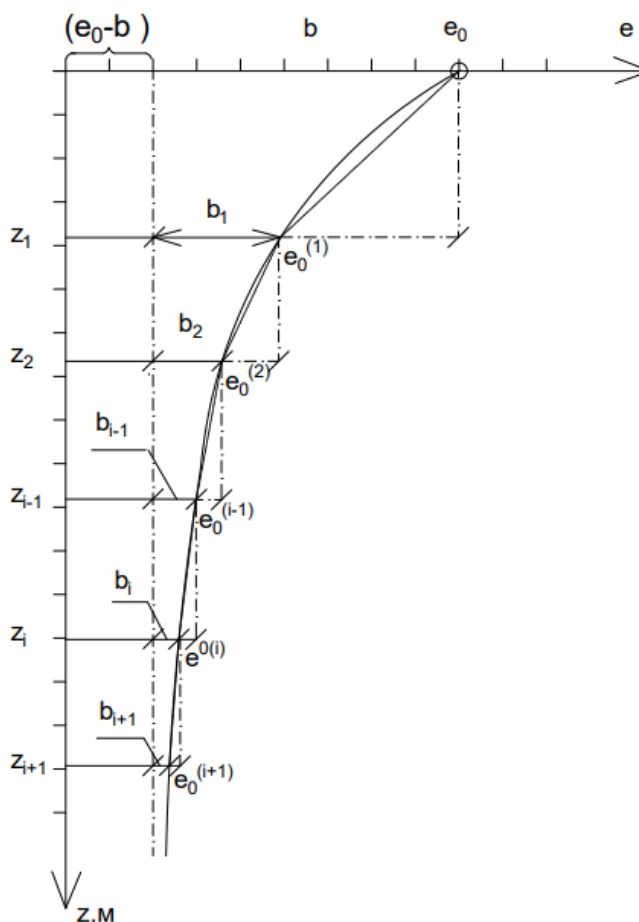


Рисунок 4.12. - Оценка сжимаемости грунта по глубине массива в исходном напряженно-деформируемом состоянии

Согласно [12, 91, 283] примем изменение коэффициента пористости e от внешней нагрузки в виде зависимости

$$e = e_0 - b \cdot \{1 - \exp(-a_1 \sigma)\} \quad (4.140)$$

где a_1 - коэффициент нелинейности, определяемый экспериментально и имеющий размерность обратную давлению, МПа⁻¹.

Каждый элементарный слой по глубине массива будет характеризоваться своим значением начального коэффициента пористости, который можно определить аналогично (4.85), в виде:

$$e_i = e_0 - b \cdot [1 - \exp(-a z_i)] \quad (4.141)$$

Значения коэффициента b_i для каждого элементарного слоя при этом будет определяться по зависимости

$$b_i = b - (e_0 - e_i) = b \cdot \exp(-a z_i) \quad (4.142)$$

Приращение коэффициента пористости Δe для каждого элементарного слоя с учетом (4.141) и (4.142) равно

$$\Delta e = b_i [1 - \exp(-a_1 \sigma)] = b \cdot \exp(-a z_i) \cdot [1 - \exp(-a_1 \sigma)] \quad (4.143)$$

Деформация элементарного слоя грунта dS на бесконечно малом приращении dz с учетом (4.85), (4.139), (4.140) и (4.143) будет равна

$$dS = \frac{b \exp(-az) [1 - \exp(a_1 \sigma)]}{1 + e_0 - b [1 - \exp(a_1 \sigma)]} dz \quad (4.144)$$

После интегрирования по глубине и подстановки пределов интегрирования [33] получим величину деформации при фильтрационной консолидации в виде:

$$S_{\phi} = [1 - \exp(-a_1\sigma)] \cdot \left\{ h - \frac{1}{a} \ln \left(\frac{1+A_0 \exp(ah)}{1+A_0} \right) \right\} \quad (4.145)$$

Аналогично, но используя при этом уравнение природной компрессии (4.93), получим полную деформацию в виде:

$$S_{\Pi} = \left\{ 1 - \frac{C_0}{\exp(\sigma/D_0) - B_0} \right\} \cdot \left\{ h - \frac{1}{a} \ln \left[\frac{1+A_0 \exp(ah)}{1+A_0} \right] \right\} \quad (4.146)$$

где значения параметров A_0 , B_0 , C_0 и D_0 определяются по зависимостям (4.93) и (4.95) в виде: $A_0 = (1 + e_0 - b) / b$; $B_0 = b / (1 + e_0)$;

$$C_0 = \left[1 - \frac{b}{1+e_0} \right]; \quad D_0 = (\gamma_s - \gamma_w) - f_0 \cdot a \cdot (1 + e_0 - b).$$

Полученные зависимости можно характеризовать как уравнения фильтрационной (4.145) и полной (4.146) осадок слабого водонасыщенного грунта с учетом нелинейной деформируемости и исходного напряженно-деформированного состояния.

4.9. Влияние органических остатков и неоднородности, залегаемых слоев в массиве на величину деформации слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Представленные выше зависимости относятся к однородным грунтам по глубине слоя. Однако при производстве инженерно-геологических изысканий часто встречаются неоднородные по составу слои грунтов, с содержанием в их составе органических остатков в виде ракушек и др. веществ. В процентном отношении содержание органических остатков может достигать больших значений. Это влияет на результаты исследования таких грунтов. Кроме того, в массиве могут встречаться случаи залегания слоев, отличающиеся

друг от друга по деформируемости. Следовательно, учет неоднородности грунтов (например, наличие органических остатков и отличающихся друг от друга слоев по глубине) в массиве при расчете деформаций слабых водонасыщенных глинистых грунтов является, на наш взгляд, достаточно важным и необходимым. В таких случаях, для уточнения расчетных величин деформаций необходимо внесение соответствующих поправок на неоднородность. Ниже рассматриваются варианты учета неоднородностей, имеющих место в массивах слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

4.9.1. Влияние органических остатков на величину деформации массива слабых водонасыщенных илистых грунтов

Допустим, что для образца илистого основания подсчитана величина конечной стабилизированной деформации ($S_0^{\text{обр}}$) от сжимающей нагрузки σ . При этом, при отборе грунта выявлены образцы с определенным процентом содержания органических остатков (ракушек) ($Q_i^{\text{обр}}$). При сжимающей нагрузке σ величина деформации неоднородного (содержащего органические остатки) грунта (S_R) будет меньше деформации однородного грунта (S_0). (рисунок 4.13).

По известному проценту органических остатков (неоднородности) в образце грунта ($Q_i^{\text{обр}}$) и по величине деформации образца ($S_{Q_i}^{\text{обр}}$) можно определить величину «показателя неоднородности» или «показатель влияния органических остатков» грунта ($\chi_i^{\text{обр}}$) в виде

$$\chi_i^{\text{обр}} = S_{Q_i}^{\text{обр}} / S_0^{\text{обр}} \quad (4.147)$$

где $S_{Q_i}^{\text{обр}}$ - величина конечной деформации образца неоднородного грунта;
 $S_0^{\text{обр}}$ - то же, для однородного грунта.

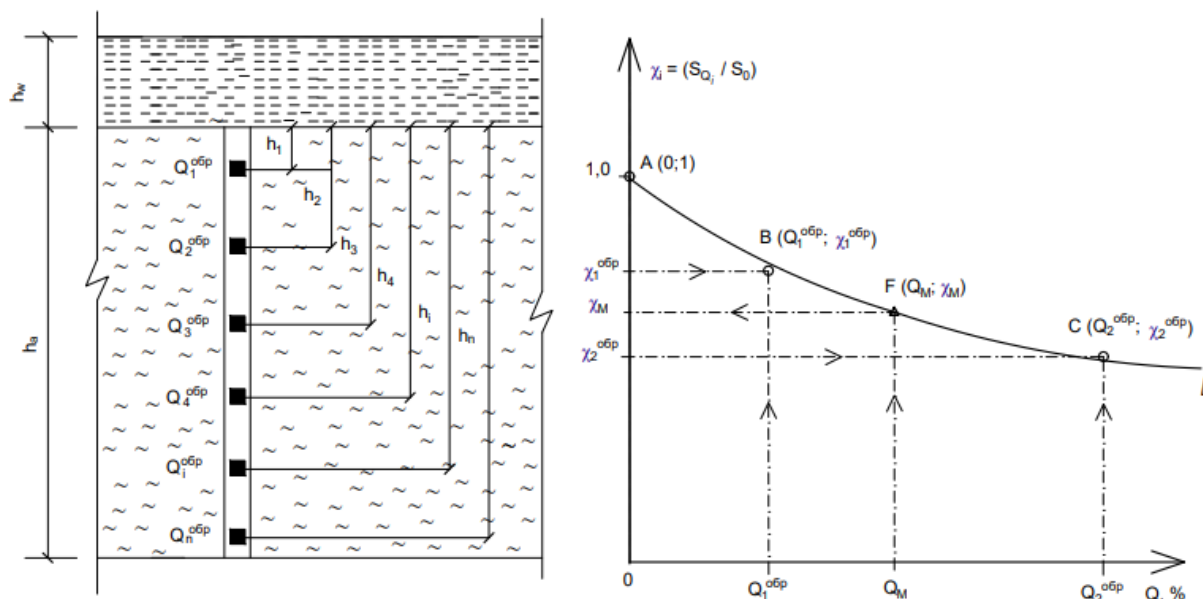


Рисунок 4.13. - Определение «показателя неоднородности» органических остатков (χ_M) в массиве водонасыщенного илистого грунта

Из зависимости (4.147) видно, что для случая однородного грунта при $Q_i^{obr} = 0$ величина $\chi_i^{obr} = 1$.

На основе полученных данных, для исследованных образцов строится график зависимости «показателя неоднородности» (χ_i^{obr}) от процента содержания органических остатков (Q_i^{obr}

Для построения данного графика необходимо наличие не менее 3-х точек. При этом испытываются не менее двух образцов грунта с различным содержанием органических остатков (ракушек) (Q_i^{obr}) и, соответственно, «показателей неоднородности» (χ_i^{obr}) и определяется положение точек $B(Q_1^{obr}, \chi_1^{obr})$ и $C(Q_2^{obr}, \chi_2^{obr})$.

Координаты точки $A(0,1)$, соответствующие условию отсутствия органических остатков (ракушек) имеют значения $Q_1^{obr} = 0$, $\chi_1^{obr} = 1$.

После определения местоположения точек A, B и C методом наименьших квадратов строится кривая (AL), которая характеризует степень уменьшения деформации массива в зависимости от процента органических остатков.

Далее определяется средневзвешенное значение процента органических остатков (ракушек) (Q_M), в пределах активной зоны сжатия (h_a), согласно зависимости:

$$Q_M = \frac{\sum_{i=1}^M Q_i^{обп} (h_i - h_{i-1})}{\sum_{i=1}^M (h_i - h_{i-1})} \quad (4.148)$$

где h_i - глубина отбора i -того образца грунта;

i - порядковый номер образца грунта по глубине скважины;

M - количество отобранных образцов грунта;

$\sum_{i=1}^M (h_i - h_{i-1}) = h_a$ - глубина активной деформируемой зоны.

Полученное процентное значение органических остатков Q_M откладывают на оси Q_i , % (см. рисунок 4.13).

В последующем, из точки Q_M поднимают перпендикуляр до графика AL и находят точку F , показывающее соответствующее значение среднего поправочного «показателя неоднородности» (χ_M) для всей скважины.

Значение конечной деформации массива, содержащего органические остатки (ракушки) с учетом вышеизложенного, определится из зависимости

$$S_M = \chi_M S_0 \quad (4.149)$$

где S_0 – деформация однородного массива без органических остатков.

В заключение отметим, что при наличии достаточного количества образцов по скважине можно увеличить количество точек, по которой будет строиться кривая AL . Это позволит более точно определить величину коэффициента неоднородности (χ_M). В таком случае кривая AL может принять вид кривой второго или высшего порядка. Методика и последовательность определения величины показателя неоднородности (χ_M) для массива при этом не изменится.

4.9.2. Влияние неоднородности залегаемых слоев на величину деформации массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов

В практике строительства могут встречаться также случаи, когда в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта залегают один или несколько отличающихся друг от друга слоев (рисунок 4.14).

Для наглядности данного случая обратимся к грунтовой модели К. Терцаги (рисунок 4.15). Как известно, модель К.Терцаги поясняет процесс перераспределения действующей нагрузки (σ) между скелетом грунта (σ_z) и поровой жидкостью (σ_w) в процессе фильтрационной консолидации однородного водонасыщенного глинистого грунта. В рассматриваемой модели грунта на рисунке 4.15 а, пружина с модулем упругости ($E = const$) имитирует минеральные частицы (скелет) грунта.

Внесем некоторые видоизменения в рассматриваемую модель. Заменяем существующую пружину на другую, состоящую из нескольких участков (показано 3-и участка), с каждой пружинкой, имеющей свое значение модуля упругости (E_i) и свою высоту (h_i) (рисунок 4.15 б).

При приложении внешней нагрузки (σ) в модели с одной пружинкой нагрузка воспринимается пружинкой полностью, а в случае модели с составной пружинкой – воспринимается каждой из пружин в отдельности, а результат сжатия будет интегрированным (общим) для всех пружин.

Одновременную совместную работу всех пружин можно охарактеризовать средневзвешенным значением модуля упругости $E_{пр}$, определяемым согласно зависимости

$$E_{пр} = \frac{E_1 h_1 + E_2 h_2 + E_3 h_3 + \dots + E_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (4.150)$$

где $E_1, E_2, E_3 \dots E_i$ – значения модулей упругости каждой из пружин;

$\sum_{i=1}^M h_i = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_i$ – общая высота, равная сумме высот каждой из пружин.

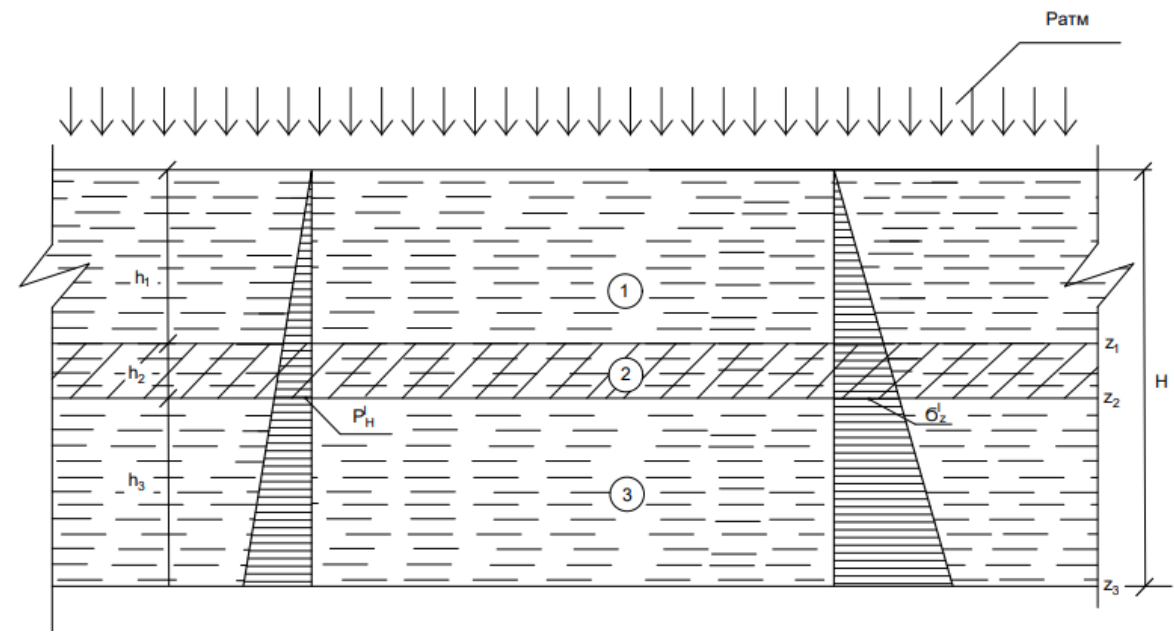


Рисунок 4.14. - Расчетная схема к учету многослойности массива водонасыщенного грунта: 1,3- водонасыщенный лессовый грунт; 2 –отличающийся в массиве слой водонасыщенного глинистого грунта

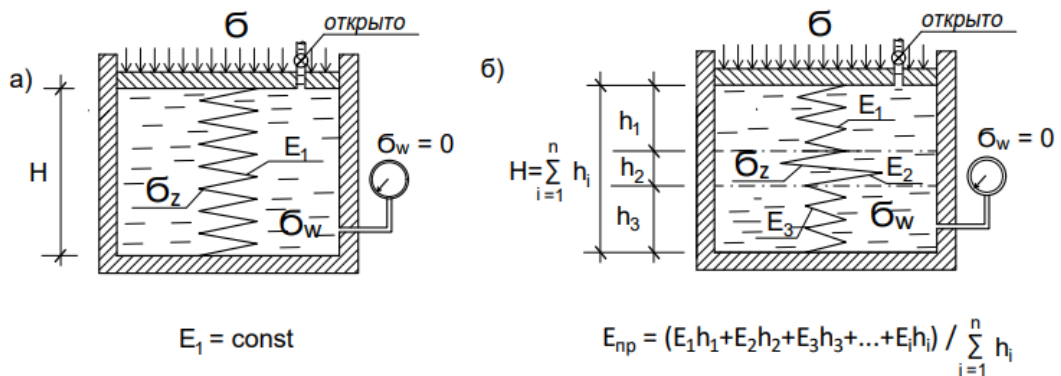


Рисунок 4.15. - Модель однослойного (а) и многослойного (б) в массиве водонасыщенных глинистых грунтов (на примере модели Терцаги):

E_1, E_2, E_3 – модули упругости пружин; h_1, h_2, h_3 – высота каждой из пружин в отдельности

В случае многослойного массива грунтов установленные значения коэффициентов пористости в массиве (e^I) отображаются на графике

коэффициент пористости – глубина отбора (" $e_i - z$ ") (рисунок 4.16).

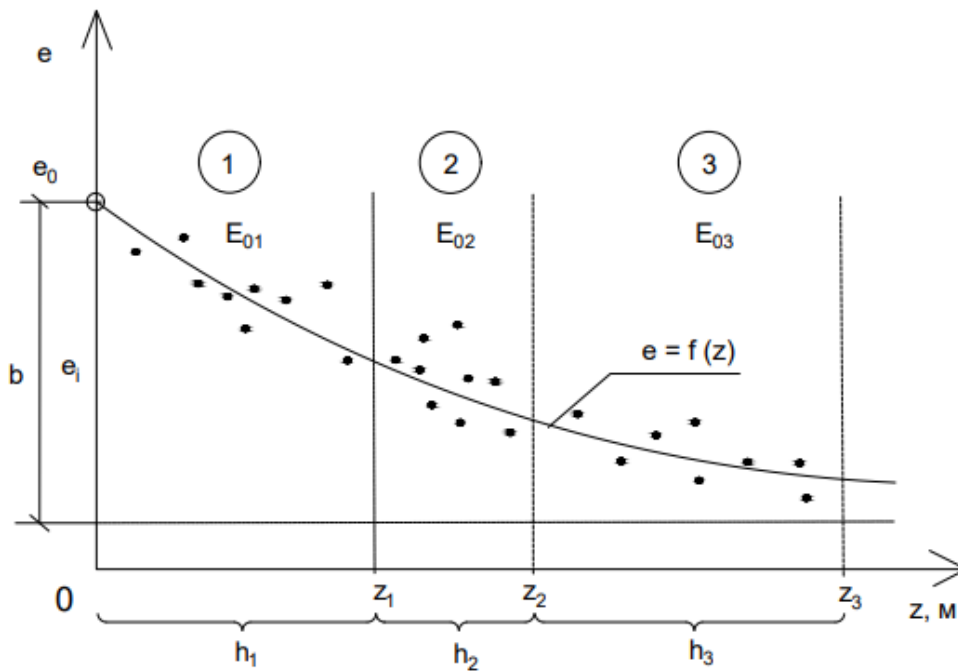


Рисунок 4.16. - График изменения коэффициента пористости (e) от глубины (z) в многослойном массиве водонасыщенных глинистых грунтов (1, 2 и 3 – последовательность залегания слоев грунта)

Данный график включает в себя характеристики всех слоев, залегающих в массиве и представляет собой интегрированную кривую для всего массива.

Построенная кривая с использованием метода наименьших квадратов отклонений аппроксимируется экспоненциальной зависимостью вида (4.85):

$$e = e_0 - b \cdot \{ 1 - \exp(-az) \}$$

где e - текущее значение коэффициента пористости;

e_0 - начальное значение коэффициента пористости;

a, b - коэффициенты, причем a (м^{-1}).

При многослойном водонасыщенном глинистом грунте в расчете осадок следует применять средневзвешенный (приведенный) модуль общей деформации грунтов ($E_0^{\text{пр}}$), определяемый по зависимости:

$$E_0^{\text{пр}} = \frac{E_{01}h_1 + E_{02}h_2 + E_{03}h_3 + \dots + E_{0i}h_i}{(h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_i)} = \frac{\sum_{i=1}^n E_{0i}h_i}{h_a}, \quad (4.151)$$

где $E_0^{\text{пр}}$ – средневзвешенный (приведенный) модуль общей деформации многослойного массива грунтов;

$E_{01}, E_{02}, E_{03}, \dots, E_{0i}$ – модули общей деформации слоев грунта, залегающих по глубине массива;

$h_1, h_2, h_3, \dots, h_i$ – толщина слоев, залегающих в массиве;

$h_a = \sum_{i=1}^n h_i$ – толщина активной зоны сжатия в массиве, в пределах которой определяется значение ($E_0^{\text{пр}}$).

4.10. Расчет осадки гидротехнического сооружения, возведенного на слабом водонасыщенном глинистом основании

Полученные нами решения применимы при расчете суммарной, строительной и эксплуатационных осадок земляной плотины.

В соответствии со СНиП 2.06.05-84* «Плотины из грунтовых материалов» при возведении плотин «...расчетами определяются:

а) - **суммарная осадка** (S_a) – осадка грунта тела плотины и основания;

б) - **строительные осадки** (S_c) - вертикальные перемещения точек плотины к моменту завершения ее строительства. Строительные осадки (S_c), определяются как разность суммарной осадки в рассматриваемом слое (S_a) на момент окончания строительства и осадки (S_a) на момент отсыпки этого слоя грунта;

в) - **эксплуатационные осадки** (S_e) - дополнительные вертикальные перемещения точек плотины, происходящие с момента окончания строительства до момента завершения консолидации грунтов основания и тела плотины. Эксплуатационные осадки (S_e) определяются как разность суммарной осадки (S_a) на момент завершения консолидации и осадки (S_a) на

момент завершения строительства плотины...».

При расчете «строительного подъема» или «осадочной мульды» по поперечному сечению тела плотины в соответствии с указаниями СНиП 2.06.05-84* необходимо «...определить эксплуатационную осадку гребня плотины. Для уточнения дополнительного объема грунта, укладываемого в плотину, определяется разность между суммарным сжатием грунта на момент завершения консолидации и эксплуатационной осадки точек контура плотины».

Рассмотрим случай возведения насыпной земляной плотины высотой $h_{пл}$ на слое водонасыщенного глинистого грунта мощностью H , м (рисунок 4.17).

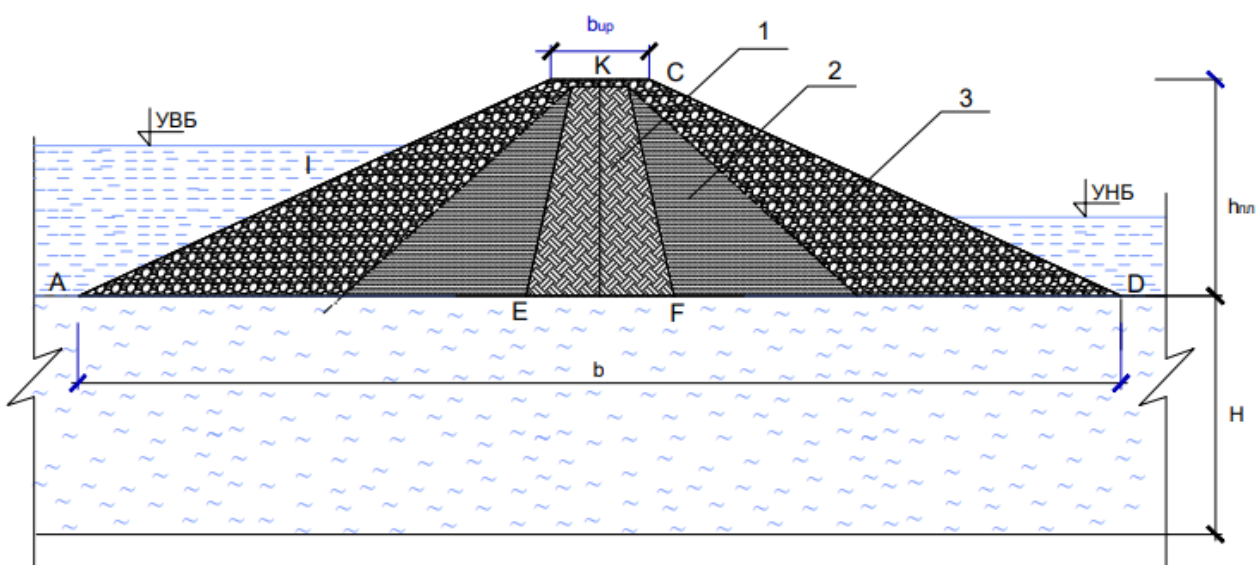


Рисунок 4.17. - Расчетная схема насыпной земляной плотины: 1-центральная зона плотины (ядро), 2- промежуточная зона, 3 – боковая зона (гравийно-песчаный грунт), $h_{пл}$ – высота насыпной плотины, H – мощность слабого водонасыщенного глинистого основания, $b_{гр}$ – ширина плотины по гребню, b – ширина подошвы плотины

В процессе возведения плотины будет происходить деформация (осадка) основания, сложенного слабыми водонасыщенными илистыми грунтами.

При этом максимальные значения деформаций будут наблюдаться ближе к гребню и связаны с ростом к центру нагрузки от собственного веса тела плотины (рисунок 4.18).

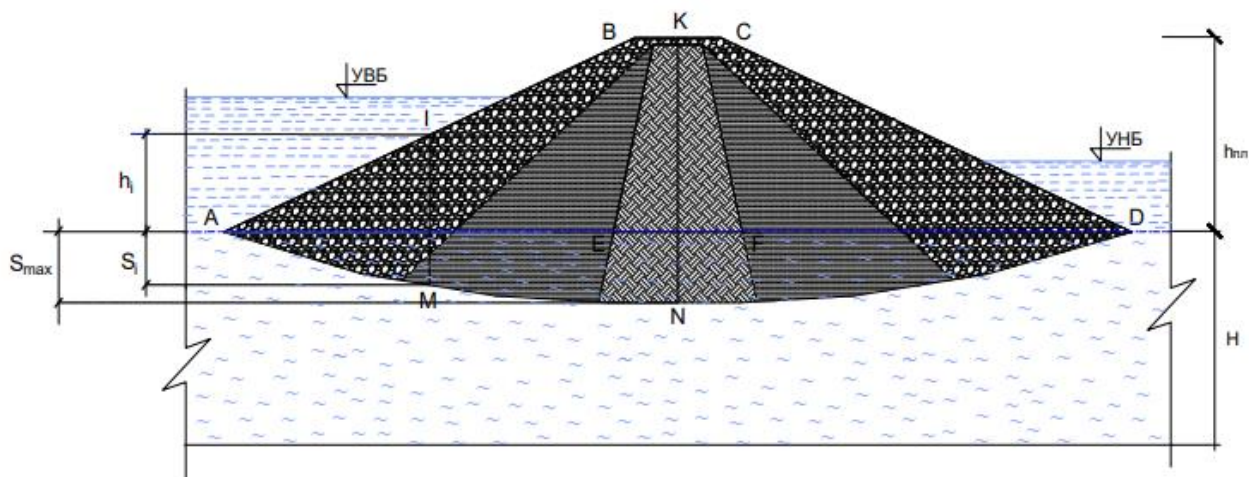


Рисунок 4.18. - Схема деформаций («осадочной мульды») насыпной земляной плотины: $h_{пл}$ – высота плотины, H – мощность водонасыщенного глинистого основания, h_i – высота плотины в рассматриваемой точке i , S_i – осадка в расчетной точке I по откосу плотины, S_{max} – максимальная осадка по центру плотины.

Величину деформации основания в процессе фильтрационной консолидации в рассматриваемых точках ($S_{\phi i}$) можно определить по аналогичной (4.145) зависимости:

$$S_{\phi i} = [1 - \exp(-a_1 \sigma_i)] \cdot \left\{ H - \frac{1}{a} \ln \left(\frac{1 + A_0 \exp(aH)}{1 + A_0} \right) \right\} \quad (4.145 \text{ I})$$

где σ_i – среднее напряжение в рассматриваемых точках под подошвой плотины,

H – мощность сжимаемой толщи грунтов, м.

На основе уравнения исходного (природного) напряженно-деформированного состояния слабых водонасыщенных грунтов, залегающих в основании плотины, определим величину полной осадки ($S_{\pi i}$) по зависимости (4.14 б), имеющей вид:

$$S_{\pi i} = \left\{ 1 - \frac{C_0}{\exp(\sigma_i/D_0) - B_0} \right\} \cdot \left\{ H - \frac{1}{a} \ln \left[\frac{1 + A_0 \exp(aH)}{1 + A_0} \right] \right\} \quad (4.146 \text{ I})$$

В зависимости (4.146¹) значения параметров A_0 , B_0 , C_0 и D_0 определяются по зависимостям (4.93) и (4.95) в виде:

$$A_0 = (1 + e_0 - b) / b;$$

$$B_0 = b / (1 + e_0)$$

$$C_0 = \left[1 - \frac{b}{1 + e_0} \right]$$

$$D_0 = (\gamma_s - \gamma_w) / f_0 \cdot a \cdot (1 + e_0 - b)$$

В рассматриваемом случае осадка насыпной плотины рассчитывается с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния слабых водонасыщенных грунтов, слагающих основание возводимой плотины.

Выводы по главе 4

На основе проведенных теоретических исследований консолидации слабых водонасыщенных илистых грунтов с учетом исходного напряженного состояния позволяют сделать следующие выводы:

1. Полученное решение задачи по определению объемных деформации разуплотнения слабого водонасыщенного илистого грунта при их отборе из водонасыщенного массива показало, что данная величина зависит от упругой деформируемости скелета грунта, коэффициента сжимаемости поровой жидкости, глубины отбора, а также физических показателей грунта на дневной поверхности.

2. Полученное решение задачи по определению радиусов пузырьков заземленного газа на глубине отбора грунта в массиве слабого

водонасыщенного илистого грунта по известному значению радиусов пузырьков на дневной поверхности, показало, что с увеличением глубины радиусы пузырьков заземленного газа уменьшаются.

3. На основе изотермического закона Бойля-Мариотта и закона растворимости Генри получена зависимость для определения степени влажности образца водонасыщенного илистого грунта в массиве на глубине отбора, показавшая, что степень влажности грунтов имеет тенденцию к увеличению по глубине массива.

4. Впервые получена зависимость для определения объемных деформаций разуплотнения при отборе грунтов на дневную поверхность. Знание данной величины и значения коэффициента пористости грунта на дневной поверхности позволяет определить значения коэффициента пористости грунтов в массиве на глубине отбора.

5. Наличие физических характеристик образцов грунта, отобранных с разных глубин и значения подсчитанных поправок на разуплотнение при отборе позволяют выявить закономерность изменения коэффициентов пористости грунтов по глубине массива в исходном напряженно-деформированном состоянии. При по значениям эффективных напряжений по глубине массива можно получить уравнение природной компрессии в условиях природного (естественного) залегания грунта.

6. Впервые предлагается методика оценки активной зоны сжатия слоя слабых водонасыщенных грунтов, основанная на характере изменения компрессионной кривой в исходном напряженно-деформированном состоянии.

7. Предложена методика оценки уплотненности (нормальное уплотнение, недоуплотненность) массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном напряженно-деформируемом состоянии. Для случая нормально уплотненных грунтов в массиве слабых водонасыщенных илистых грунтов предложена методика расчета вторичной консолидации, позволяющая определять время протекания вторичной консолидации (T_{II}), а также изменения

значений коэффициента пористости в период вторичной консолидации ($e_h^\sigma(t)$).

8. Получены зависимости для расчета фильтрационной и полной осадок слабых водонасыщенных глинистых грунтов и получено решение для прогноза величины деформаций основания земляной плотины, возведенной на слое слабых водонасыщенных илистых грунтов.

Глава 5. ЧИСЛЕННОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ КОНСОЛИДАЦИИ СЛАБОГО ВОДОНАСЫЩЕННОГО ГЛИНИСТОГО ГРУНТА С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМИРУМОСТИ, ПЕРЕМЕННОЙ ПРОНИЦАЕМОСТИ И ИСХОДНОГО НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

5.1. Основные предпосылки

Лабораторные исследования свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов, приведенные в главе 3, подтверждают нелинейность основных характеристик процесса консолидации этих грунтов. Уточнению методов расчета деформаций сооружений на слабых водонасыщенных грунтах посвящены работы Зарецкого Ю.К. [91, 94], Горелика Л.В. и Нуллера Б.М. [70, 71], Строганова А.С. [290], Бельского А.С. [25], Абелева М.Ю. [3,4], Тер-Мартirosяна З.Г. [303, 311] и др. Все эти исследования можно условно разбить на две группы. К первой относятся те работы, в которых нелинейные уравнения, возникающие при изучении задачи, решаются численным методом. Вторая группа - работы, в которых тип нелинейности основных соотношений выбирается таким образом, чтобы полученные уравнения можно было решить аналитически.

К первой группе относятся исследования Горелика Л.В. и Нуллера Б.М. [69, 70], Зарецкого Ю.К. [90], Строганова А.С. [290], Бельского А.С. [25] и др.

Работы Горелика Л.В. и Нуллера Б.М.) [69, 70, 71] посвящены решению задачи консолидации слоя грунта численным методом. В них принимается экспоненциальная зависимость коэффициента фильтрации от коэффициента пористости и логарифмическая зависимость коэффициента пористости от напряжения.

Зарецким Ю.К. получено решение одномерной задачи с учетом физической нелинейности) [91]. Все зависимости для решения задачи

записываются относительно функции

$$\psi(z, t) = \frac{e(z, t) - e_k}{e_0 - e_k} \quad (5.1)$$

где e_0, e_k - соответственно начальный и конечный коэффициенты пористости.

При этом принимается, что коэффициент фильтрации k зависит от $\psi(z, t)$

$$k = k_0 \cdot \psi^n \quad (n \geq 1) \quad (5.2)$$

а компрессионная зависимость записывается в виде:

$$\psi(z, t) = \exp[-a_1 \sigma(z, t)] \quad (5.3)$$

где $a_1, \text{МПа}^{-1}$ - коэффициент компрессионной зависимости.

При таких предположениях уравнение консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей поровой жидкости имеет вид (при $\sigma = \text{const}$)

$$\left(1 + \frac{A_1}{a_1 \psi}\right) \frac{\partial \psi}{\partial t} = C_V^{(0)} \frac{\partial}{\partial z} \left[\psi^{n-1} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right], \quad (5.4)$$

При этом
$$A_1 = \frac{e_{\text{ср}}}{e_0 - e_{\text{ср}}} \frac{(1 - S_r^{II})}{P_{\text{ат}}}, \quad (5.5)$$

$$C_V^{(0)} = \frac{k_0 (1 + e_{\text{ср}})}{\gamma_w a_1 (e_0 - e_k)} \quad (5.6)$$

где e_0 - начальное значение коэффициента пористости;

$e_{\text{ср}}$ - осредненное значение коэффициента пористости в интервале сжимаемых нагрузок;

e_k – конечное значение коэффициента пористости;

S_r^{II} – степень влажности на дневной поверхности;

$P_{ат}$ – величина атмосферного давления;

$C_V^{(0)}$ – осредненное значение коэффициента консолидации грунта;

k_0 – осредненное значение коэффициента фильтрации в интервале сжимаемых нагрузок;

γ_w – удельный вес воды.

Заметим, что при $n=1$ нелинейное уравнение (5.4) переходит в линейное. Следовательно, при $n=1$ параметры степени консолидации и функции $\psi(z, t)$ изменяются так же, как и в линейной функции.

В работах Строганова А.С. [290] и Бельского А.С.) [25] проведены обширные исследования нелинейных задач консолидации, решены задачи для разных случаев (слой, круглая песчаная совершенная и несовершенная, а также картонная дрены). Основные теоретические зависимости совпадают с предложенными Зарецким Ю.К.

Решение при переменной возрастающей внешней нагрузке с учетом нелинейной деформируемости и проницаемости ранее получено проф. З.Г. Тер-Мартirosяном.

Ко второй группе относятся работы Дэвиса Е., Раймонда Ж. [357] и Ямбу Н. [359]. В этих работах предположения об основных закономерностях процесса консолидации выбраны таким образом, что уравнение консолидации имеет вид:

$$A(u) \frac{\partial u}{\partial t} = C_V \frac{\partial}{\partial z} \left[A(u) \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (5.7)$$

После соответствующей подстановки уравнение приводится к линейному виду

$$\frac{\partial w}{\partial t} = C_V \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad (5.8)$$

В работах Абелева М.Ю. [7, 8] рассматриваются нелинейные задачи с учетом структурной прочности и начального градиента напора, решаемые методом последовательных осреднений.

Во всех этих работах в исходном дифференциальном уравнении консолидации используется осредненное значение коэффициента пористости. Впервые прием осреднения коэффициента пористости вместо его текущего значения был применен в работе Герсеванова Н.М. [52], а в дальнейшем использовался другими исследователями. Удобство данного приема заключается в том, что он позволяет получать постоянное значение коэффициента консолидации, а решение самого уравнения, по аналогии с уравнением теплопередачи, с помощью рядов Фурье.

В слабых водонасыщенных грунтах процесс уплотнения, что подтверждено экспериментами, даже при небольших сжимающих нагрузках, ввиду больших значений начального коэффициента пористости, наблюдаются большие объемные деформации, достигающие 35- 40% и более (см. выше рисунки 3.1 и 3.2). Поэтому осреднение коэффициента пористости в уравнении консолидации является не вполне корректным и может внести существенную погрешность в расчетах.

Руководствуясь вышесказанным, в данной работе рассматривается решение задачи консолидации слоя слабого водонасыщенного глинистого грунта с учетом переменных параметров деформируемости и проницаемости, а также данных исходного напряженно-деформированного состояния массива.

Решение задачи состоит из двух этапов:

1) – численного расчета фильтрационной консолидации с учетом нелинейных параметров деформируемости и проницаемости, слабых водонасыщенных грунтов на основе метода конечных элементов;

2) - расчета вторичной консолидации по данным лабораторных исследований. При этом начало вязкопластических деформаций ползучести (вторичной консолидации) принималось равным временем завершения

фильтрационной консолидации.

Предельными значениями деформаций ползучести принимались значения, соответствующие грунту в исходном напряженно-деформируемом состоянии. Общая величина деформации массива принималась как сумма осадок в период фильтрационной (S_{ϕ}) и вторичной ($S_{вт}$) консолидаций. Общее же время стабилизации деформаций массива так же складывалось из времени фильтрационной (t_{ϕ}) и вторичной ($T_{п}$) консолидации.

Основными предпосылками и допущениями при расчете фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных грунтов принимаются следующие [300]:

- 1) - расчетная модель грунта принимается в виде трехфазной среды, состоящей из твердой, жидкой (несжимаемой) и газообразной фаз;
- 2) - уплотнение грунта происходит вследствие изменения объема пор;
- 3) - скелет грунта и вода считаются несжимаемыми;
- 4) - заземленные пузырьки газа перемещаются вместе со скелетом грунта, вследствие чего скорости движения твердой и газообразной фаз считаются одинаковыми;
- 5) - сжимаемость и растворимость в жидкости заземленных пузырьков газа описываются законами Бойля-Мариотта и Генри;
- 6) - явления фильтрации описываются зависимостями Дарси - Герсеванова;
- 7) - силами инерции, влияние которых незначительно, пренебрегается.

5.2. Математическая постановка задачи

Обозначим через u , v и w - скорости фильтрации жидкой твердой и газообразной фаз грунта в единице объема, ρ - плотность газа и μ - его коэффициент растворимости, n , m и s - объемное содержание жидкой, твердой и газообразной фаз также в единице объема.

При условии несжимаемости твердой и жидкой фаз грунта уравнения неразрывности будут иметь вид [331]:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial n}{\partial t} &= 0 \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial m}{\partial t} &= 0 \end{aligned} \quad (5.9)$$

Рассмотрим уравнение равновесия газообразной составляющей грунта (рисунок 5.1).

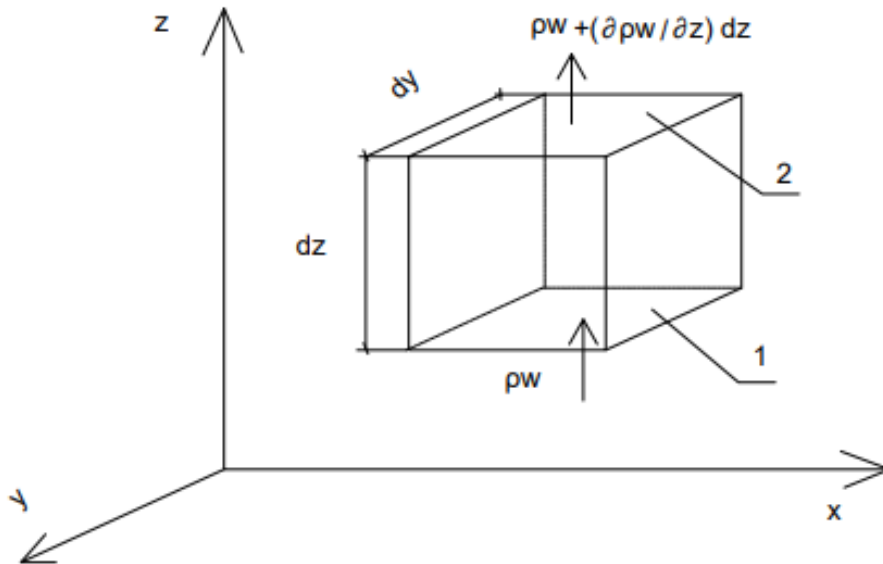


Рисунок 5.1. - Расчетная схема к выводу основной зависимости с входной (1) и выходной (2) гранями на пути фильтрации поровой жидкости в рассматриваемом элементарном объеме

Масса газа, вошедшего за время dt внутрь элемента $dx dy dz$ равна

$$-\frac{\partial \rho_w}{\partial z} dx dy dz \quad (5.10)$$

Массу, растворившегося в воде газа за время dt , определяем, пренебрегая влиянием изменения водосодержания в рассматриваемом элементарном объеме $dx dy dz$. Относительно воды, насыщенной газом и поступающей в рассматриваемый объем, будем исходить из предположения, что изменение массы растворенного газа определяется в основном изменением давления, а следовательно, и плотности газа. В соответствии с этим масса выделившегося за время dt газа будет равна:

$$-\frac{\partial}{\partial t} \mu n \rho dx dy dz dt \quad (5.11)$$

Изменение массы газа в элементе $dx dy dz$ за время dt равно:

$$\frac{\partial \rho s}{\partial t} dx dy dz dt \quad (5.12)$$

Уравнение равновесия заземленного газа тогда можно представить в виде

$$\frac{\partial \rho s}{\partial t} + \mu n \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho w}{\partial z} = 0 \quad (5.13)$$

Из полученной зависимости имеем:

$$\rho \frac{\partial s}{\partial t} + s \frac{\partial \rho}{\partial t} + \mu n \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial w}{\partial z} + w \frac{\partial \rho}{\partial z} = 0$$

или

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \left(\frac{s + \mu n}{\rho} \right) \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} = 0 \quad (5.14)$$

Так как скорости движения пузырьков газа и твердых частиц грунта равны, то имеем

$$w = \frac{s}{m} v \quad (5.15)$$

Складывая зависимости (5.9) и (5.14) и учитывая (5.15), получаем

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(u + \frac{m+s}{m} v \right) + (s + \mu n) \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} = 0 \quad (5.16)$$

Дифференцируя по z зависимость Дарси -Герсеванова

$$u - \frac{n}{m} v = \frac{k f_0}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial z} \quad (5.17)$$

($f_0 = 1000$ - коэффициент размерностей, $1 \text{ кН/м}^3 = \frac{1}{f_0} \text{ МПа/м}$)

Имеем

$$\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{n}{m} v \right) = \frac{f_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \quad (5.18)$$

Подставив полученное выражение в уравнение (5.16) и учитывая, что

$$m + n + s = 1$$

получаем:

$$\frac{\partial}{\partial z} \frac{v}{m} + (s + \mu n) \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} = \frac{f_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial P_w}{\partial z} \right)$$

или

$$\frac{1}{m} \frac{\partial v}{\partial z} + (s + \mu n) \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} + v \frac{\partial}{\partial z} \frac{1}{m} + \frac{w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} = \frac{f_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \quad (5.19)$$

Отбрасывая в левой части уравнения члены, в которые входят в качестве сомножителей весьма малые величины v и w и учитывая второе из уравнений (5.9) получаем:

$$-\frac{1}{m} \frac{\partial m}{\partial t} + (s + \mu n) \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{f_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \quad (5.20)$$

Принимаем уравнение состояния для газообразной составляющей грунта в предположении изотермического режима в виде

$$\rho = \frac{1}{R} (P_w + P_{ат}) \quad (5.21)$$

где $R = 8,374$ Дж / град - универсальная газовая постоянная;

$P_{ат}$ - величина начального давления, принятая равной атмосферному.

С учетом (5.21) получаем

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{1}{(P_w + P_{ат})} \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (5.22)$$

Учитывая, что значения n , m и s соответственно равны

$$\begin{aligned} m &= 1/(1 + e); \\ n &= e S_r/(1 + e); \\ s &= e (1 - S_r)/(1 + e); \end{aligned} \quad (5.23)$$

Имеем
$$\frac{\partial m}{\partial t} = -\frac{1}{(1+e)^2} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.24)$$

Подставив полученные зависимости в (5.20), будем иметь

$$\frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t} + \left(\frac{s+\mu n}{(P_w+P_{ат})} \right) \frac{\partial P_w}{\partial t} = \frac{f_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \quad (5.25)$$

Введя обозначение β и подставив значения из (5.23), получим

$$\beta = \frac{s+\mu n}{(P_w+P_{ат})} = \frac{e}{(1+e)} \frac{1-S_r(1-\mu)}{(P_w+P_{ат})} \quad (5.26)$$

После подстановки (5.26) в (5.25) и некоторых преобразований получим

$$\frac{\partial e}{\partial t} + a_w e \frac{\partial P_w}{\partial t} = \frac{(1+e)f_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \quad (5.27)$$

где

$$a_w = \frac{1 - S_r(1 - \mu)}{(P_w + P_{ат})} \quad (5.28)$$

Уравнение (5.27) использовалось в трудах [301, 343 и др.] при осредненном значении коэффициента пористости (e_{cp}) и без учета коэффициента растворимости Генри (μ) в значениях коэффициента сжимаемости поровой жидкости (a_w). В настоящей работе предусматривается решение задачи без осреднения значений коэффициента пористости, а значение коэффициента сжимаемости поровой жидкости будет приниматься, по аналогии с [343], равным:

$$a_w = \frac{1 - S_r(1 - \mu)}{P_{ат}} \quad (5.28^I)$$

Как отмечалось выше, значения коэффициента пористости при компрессии слабых водонасыщенных грунтов хорошо описывается зависимостью вида

$$e = e_0 - b\{1 - \exp[-a_1(\sigma - P_w)]\} \quad (5.29)$$

где a_1, b - коэффициенты, определяемые по данным экспериментальных исследований, причем a_1 , (МПа⁻¹).

Аналогично работе [91] проницаемость грунта, аппроксимируем экспоненциальной зависимостью вида (5.2):

$$k = k_0 \psi^n$$

где функция ψ равна

$$\psi = \exp[-a_1(\sigma - P_w)] \quad (5.30)$$

С учетом зависимости (5.30) уравнение (5.29) примет вид

$$e = e_0 - b(1 - \psi) \quad (5.31)$$

Подставив полученное значение коэффициента пористости в уравнение (5.27) и введя обозначения

$$A = (1 + e_0 - b)/b \quad (5.32)$$

$$B = (e_0 - b)/b \quad (5.33)$$

$$C_0 = k_0 \cdot f_0 / \gamma_w \cdot a_1 \quad (5.34)$$

после некоторых преобразований получим:

$$\left[\frac{a_w B + (a_1 + a_w) \psi}{a_1 \psi (A + \psi)} \right] \frac{\partial \psi}{\partial t} = C_V^{(0)} \frac{\partial}{\partial z} \left[\psi^{n-1} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] \quad (5.35)$$

Полученная зависимость (5.35) представляет собой дифференциальное уравнение одномерной консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей поровой жидкости, нелинейной деформируемости и проницаемости при переменном коэффициенте пористости.

5.2.1. Начальные и граничные условия

Начальное условие для одномерной задачи консолидации получим из условия равенства деформаций скелета и поровой жидкости в момент приложения внешней нагрузки, в предположении, что в это время отсутствует фильтрация.

Из уравнения состояния скелета следует, что

$$t = 0; \quad \frac{\partial e}{\partial \sigma_z} = -m_0 \quad (5.36)$$

Следовательно, величина условно мгновенных объемных деформаций скелета в единице объема под действием начального эффективного напряжения σ_z равна:

$$\Delta \varepsilon_z^{\text{МГН}} = \frac{-m_0 \sigma_z}{(1+e_0)^2} = \frac{-m_v \sigma_z}{(1+e_0)} = -\frac{m_v}{(1+e_0)} (\sigma - P_w^{\text{МГН}}) \quad (5.37)$$

Величина условно-мгновенной объемной деформации поровой жидкости в единице объема грунта под действием начального порового давления ($P_w^{\text{МГН}}$) будет равна:

$$n^I \Delta \varepsilon_z^{\text{МГН}} = -\frac{n^I a_w P_w}{(1+e_0)} \quad (5.38)$$

Приравнявая зависимости (5.37) и (5.38) и решая относительно величины порового давления получаем

$$P_w^{\text{МГН}} = \frac{m_v}{(m_v + n a_w)} \sigma = \beta_0 \cdot \sigma \quad (5.39)$$

Начальное условие (5.39) показывает, что за счет сжимаемости поровой жидкости начальное поровое давление будет меньше приложенной нагрузки, что и наблюдается в результатах лабораторных исследований.

С учетом (5.39) начальное условие уравнения (5.35) запишется в виде:

$$t = 0; \quad \psi = \exp[-a_1 \sigma (1 - \beta_0)] = \psi_1 \quad (5.40)$$

Граничные условия уравнения (5.35) в случае двухстороннего дренажа поровой жидкости будут равны:

$$\left. \begin{array}{l} z = 0 \\ z = h \end{array} \right]; \quad \psi = \exp(-a_1 \sigma) = \psi_2 \quad (5.41)$$

5.2.2. Анализ полученного уравнения консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта

Оценим полученное уравнение (5.35). Для этого выражение в скобках, стоящее в левой части перед производной по времени, перенесем в правую часть. По зависимости (5.30) определим значения функции ψ при заданной величине сжимающей нагрузки σ и различных значениях порового давления в интервале $0 \leq P_w \leq \beta_0 \sigma$. Величина эффективных напряжений σ_z будет равна при этом разности общих и нейтральных давлений. Каждому значению эффективных напряжений определяется соответствующее значение коэффициента консолидации (C_V) по зависимости

$$C_V = C_V^{(0)} \left[\frac{a_1 \psi (A + \psi)}{a_w B + (a_1 + a_w) \psi} \right] \quad (5.42)$$

Аналогичные действия проведем в уравнении (5.4), полученном при осредненном значении коэффициента пористости в работе [91].

При этом для коэффициента консолидации получим выражение:

$$C_V = C_V^{(0)} \left[\frac{a_1 \psi}{(A_1 + a_1 \psi)} \right] \quad (5.43)$$

где значения A_1 и $C_V^{(0)}$ определяются по зависимостям (5.5) и (5.6), а среднее значение коэффициента пористости, входящее в эти зависимости, будет равно:

$$e_{cp} = e_0 - \frac{b\psi}{2} \quad (5.44)$$

На рисунке 5.2 приведены графики вычислений (для скважины № 869/3) при следующих значениях: $\sigma = 0,2$ МПа; $a_1 = 40,37$ Мпа⁻¹; $a_w = 1,0$ Мпа⁻¹; $e_0 = 4,51$; $b = 3,30$; $k_0 = 4,133 \cdot 10^{-6}$ м/час.

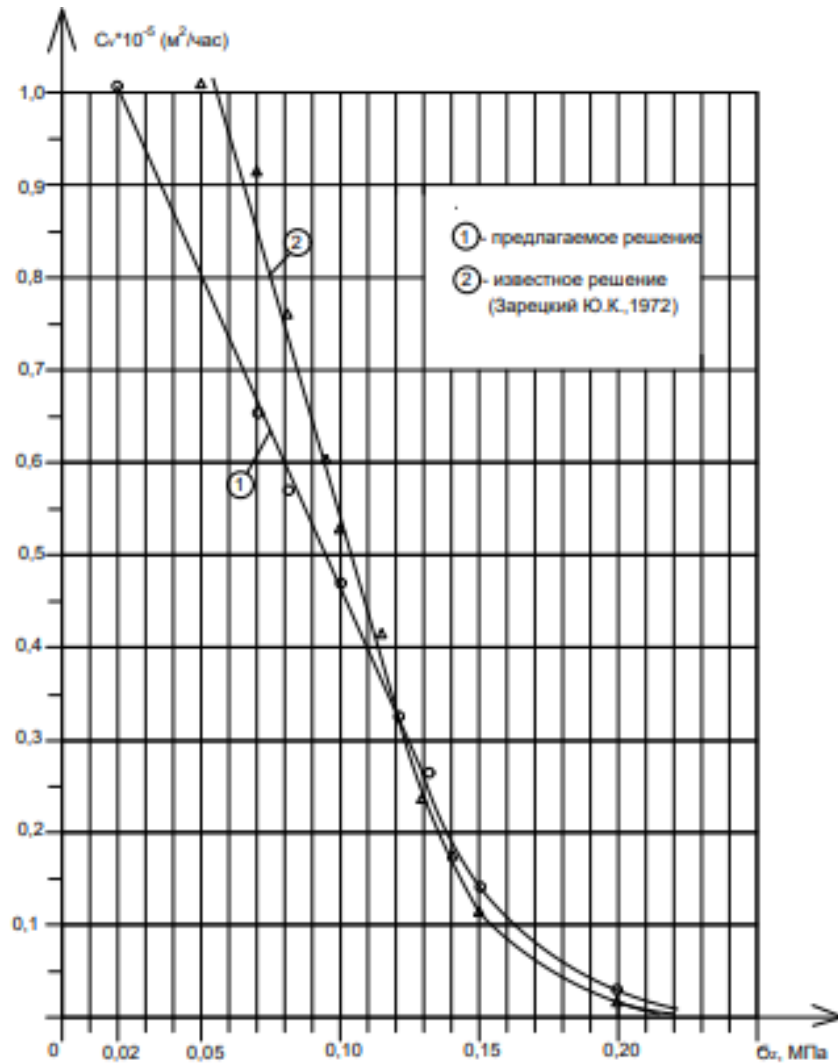


Рисунок 5.2. - Изменение коэффициента консолидации (C_v) от эффективных напряжений (σ_z) при переменном (1) и осредненном (2) значениях коэффициента пористости (e)

Как видим, значения коэффициента консолидации (C_v) в обоих случаях имеют тенденцию к уменьшению с увеличением эффективных напряжений σ_z .

При этом наибольшее расхождение между графиком 1 (случай текущего значения коэффициента пористости) и графиком 2 (случай осреднения коэффициента пористости) наблюдается при малых значениях эффективных напряжений, т.е. в начальный момент фильтрационной консолидации. Так, при эффективном напряжении $\sigma = 0,05$ МПа по предлагаемому решению значение коэффициента консолидации $C_v = 0,78 \cdot 10^{-5}$ м²/час, а при осредненном

коэффициенте пористости $C_V = 1,05 \cdot 10^{-5}$ м²/час, что отличается на 25,7%.

По мере возрастания эффективных напряжений разница в значениях C_V уменьшается.

Из рисунка 5.2 видно, что по предлагаемому решению, с учетом текущего значения коэффициента пористости, процесс фильтрационной консолидации будет более продолжителен во времени.

Это объясняется меньшими значениями коэффициента консолидации (C_V) в начальный момент фильтрации по сравнению с известными решениями [91, 213].

Отметим, что решение задач консолидации водонасыщенных грунтов с постоянными значениями коэффициента консолидации (C_V) встречаются также в трудах Тейлора Д [299], Ло К. [363], Поскита Т. [364, 366], Дэвиса Е. и Раймонда Д. [357].

5.3. Численное решение уравнения нелинейной консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта

Для численного решения уравнения (5.35) воспользуемся приемом перехода от нелинейного уравнения к квазилинейному путем применения интегральных подстановок [120, 155, 167, 307]:

$$H(\psi) = \int_{\psi_{min}}^{\psi} \frac{a_w B + (a_1 + a_w)\psi}{C_V^{(0)} a_1 \psi (A + \psi)} d\psi \quad (5.45)$$

$$\Phi(\psi) = \int_{\psi_{min}}^{\psi} \psi^{n-1} d\psi = \frac{1}{n} (\psi^n - \psi_{min}^n)$$

где ψ_{min} - минимальное значение функции в интервале изменения
(при $P_w = 0$, $\psi_{min} = \psi_2 = \exp(-a_1 \sigma)$)

С учетом этих подстановок уравнение (5.35) преобразуется к виду:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \quad (5.46)$$

Функции $H(\psi)$ и $\Phi(\psi)$ при этом будут зависеть от величины порового давления.

Полученное уравнение справедливо для всей исследуемой области, и вся нелинейность входит в выражения для $H(\psi)$ и $\Phi(\psi)$. Поэтому функции, стоящие под знаком интеграла, могут быть практически произвольными.

Преобразование уравнения (5.35) вызывает необходимость соответственного изменения начальных и граничных условий, которые определяются интегрированием функций (5.44) и (5.45).

Начальные и граничные условия при этом примут вид:

$$t = 0; H(z, 0) = \frac{1}{C_v^{(0)}} \ln \left\{ \left(\frac{A + \psi_1}{A + \psi_{min}} \right)^{(1 + a_w/a_1)} \left[\left(\frac{A + \psi_{min}}{A + \psi_1} \right) \frac{\psi_1}{\psi_{min}} \right]^{(a_w B/a_1 A)} \right\}$$

$$\Phi(z, 0) = \frac{1}{n} ((\psi^n - \psi_{min}^n)) \quad (5.47)$$

$$\left. \begin{array}{l} z = 0 \\ z = h \end{array} \right]; \quad H(z, t) = 0; \quad \Phi(z, t) = 0 \quad (5.48)$$

Как показано в [155, 306], уравнение типа (5.46) допускает следующую вариационную постановку: найти функции $H(z, t)$ и $\Phi(z, t)$ определенные и непрерывные на отрезке $0 \leq z \leq h$, удовлетворяющие заданным начальным и граничным условиям и дающие минимальные значения интегралу:

$$J(H, \Phi) = \int_0^h \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)^2 + \frac{\partial H}{\partial t} \Phi \right] dz \quad (5.49)$$

Пусть данный отрезок $0 \leq z \leq h$ представлен совокупностью M

линейных конечных элементов с порядком аппроксимации равным n . Примем, что в пределах одного элемента справедливы соотношения:

$$\begin{aligned}\Phi(z) &= [N(z)] \overline{\Phi}_e \\ H(z, t) &= [N(z)] \overline{H}_e(t)\end{aligned}\tag{5.50}$$

где $[N(z)]$ - матрица функций формы элемента;

$\overline{\Phi}_e$, \overline{H}_e - векторы значений соответствующих функций в узловых точках элемента.

Подставив (5.50) в интеграл (5.49), получим:

$$\begin{aligned}J(H, \Phi) &= \int_0^{h_e} \left\{ \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial [N]}{\partial z} \overline{\Phi}_e \right)^2 \right] + \overline{\Phi}_e^T [N]^T [N] \frac{\partial \overline{H}_e}{\partial t} \right\} dz = \\ &= \frac{1}{2} \overline{\Phi}_e^T [K_e] \overline{\Phi}_e + \overline{\Phi}_e^T [C_e] \frac{\partial \overline{H}_e}{\partial t};\end{aligned}\tag{5.51}$$

где

$$[K_e] = \int_0^{h_e} \frac{\partial [N]^T}{\partial z} \frac{\partial [N]}{\partial z} dz\tag{5.52}$$

$$[C_e] = \int_0^{h_e} [N]^T [N] dz\tag{5.53}$$

где T - знак транспонирования.

Производим суммирование для всего отрезка

$$J(H, \Phi) = \frac{1}{2} \overline{\Phi}^T [K] \overline{\Phi} + \overline{\Phi}^T [C] \frac{\partial \overline{H}}{\partial t}\tag{5.54}$$

где

$$[K] = \sum_1^M [K_e]\tag{5.55}$$

$$[C] = \sum_1^M [C_e]\tag{5.56}$$

где \bar{H} и $\bar{\Phi}$ - векторы узловых значений соответствующих функций.

Минимальное значение этой функции определится по обычному правилу анализа $\frac{\partial J}{\partial \bar{\Phi}} = 0$, откуда

$$[C] \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} = [K] \bar{\Phi} \quad (5.57)$$

Определим матрицы $[C_e]$ и $[K_e]$ для одномерного случая.

Примем линейную аппроксимацию функции Φ по элементу

$$\Phi(z) = a_1 + a_2 z \quad (5.58)$$

где a_1 и a_2 - неопределенные пока параметры. Для их определения учтем, что при

$$z = z_1; \quad \Phi(z_1) = \Phi_1 \quad \text{и при } z = z_2; \quad \Phi(z_2) = \Phi_2;$$

Отсюда имеем систему уравнений

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 &= a_1 + a_2 z_1 \\ \Phi_2 &= a_1 + a_2 z_2 \end{aligned} \right\} \quad (5.59)$$

Решая эту систему относительно параметров a_1 и a_2 получаем:

$$a_1 = \frac{\Phi_1 z_2 - \Phi_2 z_1}{l}; \quad (5.60)$$

$$a_2 = \frac{\Phi_2 - \Phi_1}{l} \quad (5.61)$$

$l = (z_2 - z_1)$ - длина элемента

Тогда выражение (5.59) перепишется в виде:

$$\Phi(z) = \frac{1}{l} [\Phi_1 z_2 - \Phi_2 z_1 + (\Phi_2 - \Phi_1)z] \quad (5.62)$$

После элементарных преобразований получим:

$$\Phi(z) = \frac{1}{l} [-\Phi_1(z - z_2) + \Phi_2(z - z_1)] = N_1\Phi_1 + N_2\Phi_2 = [N]\bar{\Phi} \quad (5.63)$$

Здесь

$$N_1 = \frac{z-z_2}{l}; \quad N_2 = \frac{z-z_1}{l}; \quad [N] = [N_1 \ N_2]; \quad \Phi = \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \end{Bmatrix} \quad (5.64)$$

Выражения для матрицы жесткости элемента определяются следующим образом:

$$\frac{\partial[N]}{\partial z} = \frac{1}{l} [-1; 1]; \quad \frac{\partial[N]^T}{\partial z} = \frac{\partial[N]}{\partial z} = \frac{1}{l^2} \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix} [-1; 1] = \frac{1}{l^2} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}; \quad (5.65)$$

$$[K_e] = \int_0^l \frac{1}{l^2} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} dz = \frac{1}{l^2} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \int_0^l dz = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}; \quad (5.66)$$

Отметим, что эта матрица характеризует геометрические свойства среда в пределах конечного элемента.

Матрица $[C_e]$ определится следующим образом:

$$[C_e] = \int_0^l \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \end{bmatrix} [N_1 \ N_2] dz = \int_0^l \begin{bmatrix} N_1^2 & N_1N_2 \\ N_2N_1 & N_2^2 \end{bmatrix} dz; \quad (5.67)$$

Подставляя N_i и почленно интегрируя, получим:

$$[C_e] = \frac{l}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (5.68)$$

Для упрощения построения вычислительного процесса воспользуемся диагональной формой этой матрицы, полученной суммированием элементов по строке

$$[C_e] = \frac{l}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.69)$$

Как показано в [95, 167] этот прием мало влияет на точность результатов, но позволяет получить нормализованную форму уравнения (5.57), что значительно ускоряет процесс решения.

5.4. Реализация алгоритма решения нелинейной задачи консолидации грунтов

На основе изложенных в разделе 4 положений была разработана программа расчета «FIKON». Принципиальная блок-схема данной программы расчета представлена на рисунке 5.3.

Блок 1 - формирование и ввод исходной информации. В случае одномерных задач каждый узел и элемент области имеет свой номер, а сама она задается в программе в доступном ей виде. Для этого расчетная схема заменяется некоторой совокупностью характеризующих ее чисел.

Информация, необходимая для описания конечно-элементной сети содержит следующие данные:

- общее число элементов по глубине массива (M5);
- номер первой переменной точки последовательно по глубине (T);
- масштаб задачи (VM);
- шаг по времени (BT);
- общее число шагов (R);
- число генерации базовых координат (M2);
- число областей (TB1);
- генерация физических свойств грунтов (TB);
- число точек печати (KP);
- число генераций начального поля (M);
- число граничных узлов (N6);
- величина сжимающей нагрузки (QQ);
- ключ печати массивов (M6);
- массив физических характеристик (AO, BO, CO, FO, L0, KO);
- номера областей (NB);
- последние элементы отрезков (PE);
- граничные узлы (L6);

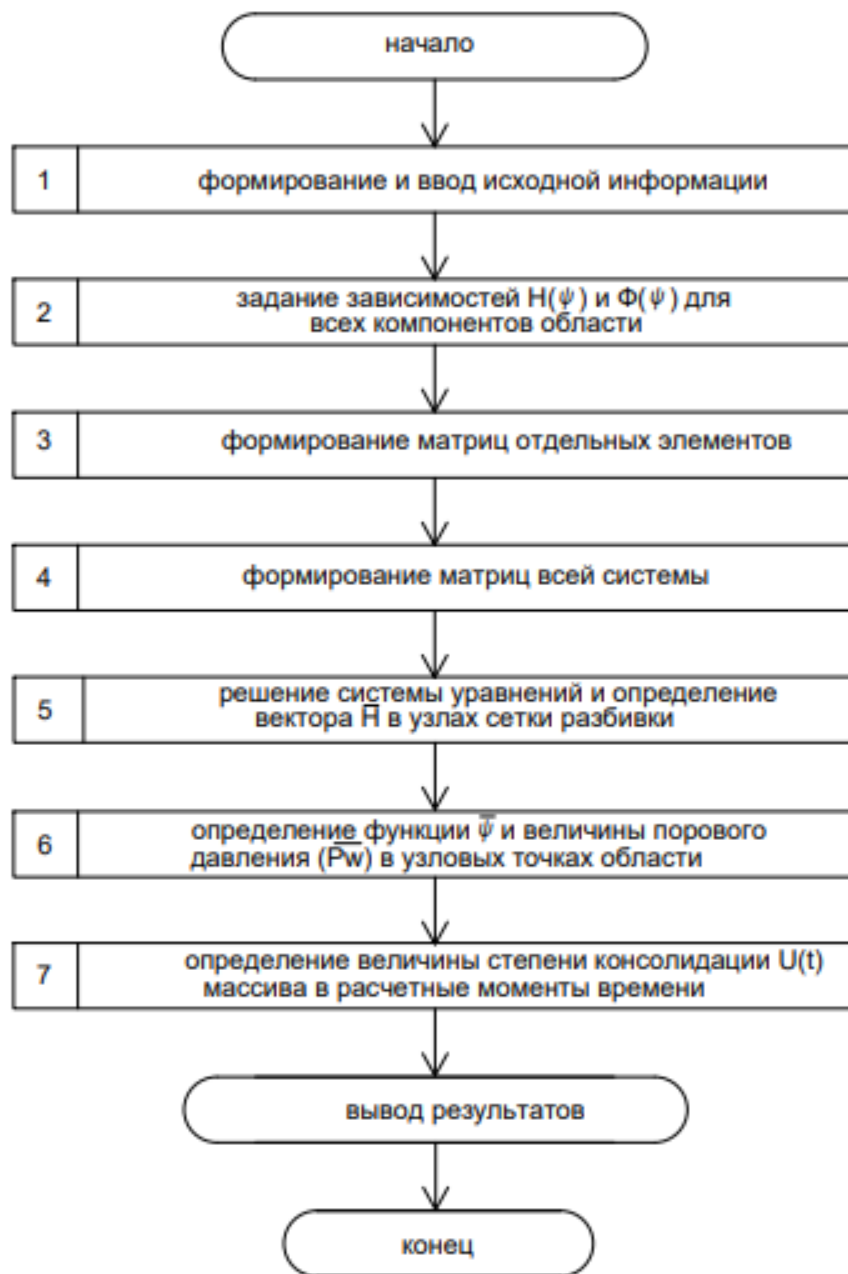


Рисунок 5.3. - Блок-схема вычислительной программы

- границы характеристических интервалов (PY);
- координаты базовых узлов (XY);
- номера базовых узлов (/NK);
- значения начального поля по генерациям (U2);
- узлы генераций начального поля (U1);
- массив точек печати (MP);
- границы характеристических интервалов (TY).

Блок 2 - задание зависимостей $H(\psi)$ и $\Phi(\psi)$. Эти зависимости задавались в таблично-интерполяционной форме, составленной на основе формул (5.44) и (5.45).

Блок 3 - формирование матриц отдельных элементов. Формирование матриц C_e производится по приведенной выше зависимости (5.69). Для элементов матрицы жесткости $[K_e]$ использовалась зависимость (5.66).

Блок 4 - формирование матриц всей системы. После полного определения свойств отдельных элементов переходим к сборке всей системы. Рассмотрим для примера расчетную схему, приведенную на рисунке 5.4.

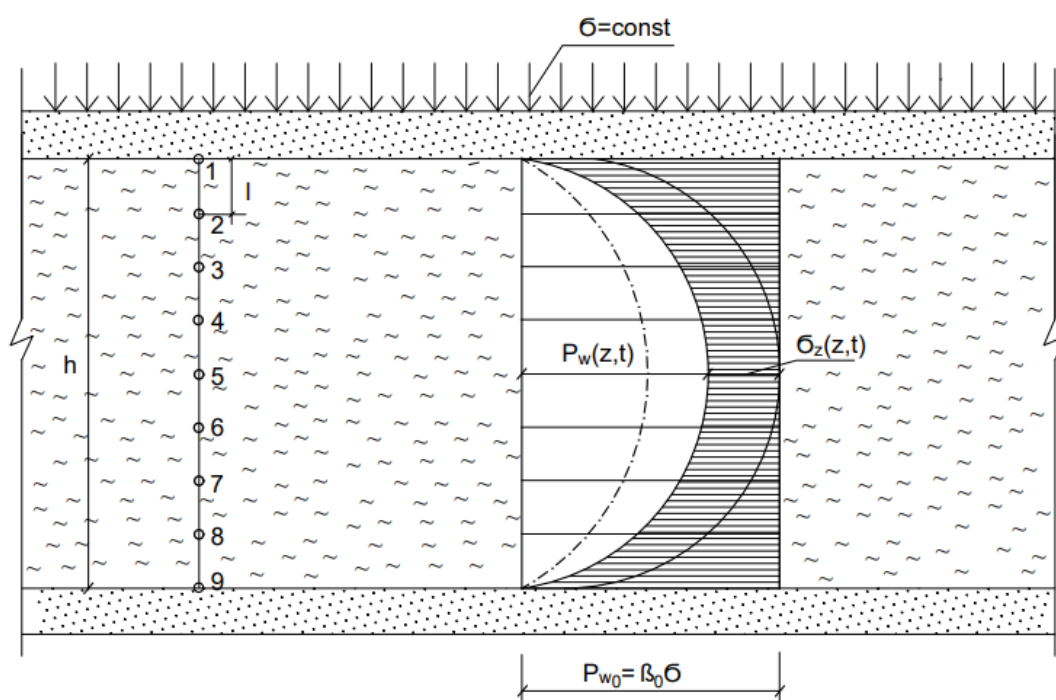


Рисунок 5.4. - Расчетная схема к задаче нелинейной фильтрационной консолидации массива водонасыщенного глинистого грунта:

h – высота массива, l – размер конечного элемента

Слой слабого водонасыщенного глинистого грунта высотой h м разбивается на 8 конечных элементов первого порядка. Производится нумерация узлов и элементов. При этом можно использовать как регулярную, так и нерегулярную сеть. Матрицы жесткости всех элементов при этом имеют вид:

$$[K]_1 = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \end{Bmatrix}; [K]_2 = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_2 \\ \Phi_3 \end{Bmatrix};$$

(5.70)

$$[K]_3 = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_3 \\ \Phi_4 \end{Bmatrix}; \dots\dots\dots [K]_8 = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_8 \\ \Phi_9 \end{Bmatrix};$$

От матрицы жесткости каждого элемента переходят к матрице всей системы по следующему правилу

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_3 \\ \Phi_4 \\ \Phi_5 \\ \Phi_6 \\ \Phi_7 \\ \Phi_8 \\ \Phi_9 \end{Bmatrix} \quad (5.71)$$

Блок 5 - решение системы уравнений и определение вектора \bar{H} .

Нормализованная форма уравнения консолидации в дискретной форме имеет вид

$$\frac{\partial \bar{H}}{\partial t} = [K_1] \bar{\Phi} \quad (5.72)$$

где $[K_1] = [C]^{-1}[K]$. В соответствии с методом Эйлера представим производную в виде конечной разности

$$\frac{\partial \bar{H}}{\partial t} = \frac{\bar{H}_{t+\Delta t} - \bar{H}_t}{\Delta t} \quad (5.73)$$

и после подстановки (5.73) в (5.72) получим

$$\bar{H}_{t+\Delta t} = \bar{H}_t + \Delta t [K_1] \bar{\Phi}_t \quad (5.73^1)$$

Как показали расчеты, шаг Δt , обеспечивающий устойчивое решение системы (5.58) не должен превышать 0,0005 расчетной единицы времени

Блок 6 - определение функции ψ и величины порового давления P_w .
Функцию ψ определяют из зависимости $H(\psi)$ из блока 2.

По найденному значению функции ψ определяется вектор $\bar{\Phi}_t(\psi)$ а далее из формулы (5.30) - величина порового давления \bar{P}_w . Последнее при этом выносится на печать.

Блок 7 - определение степени консолидации массива. После определения величины порового давления P_w вычисляется степень консолидации:

$$U(t) = 1 - \frac{1}{\sigma h} \int_0^h P_w(t) \cdot dz = 1 - \frac{1}{\sigma h} \sum_{i=1}^{n-1} \int_{z_i}^{z_{i+1}} P_w(t) dz; \quad (5.74)$$

где $h = \sum_{i=1}^{n-1} l_i$; $z_1 = 0$; $z_n = h$;

$(n - 1)$ – число элементов.

$$A = \int_{z_1}^{z_2} P_w dz = \int_{z_1}^{z_2} [N] \bar{P}_w dz = \frac{l}{2} (P_{w1} + P_{w2}); \quad (5.75)$$

Тогда

$$\int_0^h P_w dz = \frac{1}{2} B = \frac{1}{2} [P_{w1} l_1 + \sum_{i=2}^{n-1} P_{wi} (l_{i-1} + l_i) + P_{wn} l_{n-1}]; \quad (5.76)$$

Параметр деформации при этом будет равен

$$R = \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot B \quad (5.77)$$

а величина степени консолидации определится по формуле

$$U(t) = (1 - R/\sigma) \quad (5.78)$$

На печать выносятся величины порового давления $P_w(z, t)$ и степени консолидации $U(t)$ в расчетные моменты времени.

Таким образом, описаны все основные этапы реализации решения линейной задачи консолидации слабого водонасыщенного грунта.

Решением задачи фильтрационной консолидации и определением времени 100% фильтрации заканчивается первый этап расчетов.

Второй этап заключается в расчете деформации массива, приходящейся на вторичную консолидацию ($S_{вт}$).

По результатам экспериментальных исследований определяется величина коэффициента старения (ползучести) ($m_{v3} = tg\alpha$) характеризующегося углом наклона прямой «относительная деформация (ϵ) - логарифм времени ($ln t$)».

При этом деформации массива в период вторичной консолидации ($S_{вт}$) определяется согласно зависимости:

$$S_{вт} = \frac{h \cdot tg\alpha \cdot \lg(t/t_\phi)}{(1+e_h)} \quad (5.79)$$

где

$$t_\phi \leq t \leq T_\pi \quad (5.80)$$

Общая величина деформации массива будет складываться из суммы осадок в период фильтрационной (S_ϕ) и вторичной ($S_{вт}$) консолидации.

Аналогично общее время стабилизации будет складываться из времени фильтрационной (t_ϕ) и вторичной (T_π) консолидации.

5.5. Влияние уменьшающейся высоты массива на процесс фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных грунтов

В теории фильтрационной консолидации степень уплотнения ($U(t)$) определяется по отношению к первоначальным размерам и соответствующему

полю напряжений в массиве. В таком случае при рассеивании избыточного порового давления во времени и передачи нагрузки на скелет грунта пути фильтрации воды остаются постоянными. Последнее в случае двухстороннего дренажа равно половине высоты массива, а в случае одностороннего - всей высоте. Как показали результаты исследований (см. главу 3) для слабых водонасыщенных грунтов характерна большая сжимаемость, достигающая от нагрузки, например, $\sigma = 0,2$ МПа величин относительной деформации $\varepsilon = 0,4 \div 0,5$, а для грунтов верхних слоев достигает значений до $\varepsilon = 0,6$.

В связи с этим можно предположить, что при деформации во времени будет наблюдаться изменение первоначальной высоты массива, т.е. его геометрических размеров. В связи с изменением высоты массива будут уменьшаться пути фильтрации, что, в свою очередь, будет способствовать ускорению процесса фильтрационной консолидации.

С другой стороны, процесс уплотнения характеризуется увеличением плотности грунта и уменьшением параметров фильтрации. Для того, чтобы более полно учесть взаимодействие этих факторов и их совместное влияние на процесс деформирования во времени, необходимо разработать методику расчета, включающую в себя в явной форме изменение основных характеристик при изменении высоты массива, т.е. разработать метод учета деформирующейся во времени высоте массива. Представленная гипотеза позволяет получить значения степени консолидации $U(t)$ в расчетные моменты времени как отношение текущей деформации $S(t)$ к полной деформации основания $S_{\text{фк}}^{(0)}$:

$$U(t) = \frac{S(t)}{S_{\text{фк}}^{(0)}} \quad (5.81)$$

где величина величину деформации при фильтрационной консолидации ($S_{\text{фк}}^{(0)}$) при первоначальной высоте массива (h) в соответствии с (4.145) будет

равна

$$S_{\text{фк}}^{(0)} = [1 - \exp(-a_1 \sigma)] \cdot \left\{ h - \frac{1}{a} \ln \left[\frac{1 + A_0 \exp(ah)}{1 + A_0} \right] \right\}$$

Метод расчета, учитывающий деформирующуюся во времени высоту массива, заключается в том, что весь интервал фильтрационной консолидации $0 \leq t \leq t_{\text{ф}}$ разбивается на M интервалов, каждый из которых соответствует этапу уменьшения высоты массива и содержит N шагов по времени (рисунок 5.5).

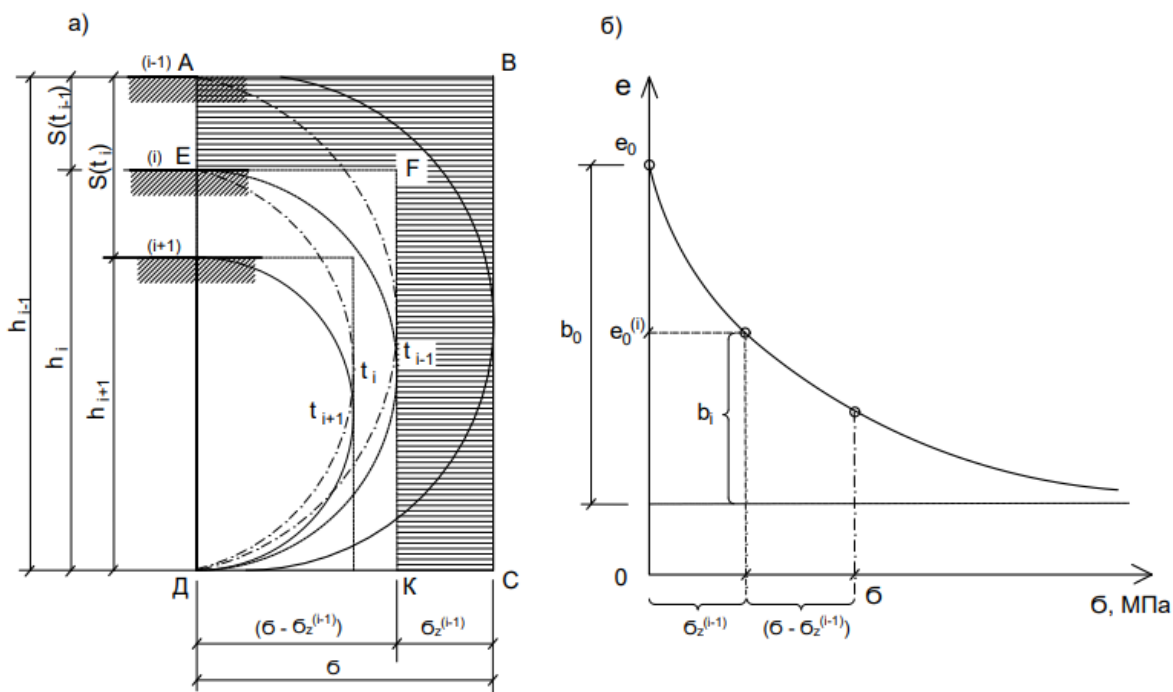


Рисунок 5.5. - Расчетная схема к учету влияния деформирующейся высоты массива водонасыщенного глинистого грунта на процесс фильтрационной консолидации

В пределах одного интервала $t_{i-1} \leq t \leq t_i$ высота слоя h_i считается постоянной. Тогда принцип расчета будет заключаться в том, что в конце $(i - 1)$ -го этапа, т.е. при $t = t_{i-1}$ определяется степень консолидации

$U(t_{i-1})$ и максимальное поровое давление $P_z^{(i-1)}|_{z=\frac{h}{2}}$, равное давлению недоуплотнения $(\sigma - \sigma_{z(min)}^{(i-1)})$.

По зависимости (5.81) определяется величина деформации $S(t_{i-1})$, соответствующая $(i - 1)$ -му этапу и эффективному напряжению $\sigma_z^{(i-1)}$. С уже учетом происшедшей деформации $S(t_{i-1})$ и напряжения $\sigma_z^{(i-1)}$ формируется новый массив с высотой h_i , соответствующей следующему этапу, в котором действуют новые расчетные характеристики и начальное напряжение $\sigma_z^{(i)}$. Порядок коррекции начальных условий на i -том этапе показан на рисунке 5.5).

После завершения $(i - 1)$ -го этапа получим величину деформации $S(t_{i-1})$ (рисунок 5.5 а). Величина минимальных эффективных напряжений, воспринимаемая скелетом грунта в середине массива, будет равна $\sigma_z^{(i-1)}$.

Степень уплотнения массива грунта будет характеризоваться отношением заштрихованной части эпюры к площади прямоугольника $ABCD$.

На i -ом этапе расчета новая (откорректированная) высота массива будет равна

$$h_i = h_{i-1} - S(t_{i-1}); \quad (5.82)$$

а новое (откорректированное) поле напряжений будет равно площади прямоугольника EFD :

$$\sigma_z^{(i)} = \sigma - \sigma_z^{(i-1)}; \quad (5.83)$$

Пересчет всех расчетных характеристик в уравнении (5.35) производится по следующим формулам (см. рисунок 5.5 б).

$$e_0^{(i)} = e_0^{(i-1)} - b^{(i-1)} \cdot \left[1 - \exp\left(-a_1 \sigma_z^{(i-1)}\right) \right]; \quad (5.29^1)$$

$$b^{(i)} = b^{(i-1)} - \left(e_0^{(i-1)} - e_0^{(i)} \right) \quad (5.29'')$$

$$k_0^{(i)} = k_0 \cdot \exp \left(-n a_1 \sigma_z^{(i-1)} \right) \quad (5.30^I)$$

$$C_{Vi}^{(0)} = k_0^{(i)} / \gamma_w a_1 \quad (5.31^I)$$

$$A_i = \left(1 + e_0^{(i)} - b^{(i)} \right) / b^{(i)} \quad (5.32')$$

$$B_i = \left(e_0^{(i)} - b^{(i)} \right) / b^{(i)} \quad (5.33^I)$$

Величина полной деформации прямоугольника *EFKD* для *i*-го этапа будет равна

$$S_{\Phi K}^{(i)} = \left[1 - \exp \left(-a_1 \sigma_z^{(i)} \right) \right] \cdot \left\{ h_i - \frac{1}{a} \ln \left[\frac{1 + A_i \exp(a h_i)}{1 + A_i} \right] \right\} \quad (5.84)$$

Так как степень консолидации на *i*-том этапе определяется по отношению к новому массиву *EFKD*, то для пересчета применительно к первоначальным размерам массива *ABCD* использовалась зависимость:

$$U^0(t) = 1 - [1 - U_i(t_i)] \frac{S_{\Phi K}^{(i)}}{S_{\Phi K}^{(0)}} \quad (5.85)$$

где $U^0(t)$ - степень консолидации массива для ее первоначальной высоты в момент времени *t*;

$U_i(t_i)$ - степень консолидации при измененных высоте массива h_i и начальных напряжениях $\sigma_z^{(i)}$ в момент времени *t*.

Выводы по главе 5

На основе проведенных исследований по прогнозу консолидации слабого водонасыщенного основания с учетом исходного напряженно-деформированного состояния, нелинейной деформируемости и переменной проницаемости можно сделать следующие выводы:

1. Существующие методы расчета задач консолидации, учитывающие сжимаемость газосодержащей поровой жидкости, нелинейную деформируемость и переменную проницаемость грунтов основываются на осреднении коэффициента пористости для рассматриваемого диапазона сжимающих нагрузок. Как показали результаты наших исследований учет текущего значения коэффициента пористости позволяет существенно уточнить решение, приближая его к результатам реальной работы основания.

2. В дифференциальном уравнении консолидации значение коэффициента сжимаемости поровой жидкости (композита) получено с учетом коэффициента растворимости (μ) по Генри. Это позволяет говорить о том, что поровую жидкость (композит) можно характеризовать как несжимаемую только в случае полного ее дегазирования, В противном случае, даже при степени влажности $S_r \approx 1$ будет наблюдаться ее сжимаемость, обусловленная растворенными в ней пузырьками газа.

3. Учет текущего значения коэффициента пористости e по сравнению с его осредненным значением e_{cp} замедляет во времени процесс фильтрационной консолидации. Максимальные отклонения в значениях коэффициента консолидации C_v между известными и предлагаемым решением наблюдается в начальные моменты фильтрационной консолидации, достигая $25 \div 30\%$, и уменьшаются по мере роста эффективных напряжений о $2 \div 5\%$.

4. Использование интегральных подстановок позволило привести нелинейное уравнение фильтрационной консолидации к квазилинейному виду. Для этого уравнения получена вариационная постановка и разработана

методика решения методом конечных элементов. Квазилинеризация уравнения фильтрационной консолидации позволила избежать итерационных методов решения. В связи с этим скорость решения нелинейных задач фильтрационной консолидации получена практически равной скорости решения линейных задач того же объема.

5. Разработанная методика учета деформирующейся во времени высоты массива слабых водонасыщенных грунтов при фильтрационной консолидации, позволило оценить взаимовлияние уменьшающихся путей фильтрации поровой жидкости и увеличивающейся плотности грунта при в процессе деформирования.

6. Впервые предложена методика расчета полной осадки массива слабых водонасыщенных грунтов ($S_{\phi}^{(i)}$) при учете нелинейной деформируемости и проницаемости, а также исходного напряженно-деформированного состояния массива, что позволяет повысить достоверность рассчитываемых величин.

Глава 6. ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В данной главе приведены практические примеры расчета консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с использованием результатов полученных экспериментальных и теоретических исследований.

6.1. Определение объемной деформации разуплотнения при отборе грунта и величины природного давления по глубине массива

Величина объемных деформаций разуплотнения образцов при их отборе из массива определяется согласно полученной зависимости (4.20), имеющей вид:

$$\Delta e = \frac{-e^{II} \cdot (1 + e^{II}) \cdot \Delta \sigma}{\{(n^{II}/\alpha_z) + (1/\alpha_w) + (1 + 2e^{II})\Delta \sigma\}}$$

Рассмотрим порядок вычисления объемных деформаций разуплотнения по представленной зависимости.

Из величин, входящих в данную зависимость известными, являются значения коэффициентов пористости на дневной поверхности (e^{II}), значения пористости (n^{II}) и степени влажности (S_r^{II}) образцов грунта на дневной поверхности (по таблице 2.2), полученных по известным формулам механики грунтов.

Определим оставшиеся значения $\Delta \sigma$, α_z и α_w , входящие в зависимость (4.20). В данном случае задача будет сводиться к определению значений радиусов пузырьков (r^I и r^{II}), степени влажности (S_r^I) и модуля упругости грунта (E_p). Рассмотрим их последовательное определение.

6.1.1. Определение радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и на глубине отбора грунта

По зависимости (4.48) определим значение r^{II} для образца, например, с глубины $h = 5,05 \div 5,35$ м скважины № 941 (данные по этому образцу приведены в таблице 2.2 и на рисунке 2.1). Согласно данным таблицы 2.2 для этого образца грунта имеем: $e^{II} = 1,50$, а $n^{II} = 0,6$. Примем согласно рисунка 4.2 $h_w = 5$ м; $z = 5,2$ м. Результаты гранулометрического состава по образцу грунта сведены в таблице 6.1.

Таблица 6.1

Данные гранулометрического состава грунтов

$q_i, (\%)$	$d_i^{cp}, (\text{мм})$	$(q_i/d_i), (\text{мм}^{-1})$
$q_1 = 4 \%$	$d_1 = 0,375\text{мм}$	10,66
$q_2 = 4 \%$	$d_2 = 0,125\text{мм}$	32,00
$q_3 = 10 \%$	$d_3 = 0,075\text{мм}$	133,33
$q_4 = 63 \%$	$d_4 = 0,030\text{мм}$	2100,00
$q_5 = 9 \%$	$d_5 = 0,0075\text{мм}$	1200,00
$q_6 = 10 \%$	$d_6 = 0,0025\text{мм}$	4000,00
$\sum_{i=1}^M q_i = 100 \%$		$\sum_{i=1}^M q_i/d_i = 7476 \text{мм}^{-1}$

Подставив значения в (4.48), получим:

$$r^{II} = 100 \cdot 0,36 / [(1-0,6) \cdot 7476] = 0,012 \text{ мм} = 12 \cdot 10^{-5} \text{ м} = 12 \text{ мкм}$$

Определим значение радиуса пузырька заземленного газа в массиве

(r^I). Для этого воспользуемся зависимостями (4.52) ÷ (4.71). При этом в соответствии с (4.57) и (4.58) имеем:

$$A_0 = 1,728 \cdot 10^{-15} \left(0,1 - \frac{154 \cdot 10^9}{12 \cdot 10^{-6}} \right) = 1,506 \cdot 10^{-16} \text{ (МПа м}^3\text{)}$$

$$B_0 = [0,01 \cdot (5,0 + 5,2) + 0,1] = 0,202 \text{ (МПа)}$$

$$(2T) = 154 \cdot 10^{-9} \text{ (МПа м)}$$

Тогда согласно (4.63) - (4.67) имеем

$$q = \frac{-2 \cdot 3,65228 \cdot 10^{-21}}{54 \cdot 8,2424 \cdot 10^{-3}} - \frac{1,5062 \cdot 10^{-16}}{2 \cdot 0,202} = 3,7283 \cdot 10^{-16} \text{ (м}^3\text{)}$$

$$p = -\frac{2,3716 \cdot 10^{-14}}{9 \cdot 4,0804 \cdot 10^{-2}} = -6,4579 \cdot 10^{-14} \text{ (м}^2\text{)}$$

$$u = \sqrt[3]{3,728 \cdot 10^{-16} + \sqrt{(1,39 \cdot 10^{-31}) \cdot (2,693 \cdot 10^{-40})}} = 9,068 \cdot 10^{-6} \text{ (м)}$$

$$v = \sqrt[3]{3,728 \cdot 10^{-16} - 3,728 \cdot 10^{-16}} = 0$$

$$y_1 = u + v = 9,068 \cdot 10^{-6}$$

Подставив значение y_1 в (4.71), получим:

$$r^I = \left[9,068 \cdot 10^{-6} + \left(\frac{154 \cdot 10^{-9}}{3,0202} \right) \right] = 9,322 \cdot 10^{-6} \text{ (м)} = 9,32 \text{ мкм}$$

Относительное изменение радиуса пузырька заземленного газа при высоте столба воды $h_w = 5$ м и на глубине $z = 5,2$ м составит:

$$\frac{r^{II}-r^I}{r^{II}} \cdot 100\% = \frac{12 \cdot 10^{-6} - 9,32 \cdot 10^{-6}}{12 \cdot 10^{-6}} \cdot 100\% = 22,3\%$$

Аналогичными вычислениями определим значения радиуса пузырька защемленного газа (r_0^I) на поверхности массива под слоем столба воды (при $z = 0$). Выполненные вычисления дали значение радиуса пузырьков защемленного газа равным $r_0^I = 1,036 \cdot 10^{-5}$ м

6.1.2. Определение высоты капиллярного поднятия поровой жидкости ($h_{кан}$) в подтопляемом массиве лессовых грунтов

Рассмотрим задачу по определению высоты капиллярного поднятия в подтопляемом массиве лессового грунта. Глубину уровня грунтовых вод по аналогии с предыдущим примером примем равным 5,2 м, а величину радиуса пузырьков защемленного газа на уровне грунтовых вод примем условно равным значению, полученному в предыдущем примере, т.е. $r^I = 9,322 \cdot 10^{-6}$ (м).

Высоту капиллярного поднятия воды выше уровня грунтовых вод для принятых значений определим, подставив значения в зависимость (4.77):

$$h_{кап} = \frac{2T}{\rho_w \cdot g \cdot r^I} = \frac{2 \cdot 7,28 \cdot 10^{-2}}{1000 \cdot 9,8 \cdot 9,32 \cdot 10^{-6}} = 1,591 \text{ м}$$

Как видим, в зависимости (4.77), высота капиллярного поднятия воды ($h_{кап}$) обратно пропорциональна размеру капилляров (r) в грунте [144].

Следовательно, по мере поднятия уровня грунтовых вод в затопляемом массиве лессового грунта, будут наблюдаться увеличение значений радиусов пузырьков защемленного газа, а это, в свою очередь, будет приводить к снижению высоты капиллярного поднятия воды ($h_{кап}$) поровой жидкости в массиве.

6.1.3. Определение степени влажности грунта на глубине отбора

Для рассматриваемого образца грунта (скв. № 941, гл.5,05÷5,35 м) значение степени влажности на поверхности земли (S_r^{II}) приводится в таблице 2.2 ($S_r^{II} = 0,97$). По зависимостям (4.54) и (4.55) и полученных выше значений радиусов пузырьков заземленного газа в массиве на дневной поверхности (r^{II}) и на глубине отбора (r^I), вычислим значения нейтральных напряжений в массиве и на поверхности земли:

$$\sigma_w^I = \left[0,01(5,0 + 5,2) + 0,1 - \left(154 \cdot 10^{-9} / 9,32 \cdot 10^{-6} \right) \right] = 0,186 \text{ (МПа)};$$

$$\sigma_w^{II} = \left[0,1 - \left(154 \cdot 10^{-9} / 12 \cdot 10^{-6} \right) \right] = 0,087 \text{ (МПа)}$$

Подставив полученные значения σ_w^I и σ_w^{II} в зависимость (4.83), определим значение степени влажности образца в массиве (S_r^I):

$$S_r^I = \frac{0,186/0,087}{\left(1/0,97 \right) + (1-0,0245) \left[\left(0,186/0,087 \right) - 1 \right]} = 0,998$$

Сопоставив значения степени влажности грунта на дневной поверхности ($S_r^{II} = 0,97$) и в массиве на глубине отбора ($S_r^I = 0,998$) видим, что с увеличением глубины залегания наблюдается увеличение значений степени влажности грунтов.

6.1.4. Определение параметров разуплотнения поровой жидкости (α_w) и скелета грунта (α_z). Определение объемных деформаций разуплотнения при отборе грунта

Определенные выше значения σ_w^I , σ_w^{II} и S_r^I , и выявленного на дневной поверхности значения S_r^{II} , позволяют, после

подстановки в (4.45), вычислить значение коэффициента растяжения поровой жидкости (α_w):

$$\alpha_w = \frac{1}{-0.099} \left(1 - \frac{0,97}{0,998} \right) = -0,283 \text{ МПа}^{-1}$$

По результатам лабораторных исследований, приведенным в главе 3 (рисунок 3.7) определено значение модуля упругости при разгрузке (декомпрессии) от нагрузки $\sigma = 0,2$ Мпа, полученное равным $E_{el} = 12$ МПа. Принимая значение модуля упругости (E_{el}), согласно (4.42) определим значение коэффициента объемного растяжения скелета грунта (α_z) при снятии природной нагрузки (при $\nu = 0,42$):

$$\alpha_z = \left(1 - \frac{2 \cdot (0,42)^2}{(1 - 0,42)} \right) / 12 = 0,033 \text{ МПа}^{-1}$$

Изменение общих напряжений при отборе грунта в рассматриваемом случае согласно (4.35) будет равно:

$$\Delta\sigma = -[0,672 \cdot 10^{-2} \cdot 5,2 + 0,01(5,0 + 5,2)] = -0,137 \text{ МПа}$$

Подставив полученные значения α_w , α_z и $\Delta\sigma$ в зависимость (4.20), получим:

$$\Delta e = \frac{-1,5 \cdot 2,5 \cdot (-0,137)}{\left\{ \left(\frac{0,6}{0,033} \right) + \left(\frac{1}{-0,283} \right) + (1 + 2 \cdot 1,5) \cdot (-0,137) \right\}} = 0,036$$

Относительная величина приращения коэффициента пористости грунта при его отборе составит:

$$\frac{\Delta e}{e_{II}} \cdot 100\% = \left(\frac{0,036}{1,5} \right) \cdot 100\% = 2,40 \%$$

Фактическое значение коэффициента пористости в массиве в исходном напряженно-деформированном состоянии согласно (4.84) будет равно:

$$e^I = 1,50 - 0,04 = 1,46$$

Аналогичным образом вычисляются значения приращений объемных деформаций разуплотнения (Δe) при отборе других образцов, и определяются значения коэффициентов пористости образцов на глубине отбора (e^I), т.е. в исходном напряженно-деформируемом состоянии.

6.2. Построение графика природной компрессии. Уплотнение слабого водонасыщенного глинистого грунта массива в период вторичной консолидации

По выявленным значениям коэффициентов пористости отобранных образцов грунта в исходном напряженно-деформированном состоянии (e^I) строится кривая зависимости " $e^I - z$ " (рисунок 6.1).

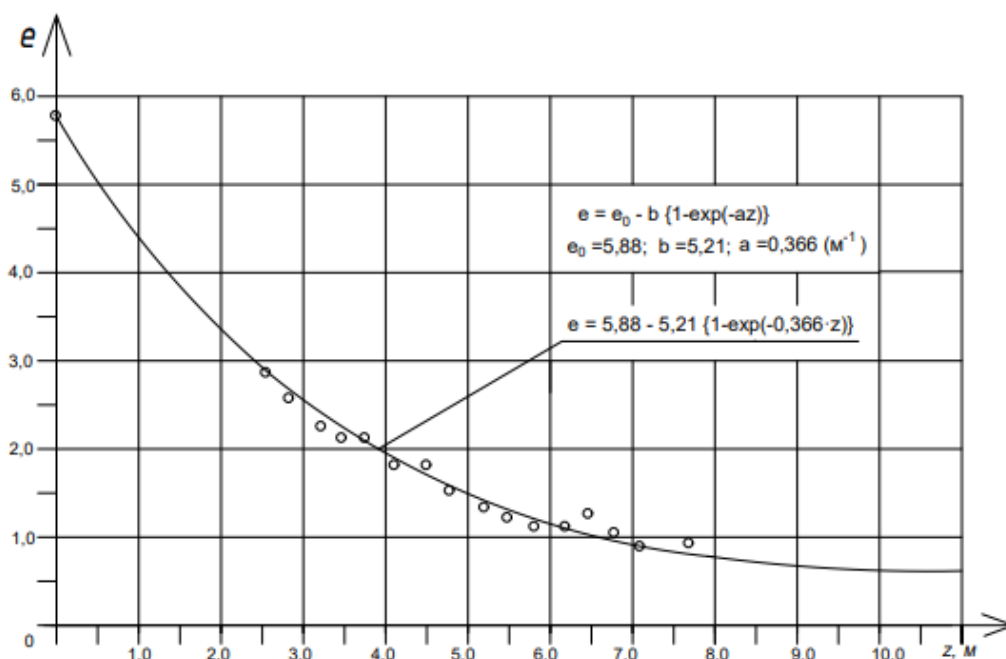


Рисунок 6.1. - Пример изменения коэффициента пористости (e) по глубине (z) в исходном напряженно-деформируемом состоянии (скважина № 941, грунт – ил глинистый)

Согласно методике, изложенной выше в главе 4 (раздел 4.5) производится аппроксимация графика "e - z" зависимостью вида (4.85). Значения коэффициентов e_0 , a и b определяются для каждой скважины по методу наименьших квадратов.

После определения наивероятнейших значений коэффициентов e_0 , a и b , переходят к построению графика изменения природного давления (σ_z) по глубине массива (z) согласно зависимостям (4.96) с учетом (4.95) (рисунок 6.2).

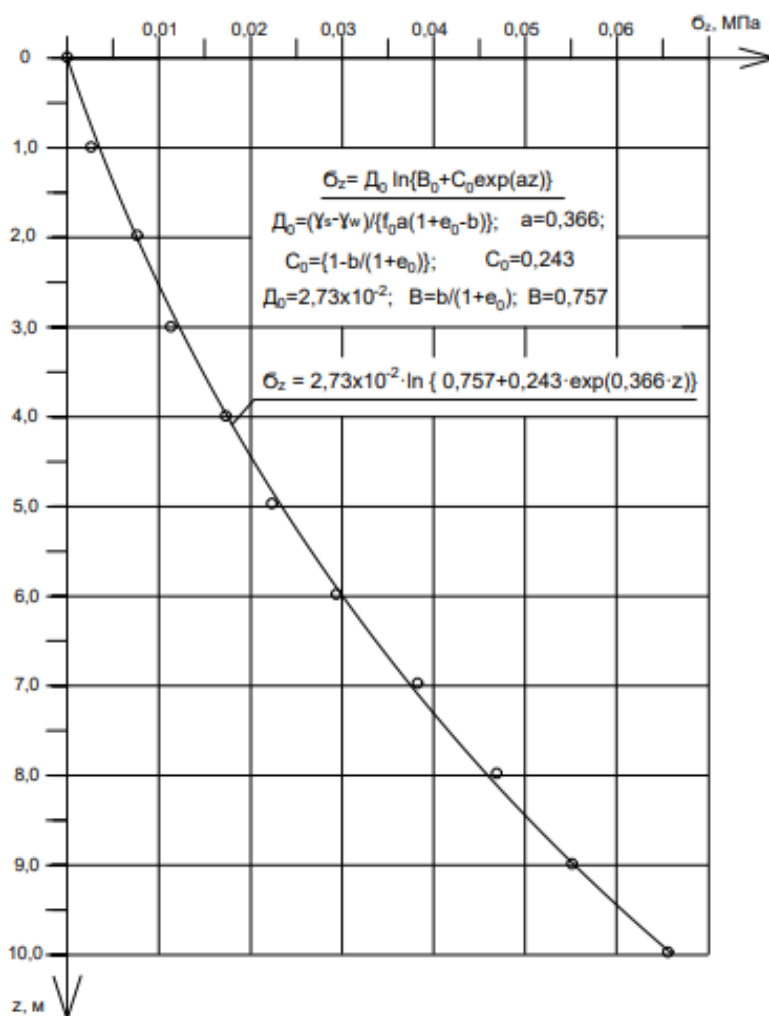


Рисунок 6.2. - Изменение бытового (природного) давления (σ_z) по глубине (z) массива слабого водонасыщенного глинистого грунта

В рассматриваемом примере для скважины № 941 получены следующие значения коэффициентов: $e_0 = 5,88$; $b = 5,21$; $a = 0,366$ (m^{-1}).

Изменение коэффициента пористости (e) от глубины отбора (z) согласно зависимости (4.85), примет вид (см. рисунок 6.1):

$$e = 5,88 - 5,21 \cdot \{1 - \exp(-0,366z)\}.$$

Определим нижнюю границу сжимаемой толщи грунта по зависимости (4.102):

$$h_a = \ln 0,02 / -a = -3,912 / -a = -3,912 / -0,366 = 10,688 \text{ м.}$$

В соответствии с (4.95), определяем значения D_0 , B_0 и C_0 , которые будут равны:

$$D_0 = 2,372 \cdot 10^{-2} \text{ (МПа)}; \quad B_0 = 0,757; \quad C_0 = 0,243.$$

Подставив полученные значения D_0 , B_0 и C_0 в зависимость (4.96) получим выражение для природного давления (σ_z) по глубине (z):

$$\sigma_z = 2,73 \cdot 10^{-2} \cdot \ln \{0,757 + 0,243 \cdot \exp(0,366z)\} + \\ + 154 \cdot 10^{-9} \left(\frac{1}{r^l} - \frac{1}{1,03 \cdot 10^{-6}} \right);$$

где z - координата рассматриваемой точки;

r^l - радиус пузырьков заземленного газа на глубине z .

На рассматриваемой глубине $z = 5,2$ м (рисунок 6.2) величина природного давления (σ_z) будет равна:

$$\sigma_z = 2,73 \cdot 10^{-2} \cdot \ln \{0,757 + 0,243 \cdot \exp(1,903)\} + 154 \cdot 10^{-9} \times \\ \times \left(\frac{1}{9,32 \cdot 10^{-6}} - \frac{1}{1,04 \cdot 10^{-5}} \right);$$

$$\sigma_z = 2,377 \cdot 10^{-2} + 1,716 \cdot 10^{-3} = 2,548 \cdot 10^{-2} \text{ МПа} = 0,0255 \text{ МПа}$$

Подставив соответствующие значения e_0 , b , C_0 , D_0 и B_0 в (4.97)

получаем уравнение природной компрессии в виде:

$$e = 5,88 - 5,21 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,243}{\left[\exp\left(\frac{\sigma_z^I}{2,73 \cdot 10^{-2}}\right) - 0,757 \right]} \right\}$$

где

$$\sigma_z^I = \sigma_z - 154 \cdot 10^{-9} \left(\frac{1}{r^I} - \frac{1}{1,04 \cdot 10^{-5}} \right)$$

Обобщенные графики компрессионных исследований отобранных образцов грунтов и кривая природной компрессии приведены на рисунке 6.3.

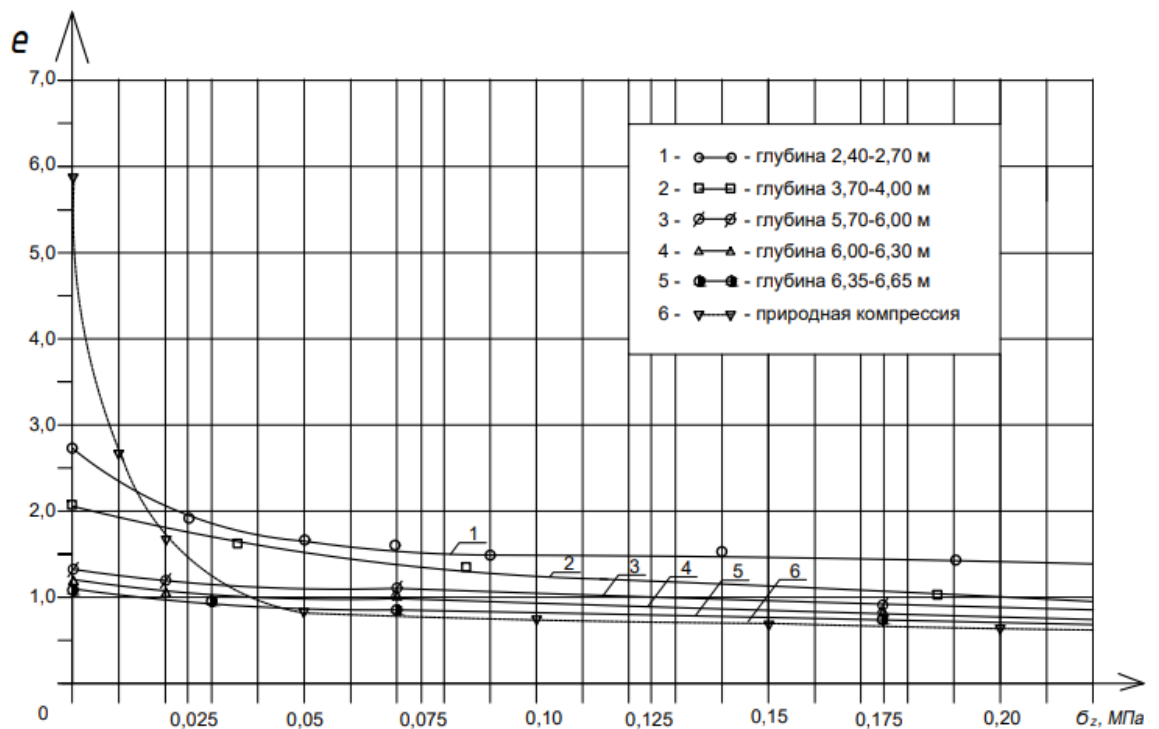


Рисунок 6.3. - Графики уплотнения образцов слабо водонасыщенного глинистого грунта с различной глубины отбора (кривые 1-5) и графика природной компрессии (кривая 6) (скважина № 941, грунт – ил глинистый)

Как видно из рисунка 6.3, кривая исходного напряженно-деформированного состояния (природной компрессии) в рассматриваемом случае проходит ниже графиков компрессионных исследований образцов. Это

указывает на то, что в массиве в процессе его формирования кроме процесса фильтрационной консолидации произошли вязкопластические деформации ползучести, приходящаяся на величину расхождения этих графиков.

Отметим, что чем больше глубина отбора грунта, тем меньше величина, приходящаяся на деформации ползучести. Следовательно, деформации ползучести проявлялись в массиве от вышележащих слоев под действием сил гравитации до отбора пробы грунта. Аналогичный результат наблюдался также для исследованных образцов грунта из других скважин.

6.3. Численное решение задачи нелинейной фильтрационной консолидации с учетом исходного напряженно- деформированного состояния

Приведем результаты численного решения задачи консолидации по программе "FIKON". По данным экспериментальных исследований, определялись значения параметров a, b, e_0 и k_0 .

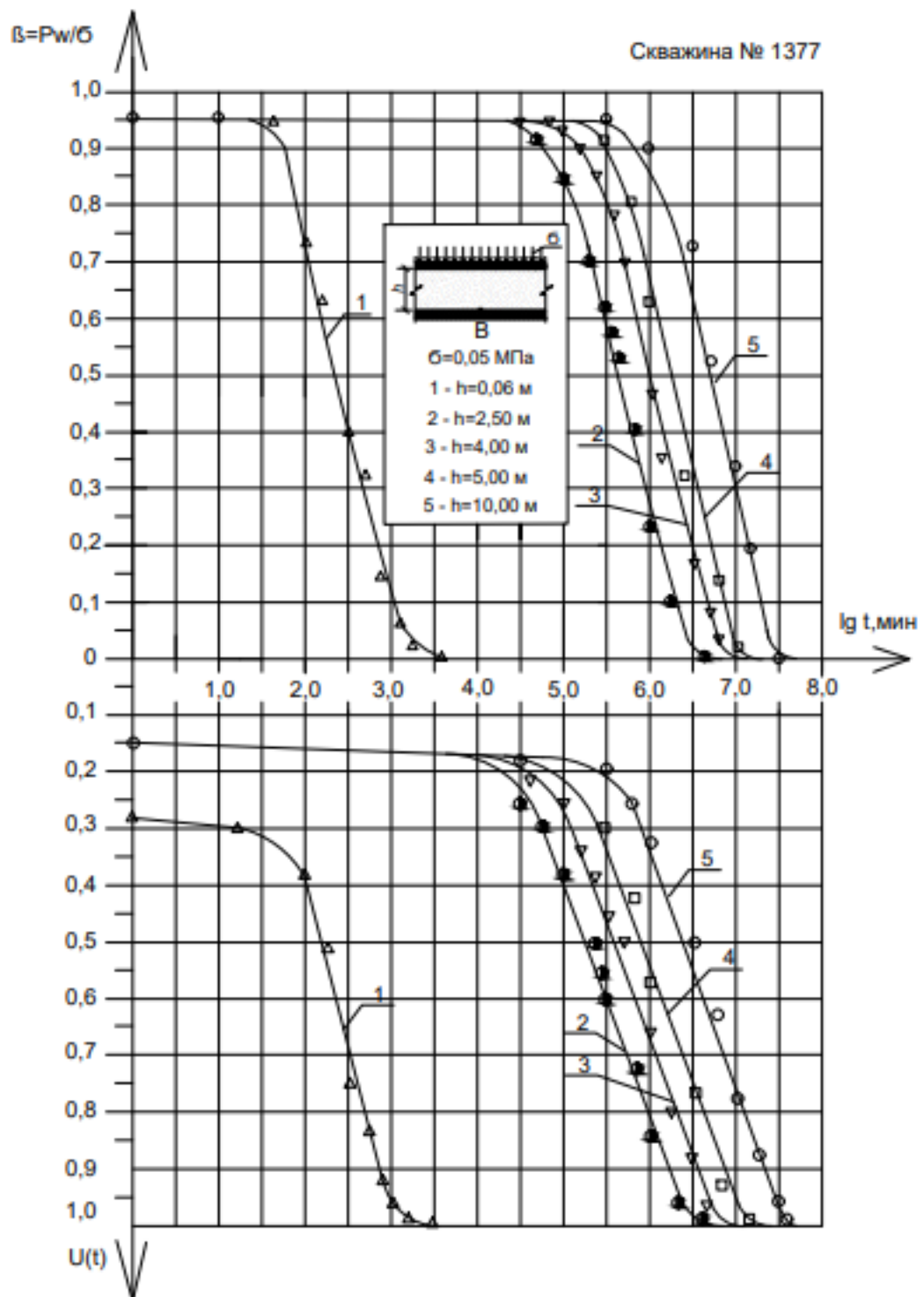
По зависимостям (5.32) ÷ (5.34) вычислялись параметры $A, B, C_V^{(0)}$. Значения параметра β_0 принималось в соответствии с зависимостью (5.39).

Эти исходные данные вносились в расчетную программу. "FIKON".

Результаты некоторых расчетов приведены на рисунках 6.4 ÷ 6.5.

Как видим из приведенных графиков, степень условно-мгновенной консолидации $U_0(t_0)$ возрастает с уменьшением начального коэффициента порового давления β_0 . Последнее, как известно, согласно (5.39) связано со сжимаемостью поровой жидкости (a_w).

Таким образом, возрастание сжимаемости поровой жидкости влечет за собой увеличение степени условно-мгновенной деформации и уменьшение времени фильтрационной консолидации t_ϕ . Как отмечалось в главе 5, решением задачи консолидации заканчивается первый этап расчета, т.е. период



**Рисунок 6.4. - Изменение коэффициента порового давления β и степени
 фильтрационной консолидации $U(t)$ во времени ($\lg t$, мин)
 от при различной высоте образца грунта (h)**

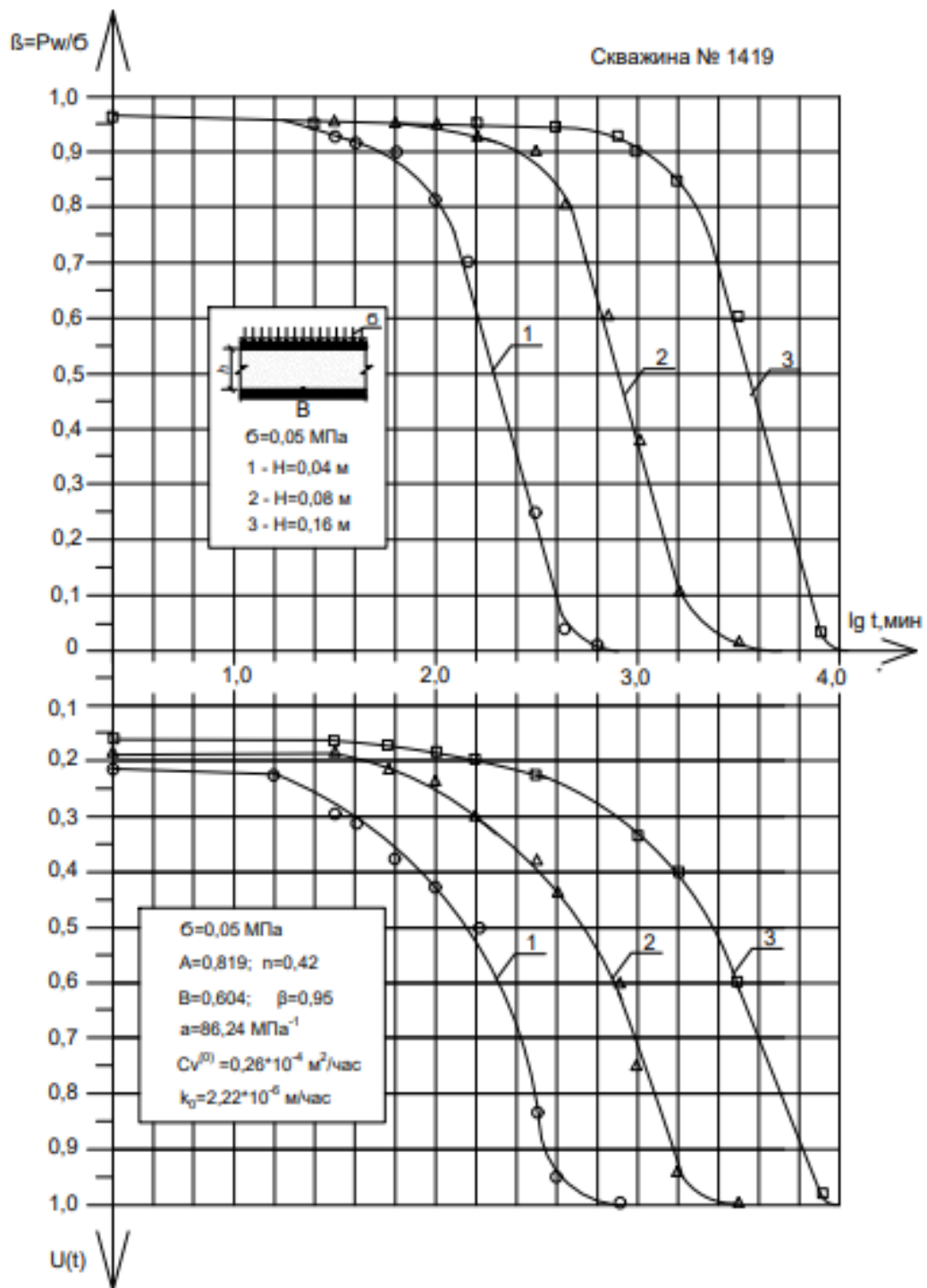


Рисунок 6.5. - Изменение коэффициента порового давления β и степени фильтрационной консолидации $U(t)$ во времени ($\lg t$, мин) при различной высоте образца грунта (h)

фильтрационной консолидации.

Второй этап заключается в определении деформации в период вторичной консолидации, т.е. консолидации за счет ползучести скелета грунта.

В качестве примера обратимся к рисунку 6.4. Рассмотрим уплотнение слоя грунта высотой $h = 10$ м. Время завершения фильтрационной консолидации данного слоя от нагрузки $\sigma = 0,05$ МПа составляет $lg t_{\text{мин}} = 7,5$, что составляет $t_{\text{ф}} = 61,0$ год.

Предположим, что сопоставление графика компрессионных исследований при завершённой фильтрации и графика исходного напряженного состояния получена величина недоуплотнения $\Delta e = 0,75$. (см. рисунок 6.3. при $\sigma = 0,05$ МПа). Данное расхождение можно объяснить проявлением вторичной консолидации, произошедшей в массиве вследствие ползучести скелета грунта.

Коэффициент ползучести скелета (m_V), определяемый лабораторным путем и характеризуемый углом наклона графика консолидации к оси логарифма времени ($lg t$) после завершения фильтрации, получен равным $m_V = tg \alpha = 0,240$. Время ползучести скелета грунта ($T_{\text{п}}$), включая время фильтрационной консолидации, по полученным данным, согласно (4.115), составит:

$$T_{\text{п}} = 61,0 \cdot \exp \left[\frac{2,303 \cdot 0,75}{(1+9,13) \cdot 0,240} \right] = 61 \cdot 2,0349 = 124,13 \text{ лет}$$

Таким образом видим, что время вторичной консолидации значительно превышает время фильтрационной консолидации грунтов, что следует учитывать в прогнозах деформации грунтов.

6.3.1. Расчет осадки слабых водонасыщенных глинистых грунтов при учете нелинейной деформируемости и исходного напряженно-деформированного состояния

Приведем результаты расчета деформации с учетом исходного напряженно-деформированного состояния массива по методике, изложенной в главе 4. В расчете использовались данные по скважине № 941: $e_0 = 5,88$; $b = 5,03$; $a = 0,366 \text{ м}^{-1}$; $a_1 = 15,62 \text{ Мпа}^{-1}$; $\sigma = 0,15 \text{ МПа}$; $A_0 = 0,368$; $h = 10 \text{ м}$.

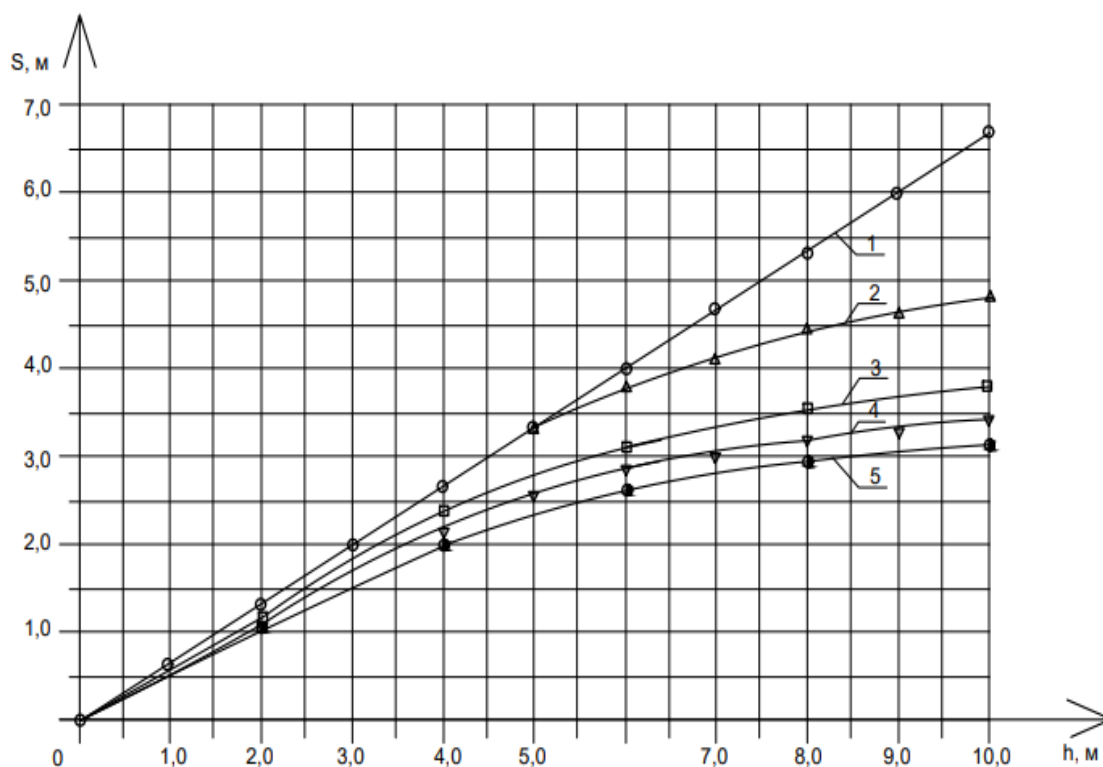


Рисунок 6.6. - Деформация при фильтрационной консолидации ($S_{\text{фк}}^0$) массива высотой 10,0 м при постоянном значении коэффициента пористости (e_0) (график 1), при разбивке массива на 2, 5, и 10 слоев (графики 2, 3, 4) и по зависимости (4.145) (график 5).

Величина деформации в период фильтрационной консолидации ($S_{\text{фк}}^0$) для всей толщи грунта и при разбивке ее на 2, 5 и 10 элементарных слоев подсчитана по зависимости (4.125). В пределах каждого слоя значение начального коэффициента пористости ($e_0^{(i)}$) принималось постоянным. Деформация слоя при фильтрационной консолидации ($S_{\text{фк}}^0$) с учетом исходного напряженно-деформированного состояния массива подсчитана по зависимости (4.145). Графики вычислений и последовательность расчетов представлены на рисунке 6.6 и таблице 6.2. Из рисунка 6.6 видно, что расчет величины деформации без учета переменности начального коэффициента пористости $e_0^{(i)}$ приводит к завышению значений осадок.

Деформация при средних значениях параметров деформируемости по глубине составила 6,60 м (прямая 1), в то время как при разбивке на 2,5 и 10

Расчет деформации в процессе фильтрационной консолидации грунта

Мощн. слоя $h_0, м$	Число разбиений (количество элемент. слоев) N	Порядковый номер элем. слоя n_i	Для элементарного слоя			Нагрузка $\sigma, МПа$	Значения коэффициентов		Деформация i -го слоя $S_{\Pi}^{(i)}, м$	Полная суммарная деформация $S_{\Pi}, м$	Примечание
			мощность $h_i, м$	начал. коэф-т порист. $e_0^{(i)}$	коэф-фициент $b^{(i)}$		$a_1, МПа^{-1}$	$a, м^{-1}$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
10	1	1	10	5,88	5,03	0,15	15,62	0,366	6,60	6,60	по зависимости (4.140), прямая 1
10	2	1	5	5,88	5,03	0,15	15,62	0,366	3,30	3,30	по зависимости (4.140), кривая 2
		2	5	1,66	0,81				1,38	4,68	

Продолжение таблицы 6.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
10	5	1	2	5,88	5,03	0,15	15,62	0,366	1,32	1,32	по зависимости (4.140), кривая 3
		2	2	3,27	2,42				1,02	2,34	
		3	2	2,01	1,16				0,70	3,04	
		4	2	1,41	0,56				0,42	3,46	
		5	2	1,12	0,27				0,23	3,69	
2		---	---	5,88	5,03	0,15	15,62	0,366	---	1,17	по зависимости (4.145), кривая 5
4										2,04	
6										2,59	
8										2,91	
10										3,07	

элементарных слоев она равна соответственно 4,68 м; 3,69 м; и 3,33 м (кривые 2, 3, 4). Дальнейшее увеличение числа разбиений всего массива на элементарные слои приведет к уменьшению величины полной деформации и, до значений, полученных по зависимости (4.145) (кривая 5), учитывающей исходное напряженно-деформированное состояние массива.

Полученные результаты показывают, что учет исходного напряженно-деформированного состояния слабых водонасыщенных глинистых грунтов дает, качественно новые результаты в сторону занижения величин полных осадков, что следует учитывать при проектировании сооружений на данных грунтах.

6.4. Определение времени завершения процесса фильтрационной консолидации при деформирующейся высоте массива

Рассмотрим результаты вычислений времени стабилизации деформаций при деформирующейся во времени высоте массива согласно методике, изложенной в главе 4.

В расчете использовались данные по скважине № 1377, по которой вследствие экспериментальных исследований получены значения: $e_0 = 9,19$; $b = 7,37$; $a_1 = 18,22 \text{ МПа}^{-1}$; $k_o = 2,91 \cdot 10^{-5} \text{ м/час}$; $n = 1,95$; $C_V^{(0)} = 1,597 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{час}$; $A = 0,383$; $B = 0,217$; $a_w = 10^{-2} \text{ МПа}^{-1}$; $\sigma = 0,05 \text{ МПа}$; $h = 10 \text{ м}$.

При расчетах получены значения степени консолидации во времени на 50 лет (1000 шагов). Результаты расчетов приведены в виде графика, приведенного на рисунке 6.7 (кривая 1).

Дальнейшие вычисления заключались в формировании новых полей напряжений ($\sigma_z^{(i)}$) и высоты массива (h_i) с учетом происходящих осадок ($S(t_i)$) через каждые 200, 100, 50 и 0,8 шага, что соответствовало соответственно по времени 10; 5, 2,5 и 0,04 года. Графики консолидации при деформирующейся во времени высоте массива приведены на рисунке 6.7 (кривые 2, 3, 4 и 5).

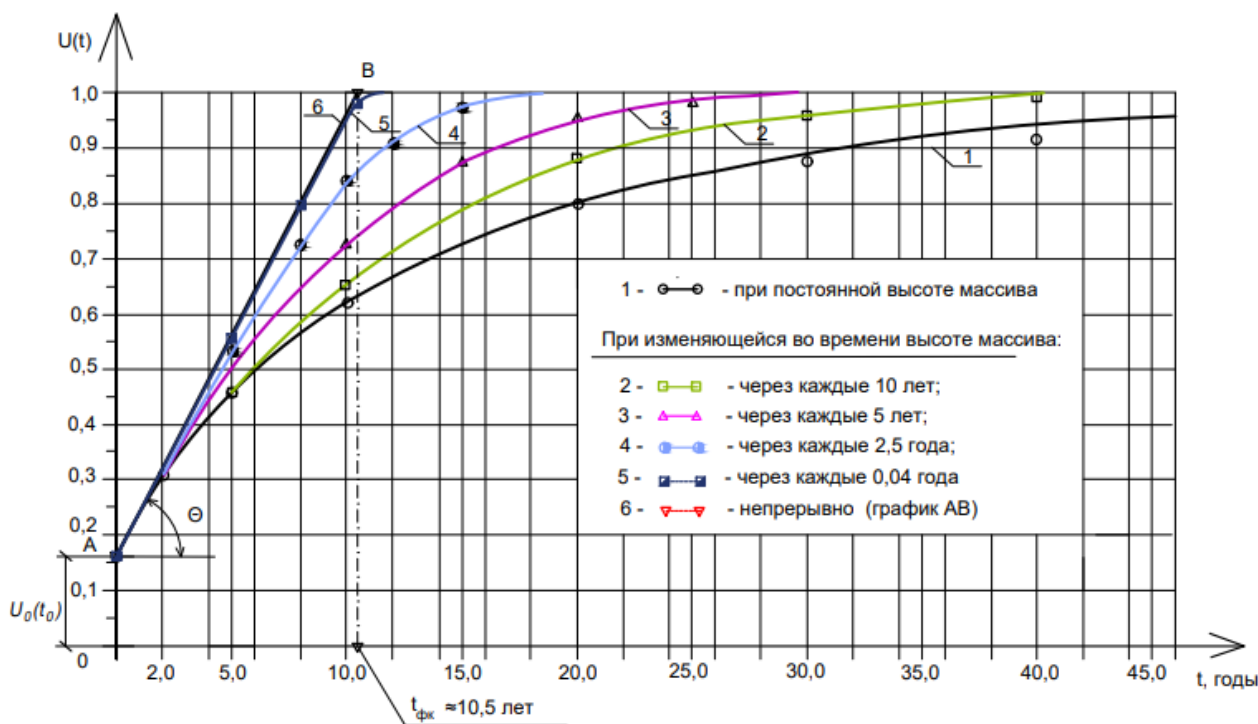


Рисунок 6.7. - Результаты расчета нелинейной фильтрационной консолидации при постоянной (кривая 1) и деформирующейся во времени высоте массива (кривые 2, 3, 4, 5 и 6; $t_{фк}$ - время завершения фильтрационной консолидации)

Последовательность выполненных расчетов сведена в таблице 6.3.

Как видно из результатов расчета, чем меньше величина шага во времени, т.е. чем чаще вносится поправка на деформирующуюся высоту массива, тем быстрее завершается процесс фильтрационной консолидации.

Так, при величине расчетного шага каждые 10 лет время стабилизации составило около 40 лет. При уменьшении расчетных шагов до 5 лет, 2,5 лет и 0,04 года время завершения фильтрационной консолидации достигалось соответственно через 28, 18 и 12 лет. Дальнейшее уменьшение периодов расчетного шага график завершения фильтрационной консолидации приближается к касательной, проведенной из точки условно-мгновенной консолидации ($U_0(t_0)$) к графику фильтрационной консолидации при постоянной высоте массива, т.е. к прямой АВ.

При этом перпендикуляр, опущенный из точки В на ось времени t , укажет на время завершения фильтрационной консолидации ($t_{фк}$) при

Таблица деформирующейся во времени высоте массива при фильтрационной консолидации

$U(t_1)$	$S_{\phi}^{(0)}$ (по (5.82), <i>м</i>)	$S(t_i) =$ $= [2] \cdot [3],$ <i>м</i>	$h_i =$ $h_{i-1} -$ [4], <i>м</i>	$P_{w z=h/2},$ <i>МПа</i>	$\sigma_z^{(i)} =$ $= \sigma -$ [6], <i>МПа</i>	$e_0^{(i)} =$ $= e_0^{(i-1)}$ $- b^{(i-1)} \cdot [1$ $- e^{-a_1 \cdot [7]}$	$\Delta e_i = e_0^{(i-1)} -$ $- e_0^{(i)}$	$b^{(i)} =$ $= b^{(i-1)}$ $- [9]$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
---	4,324	---	10,00	---	---	9,19	0,727	7,37
0,34441	4,324	1,48923	8,511	0,0443	0,0057	8,463	1,106	6,643
0,41407	3,309	1,370	7,1408	0,0400	0,0100	7,356	---	5,536
0,49873	2,448	1,221	5,92	0,0349	0,0151	6,0245	1,331	4,2045
0,59701	1,6673	0,9954	4,9246	0,0287	0,0213	4,672	1,3524	2,8521
0,70807	1,0084	0,714	4,2106	0,0142	0,0358	3,3054	1,3665	1,4855
0,86917	0,331	9,2877	3,923	0,0100	0,0400	2,5366	0,7688	0,7167
---	---	---	10,00	0,0485	0,0015	9,19	1,47	7,37
0,45681	4,324	1,9752	8,025	0,0377	0,0123	7,71	---	5,90
0,57231	2,701	1,546	6,4792	0,0303	0,0197	5,931	1,779	4,120

1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,69090	1,634	1,1289	5,3502	0,0225	0,0275	4,307	1,624	2,496
0,81054	0,846	0,6857	4,66	0,0142	0,0358	3,111	1,196	1,300
0,81576	0,335	0,3068	---	0,0065	---	---	---	---
---	---	---	10,00	0,0485	0,0015	9,19	2,43	7,37
0,60816	4,324	3,630	7,3699	0,0280	0,022	6,75	2,14	4,936
0,74697	1,8757	1,4011	5,9688	0,0187	0,0313	4,62	---	2,796
0,86775	0,8574	0,744	5,2248	0,0101	0,0399	3,175	1,444	1,3515
0,95632	0,284	---	---	0,0034	---	---	---	---

Продолжение таблицы 6.3

$A_i = \frac{1 + [8] - [10]}{[10]}$	$B_i = \frac{[8] - [10]}{[10]}$	$S(t_i)$ по (5.84), <i>м</i>	$k_0^{(i)} = k_0 \cdot e^{-na[7]}$, <i>м/час</i>	$C_{vi}^{(i)} = \frac{[14] \cdot 100}{1 \cdot a_1}$ <i>м²/час</i>	$U^{(0)}(t)$ по (5.86)	Шаги	Годы
10	11	12	13	14	15	16	17
0,383	0,247	4,324	$2,91 \cdot 10^{-5}$	$0,1597 \cdot 10^{-3}$	---	---	---
0,4245	0,274	3,309	$2,3765 \cdot 10^{-5}$	$1,3043 \cdot 10^{-4}$	0,3444	50	2,50
0,509	0,329	2,448	$2,0398 \cdot 10^{-5}$	$1,1195 \cdot 10^{-4}$	0,5516	100	5,00
0,671	0,433	1,6673	$1,7017 \cdot 10^{-5}$	$0,934 \cdot 10^{-4}$	0,7162	150	7,50
0,9887	0,6381	1,0084	$1,3653 \cdot 10^{-5}$	$0,74934 \cdot 10^{-4}$	0,8446	200	10,00
1,8983	1,2251	0,331	$8,1563 \cdot 10^{-6}$	$0,44766 \cdot 10^{-4}$	0,9319	250	12,50
3,9346	2,5393	0,13242	$7,0257 \cdot 10^{-6}$	$0,3856 \cdot 10^{-4}$	0,9899	300	15,00
0,3830	0,2470	4,2440	$2,759 \cdot 10^{-5}$	$1,5142 \cdot 10^{-4}$	---	---	---
0,476	0,307	2,701	$1,8797 \cdot 10^{-5}$	$1,0317 \cdot 10^{-4}$	0,4568	100	5,00

10	11	12	13	14	15	16	17
0,682	0,4396	1,634	$1,4451 \cdot 10^{-5}$	$0,79318 \cdot 10^{-4}$	0,7328	200	10,00
1,126	0,7256	0,846	$1,0953 \cdot 10^{-5}$	$0,60119 \cdot 10^{-4}$	0,8832	300	15,00
2,162	1,393	0,335	$8,1563 \cdot 10^{-6}$	$0,44766 \cdot 10^{-4}$	0,9630	400	20,00
---	---	---	---	---	0,9935	500	25,00
0,383	0,247	4,244	---	$1,5971 \cdot 10^{-4}$	---	---	---
0,5701	0,3675	1,8757	$1,3317 \cdot 10^{-5}$	$0,73094 \cdot 10^{-4}$	0,6082	200	10,00
1,0100	0,6523	0,8574	$9,5704 \cdot 10^{-6}$	$0,52527 \cdot 10^{-4}$	0,8902	400	20,00
2,089	1,3492	0,284	$7,0507 \cdot 10^{-6}$	$0,3870 \cdot 10^{-4}$	0,973	600	30,00
---	---	---	---	---	0,9971	800	40,00

деформирующейся во времени высоте слоя.

В рассматриваемом примере время завершения фильтрационной консолидации при деформирующейся во времени высоте массива составило $t_{\text{фк}} = 10,5$ лет. График изменения степени консолидации ($U(t)$) от времени t при постоянной высоте массива (кривая 1) соответствует зависимости вида

$$U(t) = U_0(t_0) + [1 - U_0(t_0)] \cdot \{1 - \exp(-\lambda t)\} \quad (6.1)$$

где λ - обобщенный коэффициент, имеющий размерность обратную времени, и зависящий от первоначальных размеров массива, условий дренирования, параметров деформируемости, проницаемости и т.п.

Проинтегрировав (6.29) по времени, получим выражение:

$$\frac{\partial U(t)}{\partial t} = \lambda \cdot [1 - U_0(t_0)] \cdot \exp(-\lambda t) = tg\Theta \quad (6.2)$$

где Θ - угол наклона касательной к графику 1 в точке условно-мгновенной консолидации. Из рисунка 6.7 видно, что

$$tg\Theta = [1 - U_0(t_0)]/t_{\text{фк}} \quad (6.3)$$

Совместное решение (6.2) и (6.3) относительно $t_{\text{фк}}$ при $t = 0$ приводит:

$$t_{\text{фк}} = 1/\lambda \quad (\text{лет}) \quad (6.4)$$

В таком случае, при деформирующейся во времени высоте массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов степень консолидации $U^{(0)}(t)$ выразится зависимостью вида:

$$U^{(0)}(t) = U_0(t_0) + tg\theta \cdot t \quad (6.5)$$

где

$$0 \leq t \leq t_{\text{фк}} \quad (6.6)$$

Из полученной зависимости (6.5) вытекает, что одновременный учет физической нелинейности и деформирующейся во времени высоте массива приводит к постоянству значений скорости консолидации и приводит к ускорению процесса консолидации грунтов.

Отмеченное выше, связано, на наш взгляд, с одновременным учетом факторов нелинейной деформируемости и переменной проницаемости грунтов, а также деформирующейся во времени высоте массива в процессе фильтрационной консолидации. На рисунке 6.7 видно, что скорость фильтрационной консолидации характеризуется углом наклона графика АВ к оси времени t .

В ряде исследований [162, 184, 210, 224, 288 и др.], посвященных сопоставлению результатов, прогнозируемых и реально протекающих осадок о сооружений на слабых водонасыщенных грунтах, отмечается, что расхождения между их величинами имеют минимальные значения в начальные моменты фильтрационной консолидации и возрастают во времени. Так, при исследовании ряда сооружений в Северном море, проведенном Люмом Т., Мерволлом Ф. и Кьестадам О. из Норвежского геотехнического института, о котором отмечается в работе [162], когда «...наблюденное время практической стабилизации оказалось меньше того же времени, рассчитываемого по теории Терцаги - Герсеванова в 3 ÷ 10 раз».

В заключении отметим, что если провести построения согласно предлагаемой методике, получим результаты, подтверждающие наблюдения, описанные выше исследователями Т. Люмом, Ф. Мерволлом и О. Кьестадам.

6.4.1. Влияние учета исходного напряженно-деформированного состояния на время завершения фильтрационной консолидации

Рассмотрим методику учета исходного напряженно-деформированного состояния по глубине массива в задаче фильтрационной консолидации. При этом воспользуемся данными по скважине № 1377, приведенными выше в подразделе 6.4, а значение коэффициента a , входящего в зависимость (4.85), согласно полученных результатов равно $a = 0,4 \text{ м}^{-1}$.

Рассматриваемый массив по глубине поделим на 5 областей (рисунок 6.8)

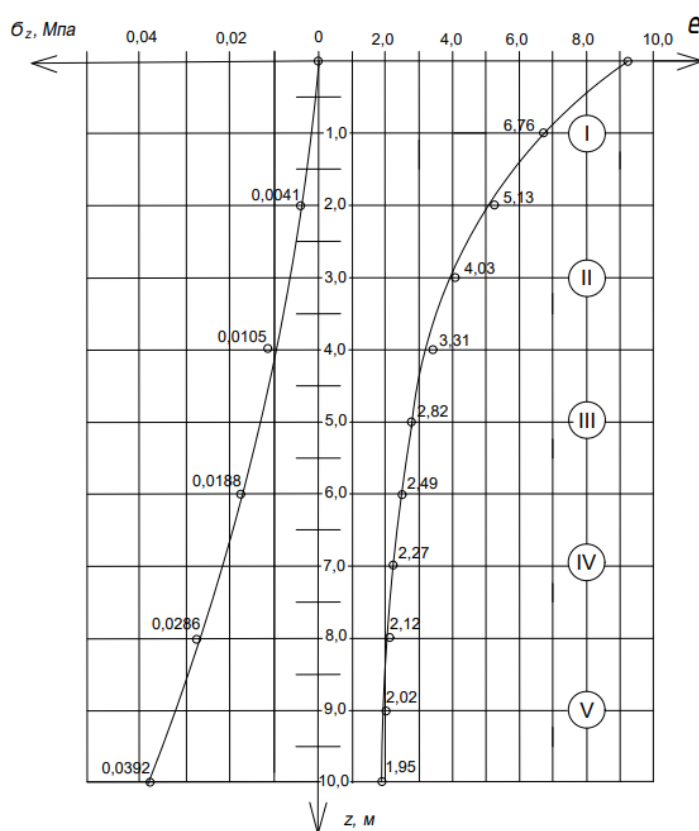


Рисунок 6.8. - Разбивка массива на расчетные области

Каждая из областей при этом будет характеризоваться своими значениями расчетных параметров, приведенных в таблице 6.4. Как видим, из приведенных данных, с увеличением глубины наблюдается уменьшение таких показателей как коэффициент фильтрации, пористость, коэффициенты сжимаемости и консолидации и т.д.

Рассчитанные значения параметров вводились в расчетную программу «FIKON» как для слоистого основания. Результаты расчетов приведены на рисунке 6.9 (кривая 1).

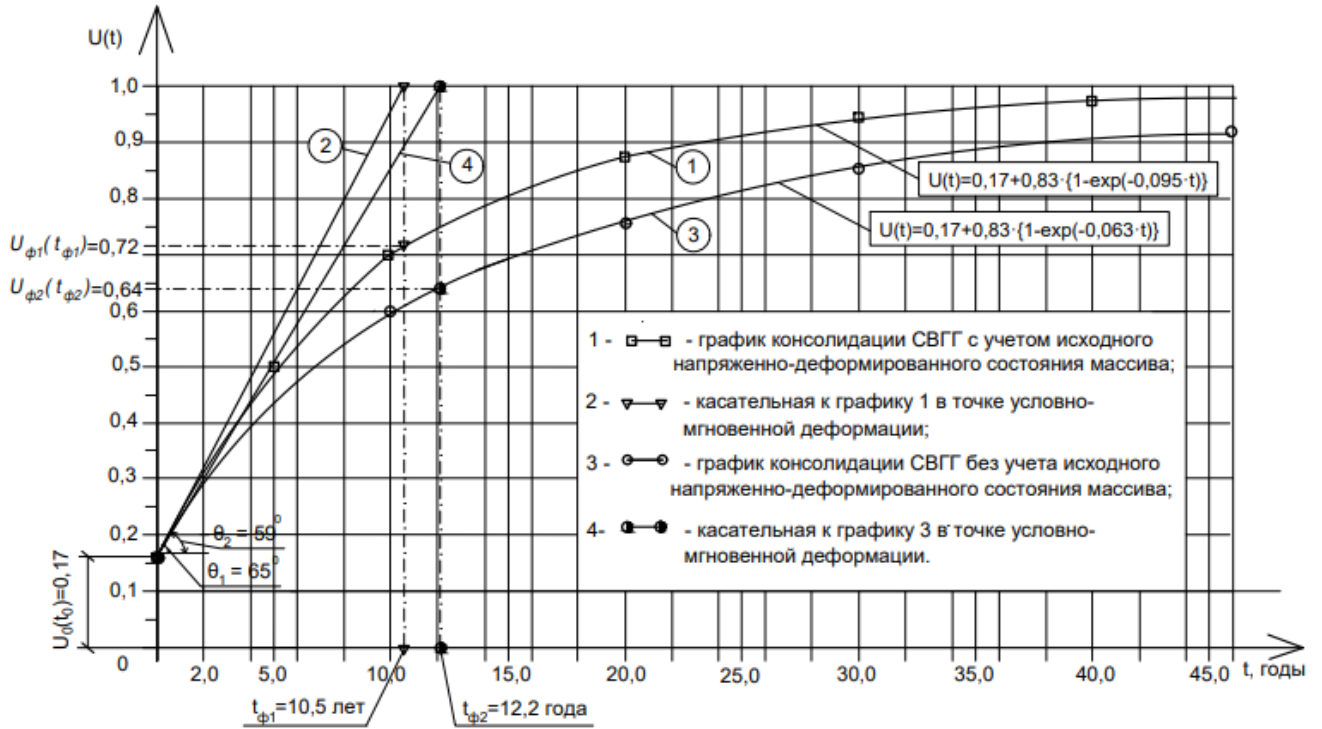


Рисунок 6.9. - Графики фильтрационной консолидации при учете (кривая 1) и без учета (кривая 3) исходного напряженно-деформированного состояния массива

Так, например, значение степени консолидации $U(t) = 0,9$. Для сравнения приведена кривая 2, полученная при расчете без учета изменения параметров исходного напряженно-деформированного состояния по глубине массива.

Как видим, учет исходного напряженно-деформированного состояния (ИНДС) ускоряет во времени процесс фильтрационной консолидации. Так, например, значение степени консолидации $U(t) = 0,9$ (90%) в случае учета ИНДС достигается через $t = 23$ года, а без учета ИНДС – через $t = 36$ лет.

Из рисунка 6.9 видно, что прогнозируемое время завершения фильтрационной консолидации исследованных водонасыщенных грунтов, при учете исходного напряженно-деформированного состояния, составило

Расчетные величины для определения деформации с учетом исходного напряженно-деформированного состояния

Величины	Начальное значение	Начальные значения в пределах расчетной области				
		<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>
		0,0 – 2,0 (м)	2,0 – 4,0 (м)	4,0 – 6,0 (м)	6,0 – 8,0 (м)	8,0 – 10,0 (м)
1	2	3	4	5	6	7
$e_0^{(i)}$	9,19	9,19	5,13	3,31	2,49	2,12
$b^{(i)}$	7,37	7,37	3,31	1,49	0,67	0,30
$k^{(i)}$ (м/час)	$2,91 \cdot 10^{-5}$	$2,91 \cdot 10^{-5}$	$2,52 \cdot 10^{-5}$	$2,00 \cdot 10^{-5}$	$1,49 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-5}$
n_i	0,902	0,902	0,837	0,768	0,713	0,679
m_{vi} (МПа ⁻¹)	97,17	97,17	46,39	22,92	10,82	5,14
a_{wi} (МПа ⁻¹)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$b_{0(i)}$	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
$A_{(i)}$	0,383	0,383	0,852	1,893	4,209	9,400
$B_{(i)}$	0,247	0,247	0,550	1,220	2,720	6,070
$C_{vi}^{(0)}$ (м ² /час)	$1,59 \cdot 10^{-4}$	$1,59 \cdot 10^{-4}$	$1,38 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$0,82 \cdot 10^{-4}$	$0,58 \cdot 10^{-4}$
$\Delta\sigma_z$ (МПа)	0,00	0,004	0,0064	0,0083	0,0099	0,0106

$t_{\text{фк}} = 10,5$ лет, в то время как при аналогичном расчете без учета исходного напряженно-деформированного состояния грунтов $t_{\text{фк}} = 12,2$ года.

6.5. Влияние учета уменьшающейся высоты массива водонасыщенных грунтов на процесс фильтрационной консолидации

Как отмечалось выше, под термином «фильтрационная консолидация» понимается консолидация грунтов вследствие оттока (фильтрации) поровой жидкости под действием внешней нагрузки, без учета реологических свойств грунта. При таком подходе к процессу консолидации грунта его условно можно разделить на 2 этапа: «первичную» и «вторичную консолидацию» (рисунок 6.10).

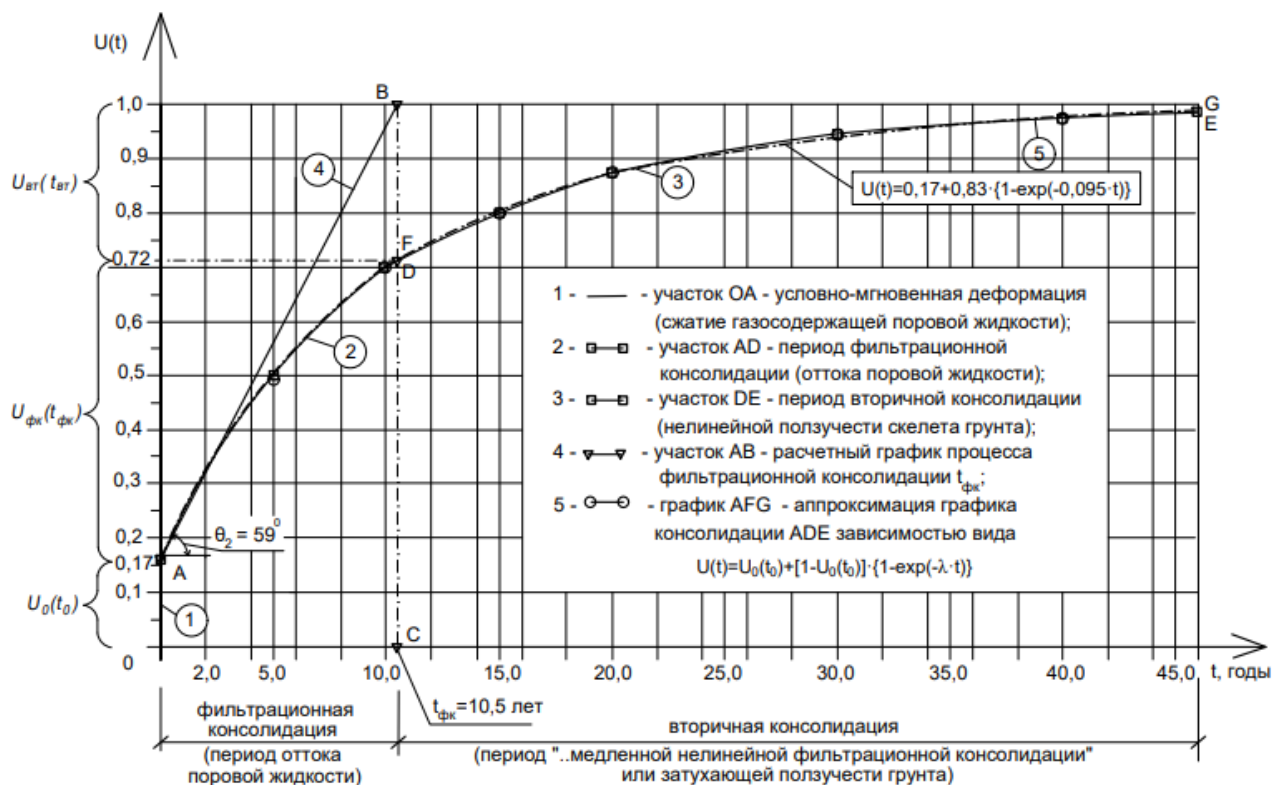


Рисунок 6.10. - Определение степени консолидации $U(t)$ водонасыщенного глинистого грунта на участках: а) OA - условно-мгновенной деформации; б) AD - фильтрационной консолидации; в) DE - вторичной консолидации

При этом время уплотнения грунта на первом этапе принимается зависящим только от процессов фильтрации отжимаемой воды, а на этапе «вторичной консолидации» определяется только свойствами ползучести скелета грунта.

Как показывают результаты исследований, в задаче консолидации при учете нелинейной деформируемости и переменной проницаемости с одновременным учетом деформирующейся во времени высоте массива водонасыщенного глинистого грунта наблюдается картина фильтрационной консолидации, отличающаяся от общепринятой. В частности, за счет уменьшения путей фильтрации поровой жидкости в массиве водонасыщенного грунта происходит ускорение процесса фильтрационной консолидации и время фильтрации поровой жидкости значительно ускоряется. При этом процесс вторичной консолидации начинается значительно раньше расчетного по теории фильтрационной консолидации. Последнее позволяет предположить, что процесс фильтрации поровой жидкости и процесс ползучести скелета грунта (вторичной консолидации) происходят в массиве параллельно и одновременно друг с другом.

При этом фильтрация поровой жидкости завершается значительно быстрее (участок AD). Дальнейшее уплотнение грунта происходит при затухающей ползучести скелета грунта (участок DE), обусловленной, согласно исследованиям Доброва Э.М. [84], «...медленной нелинейной фильтрационной консолидацией». Следовательно, участок DE можно оценить как участок, характеризуемый проявлением свойств ползучести скелета, что дает возможность получить на данном участке реологические показатели грунта, т.е. скорость ползучести и затухания ползучести в любой расчетный момент времени t .

В таком случае, кривую консолидации водонасыщенного глинистого грунта (кривая 4, рисунок 6.10) можно условно разделить на 3 участка (периода, фазы):

1) – участок OA – период уплотнения водонасыщенного глинистого грунта от условно-мгновенной деформации (сжимаемости поровой жидкости) $U_0(t_0)$;

2) – участок AD – период уплотнения грунта вследствие фильтрационной консолидации, вызванной оттоком поровой жидкости $U_{фк}(t_{фк})$;

3) – участок DE – период уплотнения грунта вследствие «...медленно протекающей нелинейной фильтрационной консолидации», что является проявлением вторичной консолидации, обусловленной затухающей ползучестью грунта $U_{вт}(t_{вт})$.

График изменения степени консолидации $U(t)$ грунта во времени аппроксимируем зависимостью вида (6.1):

$$U(t) = U_0(t_0) + [1 - U_0(t_0)] \cdot \{1 - \exp(-\lambda t)\},$$

что для графика на рисунке 6.10 будет равно:

$$U(t) = 0,17 + [1 - 0,17] \cdot \{1 - \exp(-0,095t)\}.$$

При этом процесс консолидации грунта будет из суммы 3-х участков (фаз) деформирования:

$$U(t) = U_0(t_0) + U_{фк}(t_{фк}) + U_{вт}(t_{вт}) \quad (6.7)$$

где $U(t)$ – степень консолидации в расчетный момент времени t ;

$U_0(t_0)$ – степень консолидации от условно - мгновенной деформации за счет сжатия газосодержащей поровой жидкости, равная $U_0(t_0) = 0,17$ (17%);

$U_{фк}(t_{фк})$ – степень консолидации в период фильтрационной консолидации за счет оттока поровой жидкости, равная $U_{фк}(t_{фк}) = (0,72 - 0,17) = 0,55$ (55%);

$U_{вт}(t_{вт})$ – степень консолидации за счет «...медленной нелинейной

фильтрационной консолидации» или вторичной консолидации, равная

$$U_{\text{вт}}(t_{\text{вт}}) = (1,00 - 0,72) = 0,28 \text{ (28\%)}.$$

Последовательность определения степени консолидации $U(t)$ в процессе консолидации водонасыщенного глинистого грунта будет состоять из:

1) – определения степени консолидации от условно-мгновенной деформации $U_0(t_0)$ (участок ОА);

2) - определения степени консолидации в период фильтрационной консолидации за счет оттока поровой жидкости - $U_{\text{фк}}(t_{\text{фк}})$. При этом время завершения фильтрационной консолидации ($t_{\text{фк}}$) согласно (6.4), будет равно

$$t_{\text{фк}} = 1/\lambda = 1/0,095 = 10,5 \text{ лет}$$

Степень консолидации в период фильтрационной консолидации $U_{\text{фк}}(t_{\text{фк}})$ определится по зависимости (6.1) в виде:

$$U_{\text{фк}}(t_{\text{фк}}) = U_0(t_0) + [1 - U_0(t_0)] \cdot \{1 - \exp(-\lambda t_1)\} \quad (6.8)$$

где t_1 – текущее прогнозируемое время, принимаемое равным

$$0 < t_1 \leq t_{\text{фк}} \quad (6.9)$$

3) Расчет степени консолидации в период вторичной консолидации

$U_{\text{вт}}(t_{\text{вт}})$ определится по зависимости (6.8) в виде:

$$U_{\text{вт}}(t_{\text{вт}}) = U_0(t_0) + [1 - U_0(t_0)] \cdot \{1 - \exp(-\lambda t_2)\} \quad (6.10)$$

где t_2 – текущее прогнозируемое время, принимаемое в пределах

$$t_{\text{фк}} < t_2 \leq t_{\text{вт}} \quad (6.11)$$

а $t_{\text{вт}}$ - время протекания вторичной консолидации.

Из рисунка 6.10 при проведении из точки В на график фильтрационной консолидации, получим точку D, соответствующую степени уплотнения грунта после оттока поровой жидкости (завершенной фильтрационной консолидации) $U_{\text{фк}}(t_{\text{фк}}) = 0,72$ (72%).

Дальнейший процесс консолидации грунта (участок DE), будет происходить за счет «...медленной нелинейной фильтрационной консолидации» или затухающей ползучести скелета грунта. Участок DE, характеризуемый периодом вторичной консолидации грунта оставит $U_{\text{вт}}(t_{\text{вт}}) = (1,00 - 0,72) = 0,28$ (или 28%).

6.5.1. Механическая модель консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта

Полученные результаты и кривая консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта при учете деформирующейся во времени высоте массива наиболее полно может быть представлена посредством механической модели, аналогичной модели Р. Гибсона и К. Ло.

В реологической модели Р. Гибсона и К. Ло скелет грунта отображается моделью Хоэнмзера - Прагера. Отметим, что данная модель водонасыщенного грунта соответствует теории консолидации грунтов В. А. Флорина. Механическая модель Р. Гибсона - К. Ло, о которой упоминается в [48], в несколько видоизмененном варианте представлена на рисунке 6.11.

В процессе консолидации рассматриваемая модель работает следующим образом.

Усилие при приложении внешней нагрузки (σ), первоначально воспринимается упругим элементом H_0 , моделирующим газосодержащую

поровую жидкость и вызывающим условно-мгновенную деформацию грунта (участок OA на рисунке 6.11).



Рисунок 6.11. - Механическая модель консолидации водонасыщенного глинистого грунта; H_0, H_1, H_2 - упругие элементы Гука, N_1, N_2 - вязкие элементы Ньютона (размеры элементов приведены условно согласно их влиянию на фазу консолидации)

В последующем, при $t \leq t_{фк}$, эффективное напряжение (σ_z) передается на упругий H_1 и вязкий N_1 элементы. В это время консолидация грунта происходит в основном за счет оттока поровой жидкости (фильтрационной консолидации), имитируемого упругим элементом H_1 , и частично за счет остаточных деформаций, моделируемых вязким элементом N_1 . Эта фаза консолидации соответствует участку AD на рисунке 6.10. Внесение во 2-ю фазу консолидации наряду с упругим гуковским элементом H_1 и вязкого ньютоновского элемента N_1 объясняется тем, что при любой приложенной нагрузке (включая малые значения действующих нагрузок) к водонасыщенным глинистым грунтам и последующей разгрузке (в режиме «загрузка- разгрузка») наблюдаются остаточные деформации.

Окончание 2-й фазы консолидации, характеризуется завершением оттока поровой жидкости в грунте $t_{фк}$. В последующем, при $t > t_{фк}$, в связи с

завершением оттока поровой жидкости, роль фильтрационных процессов (элемента N_2) уменьшается и постепенно возрастают свойств ползучести грунта (элемента N_2), что говорит о переходе уплотнения в фазу вторичной консолидации. Этому периоду консолидации соответствует участок DE который можно считать фазой, согласно Доброву Э.М. [84], «...медленной нелинейной фильтрационной консолидации» или вторичной консолидации грунта.

6.5.2. Определение осадки насыпной земляной плотины, возводимой на слое слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Рассмотрим пример расчета деформации насыпной земляной плотины, возведенной на слое слабых водонасыщенных грунтах мощностью (рисунок 6.12).

Высота земляной плотины равна $h_{пл} = 9000$ мм, а мощность водонасыщенного глинистого грунта принята равной $H=10000$ мм. Значения деформации определим для 2-х точек: под точкой i на откосе и под гребнем плотины. Значения деформации в процессе фильтрационной консолидации с учетом исходного напряженно-деформированного состояния, будут определяться по зависимости (4.145), имеющей в данном примере вид:

$$S_{фki}^0 = [1 - \exp(-a_1 \sum \sigma_i)] \cdot \left\{ H - \frac{1}{a} \ln \left(\frac{1+A_0 \exp(aH)}{1+A_0} \right) \right\} \quad (6.12)$$

где $S_{фki}^0$ – значение осадки в рассматриваемой точке,

$\sum \sigma_i$ – сумма нагрузок от веса плотины в рассматриваемой точке i ,

H – мощность глинистых грунтов под основанием плотины.

Величины действующих нагрузок от собственного веса тела плотины $\sum \sigma_i$ в рассматриваемых точках составят:

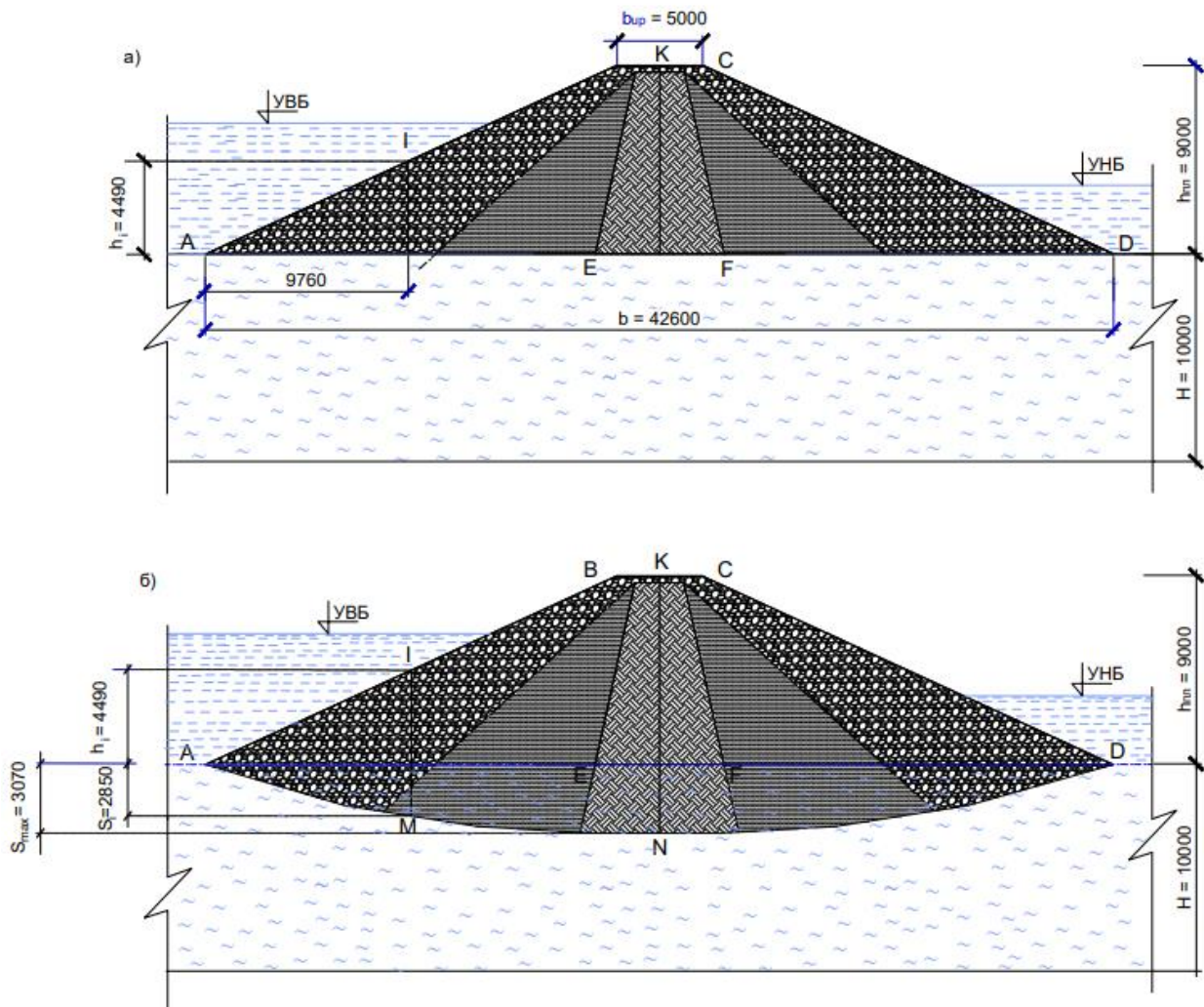


Рисунок 6.12. - Результаты расчета эксплуатационных осадок («осадочной мульды») насыпной земляной плотины: а) – размеры плотины, б) – значения осадок расчетных точек плотины, $h_{пл}$ – высота плотины, H – мощность слабого водонасыщенного глинистого основания, $b_{кр}$ – ширина плотины по гребню, b – ширина подошвы плотины, h_i – высота точки i по откосу плотины, S_i – величина осадки в расчетной точке i , S_{max} – максимальная осадка по центру плотины

а) – под точкой i на откосе плотины:

$$\sum \sigma_i = 1,45 \times 4,5 \text{ м} = 6,525 \text{ т/м}^2 = 0,06 \text{ Мпа};$$

б) - под гребнем плотины:

$$\sum \sigma_i = 1,66 \times 9,0 \text{ м} = 15,0 \text{ т/м}^2 = 0,15 \text{ МПа};$$

Значения параметров A_0 , определяются по зависимостям (4.93), имеющим вид:

$$A_0 = (1 + e_0 - b) / b$$

Подставляя ранее полученные показатели грунтов (см. раздел 6.3.1):
 $e_0 = 5,88$; $b = 5,03$; $a = 0,366 \text{ м}^{-1}$; $a_1 = 15,62 \text{ МПа}^{-1}$; $A_0 = 0,368$; $H = 10 \text{ м}$,
 получим значения осадок плотины в период фильтрационной консолидации равными:

а) - в точке I:

$$\begin{aligned} S_{\text{фк}i}^0 &= [1 - \exp(-15,62 \cdot 0,06)] \cdot \left\{ 10,0 - \frac{1}{0,366} \cdot \ln \left(\frac{1 + 0,368 \exp(0,366 \cdot 10,0)}{1 + 0,368} \right) \right\} = \\ &= (1 - 0,392) \cdot (10,0 - 2,732 \cdot \ln \left(\frac{15,30}{1,368} \right)) = 0,608 \cdot 3,404 = 2,06 \text{ м}; \end{aligned}$$

б) - под гребнем плотины:

$$\begin{aligned} S_{\text{фк(max)}}^0 &= [1 - \exp(-15,62 \cdot 0,15)] \cdot \left\{ 10,0 - \frac{1}{0,366} \cdot \ln \left(\frac{1 + 0,368 \exp(0,366 \cdot 10,0)}{1 + 0,368} \right) \right\} = \\ &= (1 - 0,096) \cdot (10,0 - 2,732 \cdot \ln \left(\frac{15,30}{1,368} \right)) = 0,904 \cdot 3,404 = 3,07 \text{ м}. \end{aligned}$$

При расчете осадки для других точек, расположенных на откосе плотины, расчет проводится по аналогичной методике (рисунок 6.13).

Численные значение осадки $S(t)$ в расчетные моменты фильтрационной консолидации определяются по зависимости:

$$S(t) = S_{\text{фк}}^0 \cdot U(t) \quad (6.13)$$

Значения осадок ($S_{\text{фк}i}^0$), согласно (6.7) и рисунка 6.13 будет равно:

$$S_{\text{фк}}^0 = S_0(t_0) + S_{\text{фк}}(t_{\text{фк}}) + S_{\text{вт}}(t_{\text{вт}}) \quad (6.14)$$

где $S_0(t_0)$ – величина деформации в период условно-мгновенной

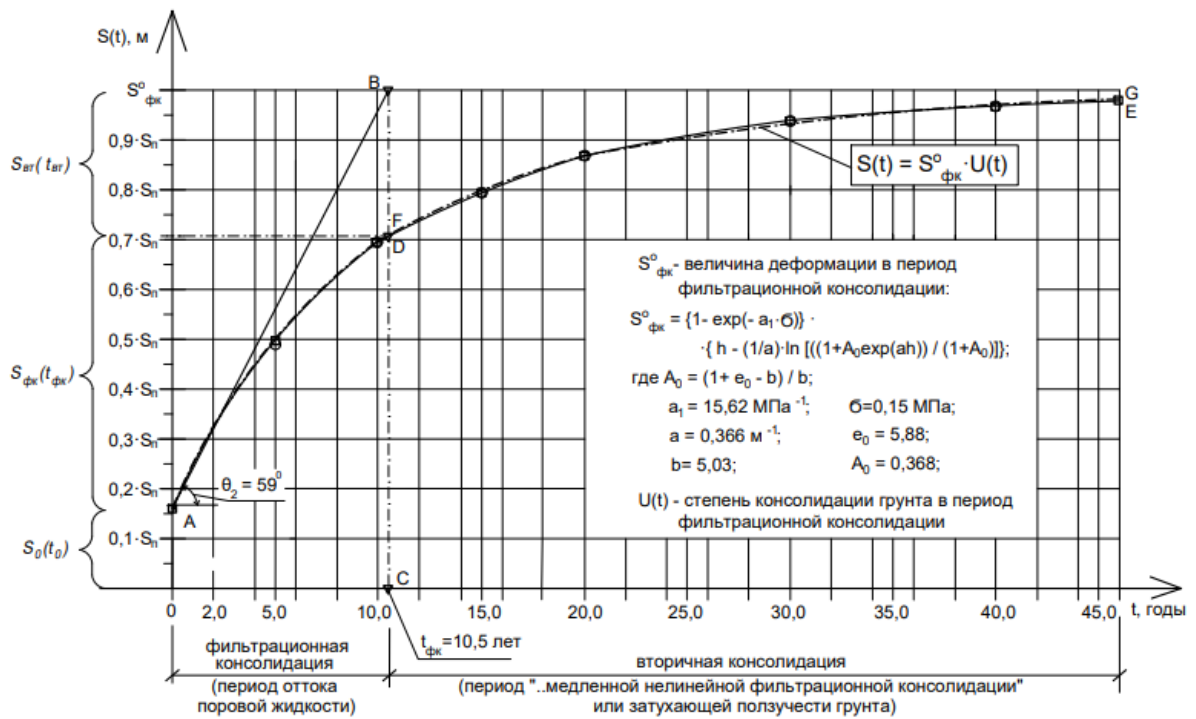


Рисунок 6.13. - Определение величины осадки) $S(t)$ массива на участках: а) OA - условно-мгновенной деформации, б) AD – фильтрационной и в) DE –вторичной консолидации слабо водонасыщенного глинистого грунта

консолидации, равная

$$S_0(t_0) = S_{\text{фк}}^0 \cdot U_0(t_0) = 3,07 \text{ м} \cdot 0,17 = 0,52 \text{ м};$$

где $S_{\text{фк}}(t_{\text{фк}})$ – величина деформации в период фильтрационной консолидации, равная

$$S_{\text{фк}}(t_{\text{фк}}) = S_{\text{фк}}^0 \cdot U_{\text{фк}}(t_{\text{фк}}) = 3,07 \text{ м} \cdot 0,55 = 1,69 \text{ м};$$

а $S_{\text{вт}}(t_{\text{вт}})$ – величина деформации в период вторичной консолидации, равная

$$S_{\text{вт}}(t_{\text{вт}}) = S_{\text{фк}}^0 \cdot U_{\text{вт}}(t_{\text{вт}}) = 3,07 \text{ м} \cdot 0,28 = 0,86 \text{ м}.$$

6.5.3. Определение реологических параметров слабых водонасыщенных глинистых грунтов в процессе вторичной консолидации

Анализ механической модели, представленной на рисунке 6.11 показывает, что в водонасыщенном глинистом грунте явления ползучести присутствуют на протяжении всего процесса консолидации за исключением фазы условно-мгновенной деформации, характеризуемой сжимаемостью поровой жидкости.

Таким образом, процесс уплотнения можно условно разделить на периоды: 1) - условно-мгновенной, 2) - фильтрационной и 3) - вторичной консолидации.

Характеризуя данные периоды отметим, что при первичной консолидации (участок AD) наблюдается падение порового давления, связанное с вытеканием из массива соответствующего объема поровой жидкости и постепенным возрастанием роли деформаций ползучести грунта. В период фильтрационной консолидации, ввиду движения поровой жидкости свойства ползучести грунта не проявляются в достаточной мере. Это подтверждается испытаниями образцов в режиме «компрессия - декомпрессия», когда в любой момент загрузки и последующей разгрузке проявляются как упругие (восстанавливающиеся) так и остаточные деформации грунтов.

Как известно, к реологическим показателям грунтов относят:

- а) – скорость ползучести грунта (δ_i);
- б) - затухание ползучести грунта ($\Delta\delta_{t_i}^{\ddot{}}$) в расчетные периоды времени (t_i).

Значения деформации грунтов $S(t)$ в расчетные моменты времени (t_i) определяются зависимостью (6.13):

$$S(t) = S_{\text{фк}}^0 \cdot U(t)$$

где значения степени уплотнения $U(t)$ согласно (6.1) имеет вид

$$U(t) = U_0(t_0) + [1 - U_0(t_0)] \cdot \{1 - \exp(-\lambda t)\}$$

Подставив значения и продифференцировав зависимость $S(t)$ по времени t , получим величину **скорости ползучести грунта** ($\dot{\delta}_i$) в период вторичной консолидации (при $t_i \geq t_{\text{фк}}$):

$$\dot{\delta}_i = \frac{\partial S(t)}{\partial t} = S_{\text{фк}}^0 \cdot \lambda \cdot [1 - U_0(t_0)] \cdot \exp(-\lambda t_i) \quad (6.15)$$

В качестве примера, приняв значение времени равным, например, $t_1 = 11$ лет, имеем **величину скорости ползучести** ($\dot{\delta}_1$) равной

$$\begin{aligned} \dot{\delta}_1 &= 3,07 \cdot 0,095 \cdot 0,83 \cdot \exp(-0,095 \cdot 11) = 0,29165 \cdot 0,2919 = \\ &= 0,08513 \frac{\text{м}}{\text{год}} = 8,513 \frac{\text{см}}{\text{год}} \end{aligned}$$

Приняв значение времени равным, например, $t_2 = 20$ лет, **величина скорости ползучести** ($\dot{\delta}_2$) соответственно составит

$$\begin{aligned} \dot{\delta}_2 &= 3,07 \cdot 0,095 \cdot 0,83 \cdot \exp(-0,095 \cdot 20) = 0,29165 \cdot 0,12414 = \\ &= 0,03621 \frac{\text{м}}{\text{год}} = 3,621 \frac{\text{см}}{\text{год}} \end{aligned}$$

Из полученных значений видно, что значения скорости ползучести грунта в течении вторичной консолидации уменьшаются во времени.

Значение величины **затухания ползучести** ($\ddot{\delta}_{t_i}$) при ($t_i \geq t_{\text{фк}}$), определится как вторая производная по времени от значения $S(t)$:

$$\ddot{\delta}_{t_i} = \frac{\partial^2 S(t)}{\partial t^2} = S_{\text{фк}}^0 \cdot \lambda^2 \cdot [1 - U_0(t_0)] \cdot \exp(-\lambda t_i) \quad (6.16)$$

Тогда значения величины **затухания ползучести** (δ_{11}) составят:

a) - через $t = 11$ лет:

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= -3,07 \cdot (0,095)^2 \cdot 0,83 \cdot \exp(-0,095 \cdot 11) = \\ &= -0,02771 \cdot 0,2919 = -8,0887 \cdot 10^{-3} \text{ м/год}^2 = -0,81 \text{ см/год}^2,\end{aligned}$$

б) - через $t = 20$ лет:

$$\begin{aligned}\delta_{20} &= -3,07 \cdot (0,095)^2 \cdot 0,83 \cdot \exp(-0,095 \cdot 20) = \\ &= -0,02771 \cdot 0,1241 = -3,4400 \cdot 10^{-3} \text{ м/год}^2 = -0,34 \text{ см/год}^2\end{aligned}$$

Из полученных значений затухания ползучести (δ_{11}) видно, что в период вторичной консолидации затухание ползучести (δ_{t_i}), возрастает от времени, т.е. $\delta_{20} > \delta_{11}$.

Как показывают исследования, длительность протекания процесса вторичной консолидации прямо пропорционально количеству глинистых частиц в грунте. Это подтверждается графиками на рисунке 6.14 а, заимствованными из книги д.т.н., проф. Флорина В.А. [328] (названия грунтов на рисунке приведены согласно источнику).

Выполним дополнительные построения к графикам уплотнения грунтов, как показано на рис. 6.14 б, т.е. проведем касательные в точках их условно-мгновенной деформации. При этом получим различное время окончания процесса фильтрационной консолидации $t_{фк}$ для каждого из грунтов.

Как видно из рисунка 6.14 б, с возрастанием в грунте количества глинистых частиц, продолжительность фильтрационной консолидации ($t_{фк1} > t_{фк2} > t_{фк3} > t_{фк4}$) возрастает и более длительнее протекают деформации в период вторичной консолидации. Согласно рисунка 6.14 б, время окончания фильтрационной консолидации для грунтов составили соответственно для: 1) - глины - $t_{фк1} = 7$ час., 2) - суглинка - $t_{фк2} = 2,2$ час., 3) - супеси - $t_{фк3} = 1,1$ час., 4) - песка - $t_{фк4} = 0,01$ час., т.е. практически сразу после приложения нагрузки.

Значения степеней уплотнения ($U_{фки}$) для рассматриваемых грунтов при

завершенной фильтрационной консолидации составят для: а) - глины - $U_{фк1} = 0,53$; б) - суглинка - $U_{фк2} = 0,78$; в) - супеси - $U_{фк3} = 0,92$; г) - песка - $U_{фк4} = 0,98$.

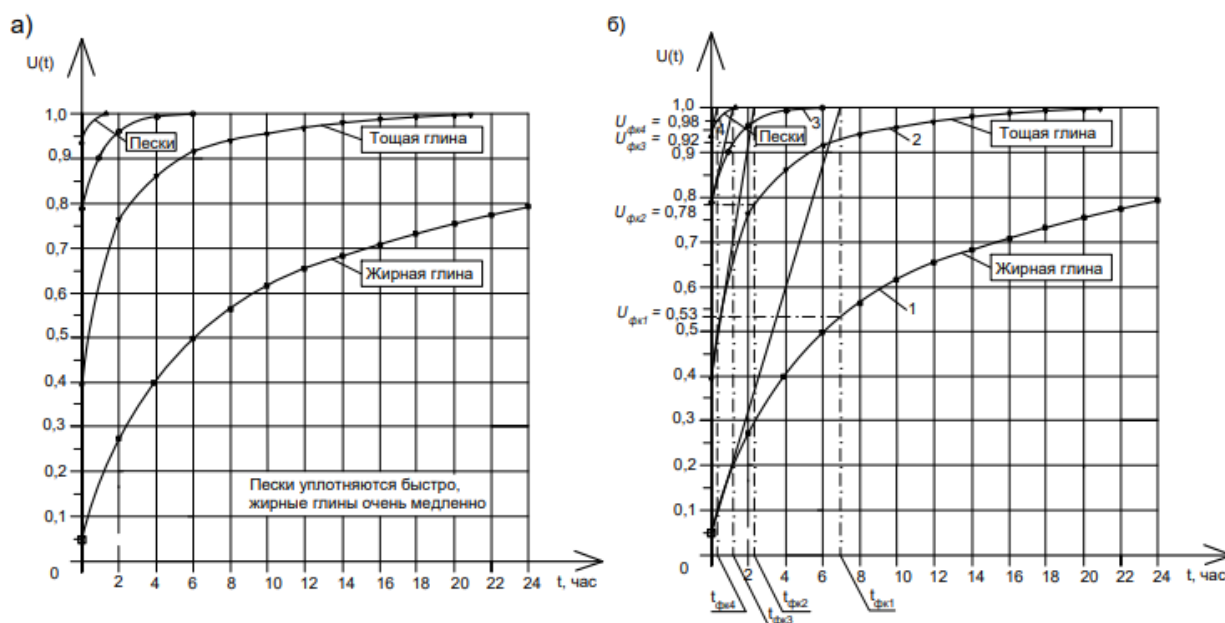


Рисунок 6.14. - Длительность периода вторичной консолидации в различных образцах грунтов: а) -заимствовано из. [328]: жирной глины (глины); 2 – тощей глины (суглинка); 3 - супеси; 4 – песка, ($U_{фк1}$, $U_{фк2}$, $U_{фк3}$, $U_{фк4}$ – степени уплотнения при завершенной фильтрационной консолидации образцов грунта; $t_{фк1}$, $t_{фк2}$, $t_{фк3}$, $t_{фк4}$ – время завершения фильтрационной консолидации)

Возможность определения реологических параметров слабых водонасыщенных глинистых грунтов по графикам консолидации можно объяснить следующим:

1) - в рассматриваемой задаче нелинейной консолидации используются показатели грунтов в исходном напряженно-деформируемом состоянии, сложившееся на протяжении длительного времени, в течении которого, под действием сил гравитации, проявлялись реологические свойства (ползучесть твердых частиц) грунтов, что отражается на графике природной компрессии;

2) - в рассматриваемой задаче нелинейной консолидации вместо осреднённых значений деформируемости и проницаемости грунтов принимались их переменные значения при различных действующих нагрузках.

Использование в расчете данных графика природной компрессии подразумевает учет проявившихся в течении длительного времени свойств ползучести грунта;

3) – в известных решениях задачи фильтрационной консолидации грунтов высота слоя принимается постоянной во времени, что не соответствует реальности.

Слабые водонасыщенные глинистые грунты в процессе консолидации проявляют значительные деформации (рисунки 3.1 и 3.2), следовательно, учет фактора изменяющейся высоты массива во времени является весьма важным;

4) – при консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов процессы фильтрационной и вторичной консолидации или согласно [84]: «...медленной нелинейной фильтрационной консолидации» происходят одновременно, но с преобладающей ролью фильтрационных процессов в начальный период и постепенным возрастанием свойств ползучести в последующем.

6.5.4. Определение продолжительности процесса консолидации массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Рассмотрим определение продолжительности процесса консолидации исследованных грунтов. На рисунке 6.9 приведены графики консолидации в слабого водонасыщенного глинистого грунта с учетом (кривая 1) и без учета (кривая 2) исходного напряженно-деформированного состояния массива. Определим для данных графиков продолжительность процесса консолидации. Для определения времени завершения консолидации воспользуемся зависимостью (6.1) в виде

$$U_{\text{п}}(t_{\text{п}}) = U_0(t_0) + [1 - U_0(t_0)]\{1 - \exp(-\lambda T_{\text{п}})\} \quad (6.17)$$

где $U_{\Pi}(t_{\Pi})$ – предельное значение степени коонсолидации;

T_{Π} – продолжительность процесса консолидации до достижения предельного значения степени консолидации $U_{\Pi}(t_{\Pi})$.

Из зависимости (6.17) можно определить продолжительность процесса консолидации (T_{Π}), до достижения предельного значения степени консолидации

$$T_{\Pi} = \frac{\ln \left[\frac{(1-U_{\Pi}(t_{\Pi}))}{(1-U_0(t_0))} \right]}{-\lambda} \quad (6.18)$$

где $U_{\Pi}(t_{\Pi})$ – условно – предельное значение степени консолидации, ввиду особенности логарифмической функции, принимаемое $U_{\Pi}(t_{\Pi}) < 1$.

Приняв предельное значение степени консолидации равным, например, $U_{\Pi}(t_{\Pi}) = 0,999$ и подставив в (6.18), с учетом графиков на рисунке 6.9, получим:

1) – для консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта с учетом исходного напряженно-деформированного состояния массива (график 1):

$$T_{\Pi} = \frac{\ln \left[\frac{(1-U_{\Pi}(t_{\Pi}))}{(1-U_0(t_0))} \right]}{-\lambda} = \frac{\ln \left[\frac{(0,001)}{(1-0,17)} \right]}{-0,095} = \frac{\ln 0,0012}{-0,095} = \frac{-6,721}{-0,095} = 70,75 \text{ лет}$$

2) – для консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта без учета исходного напряженно-деформированного состояния массива (график 2):

$$T_{\Pi} = \frac{\ln \left[\frac{(1-U_{\Pi}(t_{\Pi}))}{(1-U_0(t_0))} \right]}{-\lambda} = \frac{\ln \left[\frac{(0,001)}{(1-0,17)} \right]}{-0,063} = \frac{\ln 0,0012}{-0,063} = \frac{-6,725}{-0,063} = 106,75 \text{ лет}$$

Результаты исследований показывают, что учет исходного напряженно-деформируемого состояния является существенным фактором при прогнозе процесса консолидации. Некоторые из результатов расчета, полученных на основе разработанных теоретических исследований представлены в таблице 6.5.

Таблица 6.5

Результаты расчетов по данным теоретических исследований

Наименование показателя	Обознач. показателя	На дневной поверхности (состояние II)	В массиве на глубине отбора (состояние I)	Расчетная зависимость
2	3	4	5	6
Коэффициент пористости	e	$e^{II} = 1,50$	$e^I = 1,46$	(4.84)
Изменение коэффициента пористости	Δe	+0,04		(4.20)
Радиус пузырьков заземленного газа	r	$r^{II} = 12$ мкм	$r^I = 9,32$ мкм	(4.48) (4.71)
Высота капиллярного поднятия поровой жидкости	$h_{\text{кап}}$		при $z = 5,20$ м $h_{\text{кап}} = 1,59$ м	(4.77)
Степень влажности	S_r	$S_r^{II} = 0,970$	$S_r^I = 0,998$	(4.83)
Осадка насыпной земляной плотины (по гребню) в процессе консолидации, в том числе: а) - условно-мгновенная б) - в период фильтрационной консолидации в) - в период вторичной консолидации	$S_{\text{ф}}$ $S_{\text{о}}$ $S_{\text{фк}}$ $S_{\text{вт}}$		3,07 м 0,52 м 1,69 м 0,86 м	(6.14)
Скорость ползучести (δ'): а) - через 11 лет б) - через 20 лет	δ'_{11} δ'_{20}		8,51 см/год 3,62 см/год	(6.15)
Затухание ползучести (δ''): а) - через 11 лет б) - через 20 лет	δ''_{11} δ''_{20}		-0,81 см/год ² -0,34 см/год ²	(6.16)

Выводы по главе 6

Полученные результаты по практическому применению предлагаемой теории консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов позволяют сделать следующие выводы:

1) С увеличением глубины отбора грунта наблюдается уменьшение радиусов пузырьков заземленного газа r^I и увеличивается степень влажности образца грунта S_r^I , что является следствием возрастающих общих и эффективных напряжений по глубине массива.

2. Параметрами, наиболее существенно влияющими на объемные деформации разуплотнения при отборе образцов грунта, являются модуль упругости скелета и поровой жидкости, а также физико-механические показатели грунтов на дневной поверхности.

3. Результаты вычислений, показывают, что для слабых водонасыщенных глинистых грунтов, использование данных исходного (природного) напряженно-деформированного состояния позволяет, в случае нормально уплотненных грунтов в массиве, оценивать количественную величину деформации, произошедшей в период вторичной консолидации и дать прогноз времени протекания вторичной консолидации.

4. Учет исходного напряженно-деформированного состояния массива и параметров нелинейной деформируемости и проницаемости грунтов дает качественно отличающиеся от известных решений значения прогнозируемой полной деформации грунта.

5. Дополнительный учет параметров исходного напряженно-деформированного состояния грунтов ускоряет в целом время протекания процесса консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

6. Учет в расчетах деформирующейся (уменьшающейся) высоты массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов показал, что время завершения фильтрационной консолидации ускоряется и происходит значительно раньше, чем по известным решениям (при постоянной высоте массива). Данный эффект связан, на наш взгляд, с уменьшением путей фильтрации поровой жидкости.

7. В рассмотренном нами случае время падения порового давления (фильтрации свободной поровой жидкости) в массиве грунта уменьшилось почти в 5 раз, и составило 10,5 лет.

8. В водонасыщенном глинистом грунте процесс фильтрационной консолидации постепенно переходит в затухающую ползучесть грунта. На участке затухающей ползучести графика консолидации можно определить реологические параметры (скорость ползучести ($\dot{\delta}_i$) и затухание ползучести ($\ddot{\delta}_{t_i}$)) грунтов в рассматриваемые моменты времени (t_i).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Современное состояние исследований деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных глинистых грунтов

В главе 1 рассматриваются современное состояние вопросов консолидации глинистых грунтов. Приводится определение слабых водонасыщенных глинистых грунтов, пути их формирования, их состава и свойств. Отмечается роль советских ученых (Абелева Ю.М, Горьковой И.М., Денисова Н.Я., Маслова Н.Н., Цытовича Н.А., Флорина В.А., Абелева М.Ю., Зарецкого Ю.К., Тер-Мартirosяна З.Г. и др.) и других ученых (Терцаги К., Пек Р., Био М. и др.) в формировании школы грунтоведения и механики грунтов.

Рассмотрены существующие теории консолидации водонасыщенных глинистых грунтов. Отмечается роль модели Терцаги К. в понимании механизма консолидации водонасыщенных грунтов. Рассмотрена пространственная задача фильтрационной консолидации, названная моделью «объемных сил» Био - Флорина и развитая в последующем Зарецким Ю.К.

Рассмотрены теории консолидации, учитывающие реологические свойства грунтов. Отмечаются работы Флорина В.А., обобщающие компрессионную зависимость в форме интегрального соотношения, характерного для линейной теории наследственной ползучести Маслова Г.Н. - Арутюняна Н.Х.

Дальнейшее развитие данной задачи с учетом сжимаемости поровой жидкости, учетом старения и переменных напоров на границе сжимаемого слоя получены Тер-Мартirosяном З.Г. Учет ползучести скелета грунта рассмотрен в трудах Зарецкого Ю.К. Отмечаются заслуги ученых Вялова С.С., Ломизе Г.М., Крыжановского А.Л. Гольдштейна М.Н. и др. Фильтрационные параметры слабых водонасыщенных грунтов исследовались в трудах Флорина В.А., Павловского Н.Н, Роза А.С., Булычева В.Г, Веригина Н.Н., Горбунова Б.П.,

Бойченко П.А. и др.

Приведена информация о теоретических исследованиях напряженного состояния оснований природного сложения. Отмечаются исследования Терцаги К., Герсеванова Н.М., Цытовича Н.А., Малышева М.В., Маслова Н.Н., Флорина В.А., Клейна Г.К., Зарецкого Ю.К., Вялова С.С., Тер-Мартirosяна З.Г. и др.

Отмечается, что в Республике Таджикистан за последние десятилетия (40-50 лет) наблюдается подтопления обширных территорий, сложенных в основном лессовыми просадочными грунтами различной мощности. Установлено, что основными причинами обводнения лессовых толщ являются природные и техногенные факторы, которые способствуют ухудшению прочностных и деформационных показателей грунтов. В тоже время, вопросы исследования изменения свойств и особенности строительства зданий сооружений в условиях подъема УГВ, обводнения и водонасыщения более 80...90 % толщи лессовых просадочных грунтов H_s ($0,8...0,9 H_s$), в литературе освещены недостаточно полно. Все это требует совершенствования методики расчетов деформаций на данных грунтах, и учета многочисленных факторов, влияющих на конечную деформацию СВЛГ, одним из которых является исходное напряженно-деформированное состояние массива слабых водонасыщенных лессовых грунтов. Учет последнего в строительстве практически не используется. Связано это со сложностью определения параметров грунта в исходном состоянии и их изменений в связи с перемещением его на дневную поверхность. В свою очередь, знание параметров грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии (ИНДС) позволяет более объективно подходить к вопросу формирования массивов слабых водонасыщенных глинистых грунтов и прогнозировать деформации грунтов при воздействии внешних нагрузок.

В главе сформулированы задачи диссертационных исследований.

2. Объекты и методы лабораторных исследований слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Глава 2 посвящена рассмотрению вопросов проведения экспериментальных исследований, подготовке приборов и оборудования, а также рассмотрению методики определения деформационных и фильтрационных свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов [251-А, 255-А, 320-А].

В главе приведены задачи исследований, а также приведены описания приборов и оборудования, использовавшихся автором при проведении экспериментальных исследований. Исследование вопросов консолидации слабых водонасыщенных илистых грунтов (СВИГ), требующих включения в расчеты параметров верхних (приповерхностных) слоев и оценки исходного напряженно-деформированного состояния массива, позволило автору, совместно д.т.н. профессором Тер-Мартirosьяном З.Г. (МГСУ, Российская Федерация) и к.т.н. доц. Погосьяном Р.Г. (МГСУ, Российская Федерация), разработать, изготовить и внедрить в процесс изысканий конструкцию грунтоотборника для отбора проб слабых водонасыщенных глинистых грунтов, подтвержденный авторским свидетельством (патентом) на изобретение [310].

В главе рассматривается конструкция и принцип его работы грунтоотборника, разработанного при непосредственном участии автора. Рассмотрены конструкции компрессионных приборов (одометров), включая конструкцию одометра площадью образца $A=100 \text{ см}^2$, сконструированного в комплекте к грунтоотборнику, а также приборов трехосного сжатия (стабилметров), использовавшихся при проведении лабораторных исследований. В главе рассмотрены конструкции датчиков для измерения величины порового давления компенсационного и аэрогидростатического (капиллярного) типов, использовавшихся при проведении компрессионных исследований.

В данной главе приведены таблицы физико-механических свойств исследованных глинистых грунтов. В работе исследовались слабые водонасыщенные глинистые грунты, представленные слабыми водонасыщенными илистыми грунтами (СВИГ) Днепро-Бугского лимана (Украина) и слабые водонасыщенные лессовые грунты (СВЛГ) на территории Хатлонской области Республика Таджикистан.

Сформулирована цель экспериментальных исследований и последовательность проведения экспериментов. Рассмотрены вопросы тарировки приборов и оборудования при проведении экспериментальных исследований.

3. Результаты лабораторных исследований слабых водонасыщенных глинистых грунтов

Глава 3 посвящена результатам экспериментальных исследований слабых водонасыщенных глинистых грунтов [235-А, 253-А].

Экспериментальные исследования грунтов показали, что деформируемость водонасыщенных грунтов зависит от глубины отбора и уменьшается по мере увеличения глубины отбора грунта, что говорит о произошедшем природном уплотнении грунтов в массиве под весом вышележащих слоев [235].

Измерение порового давления при проведении компрессионных испытаний показало, что приложенная нагрузка вызывает увеличение порового давления в момент приложения нагрузки, которое постепенно падает до нулевого значения, что связано с завершением первой фазы – фазы фильтрационной консолидации [235-А]. В дальнейшем, увеличение деформации грунта происходит во второй фазе – фазе вторичной консолидации (фазе «...медленной нелинейной фильтрационной консолидации» или затухающей ползучести скелета грунта). Полученные результаты проведенных

исследований порового давления в водонасыщенных грунтах подтверждают исследования других авторов.

Исследования коэффициента фильтрации слабых водонасыщенных глинистых грунтов показали, что для данных грунтов характерна явно выраженная нелинейность в характере изменения коэффициента фильтрации от внешних действующих нагрузок [253-А]. В работе приведены графики изменения коэффициентов фильтрации грунтов от приложенных нагрузок и проведен соответствующий анализ полученных данных. Полученные в работе данные подтверждаются исследованиями аналогичных глинистых грунтов другими авторами.

Полученные результаты экспериментальных исследований слабых водонасыщенных илистых грунтов и выявленные закономерности изменения характеристик грунтов по глубине массива в исходном (природном) напряженно-деформируемом состоянии, позволили автору, совместно с д.т.н. проф. Тер-Мартirosяном З.Г. (МГСУ, Российская Федерация) и к.т.н. доц. Погосьяном Р.Г. (МГСУ, Российская Федерация) разработать «Способ определения деформационных характеристик слабых водонасыщенных грунтов», для водонасыщенных глинистых грунтов, подтвержденный авторским свидетельством (патентом) на изобретение [309].

4. Теоретические основы расчета осадок слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом исходного напряженно-деформированного состояния

Глава 4 посвящена теоретическим основам теории консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния [236-А, 240-А, 245-А, 257-А, 258-А, 306-А, 307-А, 309-А,].

Под исходным напряженно-деформированным состоянием (ИНДС) в

настоящей работе принято состояние массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов в условиях его естественного залегания. До настоящего времени данному фактору не уделялось должного внимания, чем объяснялось игнорирование данного фактора в расчетах. Как известно, параметры исследуемых образцов грунта на дневной поверхности и их параметры в массиве, на глубине отбора отличаются друг от друга. Это объясняется тем, что при отборе грунта происходит разуплотнение грунтов, связанное со снятием природного давления от вышележащих слоев грунта. Одной из задач, поставленных в работе, являлось определение величины объемной деформации разуплотнения при отборе грунтов. что позволяло после внесения соответствующих поправок на разуплотнение, определять параметры грунтов на глубине отбора в исходном напряженно-деформируемом состоянии.

При решении данной задачи автором использовались физические показатели грунтов на дневной поверхности, физические законы (изотермический закон Бойля-Мариотта, закон растворимости газов по Генри, а также исследования других авторов (Тер-Мартиросян З.Г., Зарецкий Ю.К., Гольдштейн М.Н., Флорин В.А., Цытович Н.А. и др.).

В работе приведено решение задач определения деформации разуплотнения при отборе слабых водонасыщенных глинистых грунтов в случае разных инженерно-геологических условий, включающих:

- 1) –массивы слабых водонасыщенных глинистых (илистых) грунтов, залегающих под слоем воды;
- 2) –полностью водонасыщенных массивов лессовых грунтов;
- 3) – подтопляемых массивов лессовых грунтов при наблюдающемся подъеме уровня грунтовых вод.

Для всех рассмотренных вариантов определены значения напряжений (общих, эффективных и нейтральных), действующих на водонасыщенные грунты как в массиве, так и на дневной поверхности. На основе полученных данных в работе получена зависимость объемных деформаций разуплотнения

(изменения значений коэффициента пористости) при отборе грунтов из массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

В данной главе приведена последовательность практического определения параметров, входящих в полученную зависимость объемной деформации разуплотнения образцов, включающих значения:

- 1) – модуля упругой деформации образца при разгрузке грунта;
- 2) – коэффициента сжимаемости поровой жидкости;
- 3) – радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и на глубине отбора;
- 4) – высоты капиллярного поднятия поровой жидкости при обводнении массивов слабых водонасыщенных лессовых грунтов, сопровождающихся подъемом уровня грунтовых (подземных) вод;
- 5) – степени влажности грунтов на глубине отбора грунта и на дневной поверхности;
- 6) – значений коэффициента пористости грунтов на глубине отбора с учетом поправки на деформации разуплотнения образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов;
- 7) – получения зависимости для построенных графиков «природной компрессии» (изменения значений «коэффициент пористости (e) от глубина отбора грунтов (z);
- 8) – аппроксимации графика «природной компрессии» по глубине массива и подбору параметров m использованием метода наименьших квадратов отклонений результатов исследований;
- 9). – деформируемой толщи (активной зоны сжатия грунтов) в массиве слабого водонасыщенного глинистого грунта;
- 10) – фильтрационной и полной осадок при учете нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния слабых водонасыщенных глинистых грунтов;
- 11) – величины природного недоуплотнения массива слабых

водонасыщенных глинистых грунтов.

Сопоставление графиков природной компрессии и результатов экспериментальных исследований образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов в лабораторных условиях позволяет оценить степень уплотненности (нормальную уплотненность, недоуплотненность) грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии. Разработана методика прогнозирования времени протекания вторичной консолидации грунтов. Показана необходимость учета параметров слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии (ИНДС) при прогнозе фильтрационной и полной деформаций слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

5. Численное решение задачи консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния

Глава 5 диссертационной работы посвящена численному решению задачи консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта при учете исходного напряженно-деформированного состояния, нелинейной деформируемости и переменной проницаемости грунтов [254-А, 306-А, 307-А].

Приведена постановка задачи, сформулированы начальные и граничные условия и представлены результаты расчетов.

Как известно, задачи консолидации водонасыщенных глинистых грунтов основаны на предположении постоянства геометрических параметров (высоты) деформируемого слоя. В работе показано, что для слабых водонасыщенных глинистых грунтов данное предположение является не вполне корректным, т.к. в результате экспериментальных исследований установлены значительные

величины относительных деформаций от действия внешних нагрузок. Относительная деформация образцов грунта в процессе компрессионных исследований составляла величину до 30-40% от первоначальной высоты. Это, в свою очередь, способствует сокращению путей фильтрации поровой жидкости и ведет к ускорению рассеивания падения порового давления грунтов в массиве.

В работе предлагается пошаговый принцип расчета консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов, учитывающий изменение высоты массива в процессе фильтрационной консолидации. При данном принципе расчета учитываются величины произошедшей деформации и изменение значений порового давления в течении каждого установленного периода (расчетного шага). На следующий период (расчетный шаг) формируются новые начальные и граничные условия задачи с учетом изменившейся высотой массива и изменения величины порового давления и выполнение дальнейшего расчета фильтрационной консолидации. В работе приводится результат расчета массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов мощностью $h=10$ м по теории фильтрационной консолидации при постоянной первоначальной высоте массива и при учете деформирующейся во времени высоте массива. При этом время завершения фильтрационной консолидации при постоянной высоте массива составил $t = 50$ лет, а при пошаговом учете деформирующейся во времени высоте массива через 10, 5, 2,5 и 0,04 года – время завершения фильтрационной консолидации уменьшались с уменьшением времени расчетного шага. При учете деформирующейся во времени высоте массива слабого водонасыщенного глинистого грунта кривые фильтрационной консолидации последовательно приближались к касательной кривой фильтрационной консолидации в точке условно-мгновенной деформации. Таким образом, был получен качественно новый результат, позволяющий утверждать, что при учете деформирующейся во времени высоте массива завершение фильтрационной консолидации происходит во времени

значительно быстрее, приближаясь к касательной к графику фильтрационной консолидации при постоянной высоте массива.

После завершения фильтрационной консолидации начинается период вторичной консолидации, характеризуемый Добровым Э.М. [84] как период «...медленной нелинейной фильтрационной консолидации», обусловленной деформацией ползучести твердых частиц (скелета) грунта.

6. Практическое приложение результатов теоретических исследований

В главе 6 рассматриваются примеры практического применения разработанной теории консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформированного состояния [243-А, 245-А, 246-А, 254-А, 256-А, 258-А, 259-А].

Рассмотрены примеры определения величины объемной деформации разуплотнения при отборе образца. Приведена последовательность нахождения физических параметров, входящих в зависимость объемной деформации разуплотнения при отборе образца, включающая:

- 1) – определение радиусов пузырьков заземленного газа на дневной поверхности и в массиве грунта;
- 2) - определение высоты капиллярного поднятия в обводняемом массиве СВЛГ при подъеме уровня грунтовых вод;
- 3) - определение степени влажности образцов грунта на глубине отбора;
- 4) – вычисление объемных деформаций разуплотнения скелета грунта при отборе образца;
- 5) - построение графиков исходного (природного) напряженно-деформированного состояния (ИНДС) грунтов и их аппроксимация с использованием метода наименьших квадратов отклонений;
- 6) – определение проявившихся в процессе формирования массива (в

условиях исходного напряженно-деформированного состояния) деформаций ползучести грунтов;

7) - численное решение задачи фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженного состояния;

8) - оценка влияния учета исходного напряженно-деформированного состояния на процесс фильтрационной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов;

9) – прогнозирование величины осадки слабого водонасыщенного грунта при учете нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформируемого состояния;

10) – определение времени завершения фильтрационной консолидации ($t_{фк}$) при деформирующейся во времени высоте массива;

11) – определение реологических параметров (скорости ползучести ($\dot{\delta}$) и затухания ползучести (δ'')) слабых водонасыщенных глинистых грунтов в расчетные моменты времени (t_i).

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Исследованные образцы слабых водонасыщенных глинистых грунтов характеризуются, в основном, возрастающей плотностью и уменьшающейся влажностью по глубине отбора. Относительная деформируемость исследованных грунтов под действием внешних нагрузок имеет тенденцию к уменьшению в зависимости от глубины отбора, что можно отнести к проявлению сил гравитации в массиве [5-А], [6-А], [8-А], [9-А].

2. Слабые водонасыщенные глинистые грунты обладают значительной пористостью и нелинейной сжимаемостью, уменьшающейся по глубине массива. Проницаемость данных грунтов также существенно зависит от величины приложенной нагрузки. Это можно отнести к природному самоуплотнению грунтов под действием собственного веса вышележащих слоев грунта [3-А], [9-А].

3. Полученное решение показало, объемная деформация разуплотнения при отборе водонасыщенных глинистых грунтов зависит от значений коэффициента пористости (e^{II}) и пористости (n^{II}) грунтов на дневной поверхности, коэффициентов объемного разуплотнения твердых минеральных частиц (α_z) и поровой жидкости (α_w), радиусов пузырьков защемленного газа и степени влажности грунтов в массиве (r_I и S^I) и на дневной поверхности (r_{II} и S^{II}), а также изменения общих напряжений ($\Delta\sigma$), действующих на образец в процессе отбора [1-А], [6-А], [7-А], [11-А], [13-А], [18-А], [27-А].

4. Построенные по предложенной методике кривые исходной («природной») компрессии и изменения значений коэффициента пористости (e) по глубине массива (z) позволяют определить деформационные показатели (коэффициент сжимаемости, модуль общей деформации) грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии. Сопоставление графиков «природной» компрессии и результатов компрессионных испытаний грунтов при различных действующих нагрузках позволяет оценить степень природной

уплотненности (нормальное уплотнение, недоуплотнение) массива в исходном напряженно-деформированном состоянии [2-А], [8-А], [12-А], [14-А], [18-А], [27-А].

5. Впервые предложена методика определения высоты капиллярного поднятия поровой жидкости в массиве ($h_{\text{кап}}$), в зависимости от глубины и значений радиусов пузырьков заземленного газа на данной отметке [5-А], [8-А].

6. В диссертационной работе впервые получено численное решение задачи фильтрационной консолидации с одновременным учетом нелинейной деформируемости, переменной проницаемости и исходного напряженно-деформируемого состояния грунтов в массиве. Впервые разработан временной (пошаговый) метод расчета консолидации грунтов, позволяющий учитывать происходящую деформацию массива в процессе уплотнения и установить влияние данного фактора на длительность протекания процесса консолидации [2-А], [8-А], [12-А], [14-А], [18-А], [27-А].

7. Впервые предложена методика определения реологических параметров (скорость ползучести ($\dot{\delta}_{t_i}$) и затухание ползучести ($\dot{\delta}_{t_i}$)) слабых водонасыщенных глинистых грунтов) по графику консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов [5-А], [12-А], [15-А].

Рекомендации по внедрению научных результатов работы

1. Внедрение полученных в диссертации результатов исследований при возведении гидротехнических и других инженерных сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах.

2. Использование разработанной конструкции грунтоотборника при отборе образцов слабых водонасыщенных глинистых грунтов мягкопластичной и пластичной консистенций, отбор которых существующими конструкциями грунтоотборников не представляется возможным.

3. Некоторые результаты исследования автора отражены в книгах и учебниках по курсу “Механика грунтов” (Тер-Мартirosян З.Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов // М.: “Недра“, 1986, 292 с.); Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений // М.: Стройиздат, 1990. -220с.).

4. Основные результаты исследований можно внедрить в практику подготовки инженеров строительных специальностей.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, Ю.М. Особенности строительства зданий и промышленных сооружений на просадочных грунтах [Текст] / Ю.М. Абелев // Академия строит. и архит. СССР. – Москва: 1961. - 45 с.
2. Абелев, М.Ю. Сопоставление результатов полевых лабораторных исследований сжимаемости слабых водонасыщенных глин [Текст] / М.Ю.Абелев // Материалы III Всесоюзного совещания. Основания, фундаменты и механика грунтов: сб. тр. – Киев: Будівельник, 1971.- С.70-73.
3. Абелев, М.Ю. Исследование напряженно-деформированного состояния оснований, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами [Текст] / М.Ю.Абелев // Материалы Всесоюзного Совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: сб. тр.- Рига: РПИ, 1972. - С.65-72.
4. Абелев, М.Ю. Слабые водонасыщенные грунты как основания сооружений [Текст] / М.Ю. Абелев.- Москва: Стройиздат, 1973.- 288 с.
5. Абелев, М.Ю., Абелев, Ю.М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах [Текст] / М.Ю. Абелев, Ю. М. Абелев. - Москва: Стройиздат, 1979. – 80 с.
6. Абелев, М.Ю. Новые исследования свойств слабых грунтов в СССР [Текст] / М.Ю. Абелев // VII Дунайско - Европейская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. - Кишинев, 1983. - С.47-57.
7. Абелев, М.Ю. Строительство промышленных и гражданских

- сооружений на слабых водонасыщенных грунтах [Текст] / М.Ю. Абелев. - Москва: Стройиздат, 1983. - 248 с.
8. Абелев, М.Ю. Расчет нелинейной консолидации слоя водонасыщенных грунтов методом последовательных осреднений [Текст] / М.Ю. Абелев, Л.А. Багиров, С.А. Смагин // Вопросы механики грунтов, оснований и фундаментов: сб. статей / МИСИ. - Москва, 1977.- № 140. - С.90-107.
 9. Абелев, М.Ю. Вопросы применения теории фильтрационной консолидации к сильно сжимаемым водонасыщенным грунтам [Текст] / М.Ю. Абелев, Н.А. Цытович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1964. - № 3.- С.11-14.
 10. Агишев, А.И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми исследованиями глинистых грунтов [Текст] / А.И. Агишев // Основания и фундаменты: научно-технический бюллетень. – Москва. - № 20. – 1957. – с. 12-18.
 11. Алиев, Ф.Ш. Оценка воздействия факторов урбанизации на изменения режима, баланса и ресурсов подземных вод г. Баку [Текст] / Ф.Ш. Алиев // Современные проблемы инженерной геологии и гидрогеологии территорий городов и городских агломераций: сб. трудов III Всесоюзного семинара / Москва: Наука, 1987.- С.196-199.
 12. Амарян, Л.С. Прочность и деформируемость торфяных грунтов [Текст] / - Л.С. Амарян. – Москва: Недра, 1969. - 191 с.
 13. Ананьев, В.П. Влажность лессовых пород [Текст] / В.П. Ананьев, З.С. Уколова // Вопросы исследования лессовых грунтов, оснований и фундаментов: сб. тр. Ростовского университета. - 1966. - С.2-7.
 14. Ананьев, В.П. Методика определения коэффициента изменчивости прочностных и деформационных свойств лессовых грунтов в

- процессе их подтопления [Текст] / В.П. Ананьев, Н.В. Воляник, С.М. Черкасов // Проблемы подтопления застроенных территорий грунтовыми водами (прогноз и защита): материалы Всесоюзного совещания. - Новосибирск, 1984. - С.75-77.
15. Андреева, Т.В. Новые аспекты в теории формирования недоуплотненности лёссовых грунтов [Текст] / Т.В. Андреева // Новые идеи в инженерной геологии. - Москва, 1996. - С. 52 - 59.
 16. Андрухин, Ф.Л. Свойства лессовидных грунтов Приташкентского района и методы их изучения [Текст] / Ф.Л. Андрухин. - Ташкент, 1937. – 25 с.
 17. Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести [Текст] / Н.Х. Арутюнян. - Москва: Гостехиздат, 1952. - 323 с.
 18. Аскербейли, Э.К. Условия подтопления территории г.Баку и рекомендации по защитным мероприятиям [Текст] / Э.К. Аскербейли // Современные проблемы инженерной геологии и гидрогеологии территорий городов и городских агломераций: сб трудов III Всесоюзного семинара. - Москва: Наука, 1987. – С.113-114.
 19. Ахмедов, Д.Д. Расчет осадок фундаментов на водонасыщенных лессовых грунтах с учетом структурной прочности [Текст] / Д.Д. Ахмедов, П.А. Коновалов, В.Г. Федоровский // Основания и фундаменты: тр. ВНИИОСП. - Москва, 1988. - Вып. 90. - С.201-208.
 20. Атлас Таджикской Советской Социалистической республики [Текст] /АН Таджикской ССР, Совет по изучению производительных сил // Главное управление геодезии и картографии при СМ СССР. - Душанбе-Москва, 1968. - 200 с.
 21. Бай, В.Ф. Решение одномерной задачи уплотнения грунта с учетом начального градиента напора [Текст] / В.Ф. Бай, А.В. Набоков, В.В. Воронцов // Известия высших учебных заведений. Нефть и газ. -

- Москва, 2008. - № 4. - С. 95-98.
22. Барон, В.А. Подтопление городов в орошаемых районах [Текст] / В.А. Барон // Современные проблемы инженерной геологии и гидрогеологии территорий городов и городских агломераций: сб. трудов III Всесоюзного семинара. – Москва: Наука, 1987.- С. 201-202.
23. Безопасность гидротехнических сооружений в Центральной Азии: создание потенциала и региональное сотрудничество / Отдел по окружающей среде секретариата Европейской Экономической Комиссии ООН ((ЕЭК ООН) – Душанбе, 2021.- 66 с.
24. Бекетов, А.В. Опыт строительства зданий повышенной этажности на слабых водонасыщенных глинистых грунтах [Текст] / А.В. Бекетов, В.Л. Поляков и др. // Строительство на слабых грунтах: сб. тр. Всесоюзного совещания. - Одесса, 1975. - С. 204-208.
25. Бельский, А. И. Плоская осесимметричная задача о нелинейной консолидации однослойного основания с совершенной вертикальной дренажной [Текст] / А.И. Бельский // Основания, фундаменты и подземные сооружения. - Москва: Стройиздат, 1972. - С.41-46.
26. Богданов, В.И. Классификация режима грунтовых вод на застроенных территориях [Текст] / В.И. Богданов, Р.А. Смирнов // Инженерные изыскания в строительстве. - Киев: Будивельник, 1975.- С.120-125.
27. Бондарик, Т.К. Общая теория инженерной (физической) геологии. [Текст] / Т.К. Бондарик. – Москва: Недра, 1981.- 256 с.
28. Бондарчук, В.Г. О физико-географических условиях образования лёсса // Тр. Ин-та географии АН СССР. 1946. Т. XXXVII. - Инженерные изыскания в строительстве. - Киев: Будивельник, 1975. - С.192-206.

29. Белый, В.А. Некоторые особенности инж.-геол. свойств четвертичных глин аридной зоны [Текст] / В.А. Белый, З.В. Куликова, В.Д. Пометун // Инж. Геология. - 1983. № 1. - С. 49-58
30. Бишоп, А. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях [Текст] / А. Бишоп, Д. Хенкель - Москва: Госстройиздат, 1961.- 231 с.
31. Бойченко, П.О. Расчеты коэффициента фильтрации связных грунтов косвенным методом и построение теоретических кривых консолидации. [Текст] / П.О. Бойченко // Ученые записки ЛГУ. "Серия геологических наук". – Ленинград, 1950. - вып. I, № 102.- С. 199 - 234.
32. Боровский, Б.В. Методика определения параметров водоносных пластов по данным откачек [Текст] / Б.В. Боровский, Б.Г. Самсонов, Л.С. Язвин. - Москва: Недра, 1973. - 303 с.
33. Бронштейн, И.Н. Справочник по математике [Текст] / И.Н. Бронштейн, К.А. Семендяев // ГИФМЛ. - Москва, 1962. - 608 с.
34. Бугров, А.К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия [Текст] / А.К. Бугров, Р.М. Нарбут, В.П. Сипидин. – Ленинград: Стройиздат, 1987. - 184 с.
35. Будин, А.Я. Причальные сооружения на водонасыщенных ползучих глинистых основаниях. [Текст] / А.Я. Будин // Слабые глинистые грунты: сб. статей. - Таллин, 1965. - С.183-186.
36. Бузинов, С.Н. Исследование пластов и скважин при упругом режиме фильтрации [Текст] / С.Н. Бузинов, Н.Д. Умрихин. - Москва: Недра, 1964. - 272 с.
37. Булычев, В.Г. Механика дисперсных грунтов. [Текст] / В.Г. Булычев. - Москва: Стройиздат, 1974. - 225 с.
38. Бьеррум, Л. Проблемы механики и строительства на структурно неустойчивых и слабых грунтах (просадочных, набухающих и

- слабых) [Текст] / Бьеррум, Л. // Генеральные доклады VIII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. - Москва: Стройиздат, 1975. - С.12-16.
39. Васильковский, Н.П. К вопросу о происхождении лёссов [Текст] / Н.П. Васильковский // Тр. Ин-та геологии АН Уз. ССР. – Ташкент. - 1952. Вып. 8. - С. 47-62
40. Ведерников, В.В. Структурные изменения лессовых грунтов при увлажнении под нагрузкой. Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология Геокриология. [Текст] / В.В. Ведерников, В.Н. Соколов. – Москва. – 1994. - № 2. - С.104-112.
41. Веригин, Н.Н. Консолидация грунтов в основании плотины [Текст] / Н.Н. Веригин // труды VII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. - Москва: Стройиздат, 1969. - С.102-110.
42. Веригин, Н.Н. Методы определения фильтрационных свойств горных пород [Текст] / Н.Н. Веригин. - Москва: Госстройиздат, 1962. - 180 с.
43. Вознесенский, Е.А. О реологических и тиксотропных свойствах глубоководных илов района Кларион-Клиппертон [Текст] / Е.А. Вознесенский, А.В. Ильин, В.А. Королёв // Комплексные геолого-геофизич. исследования мирового океана: сб. тез. докл. Часть 1. - Геленджик, 1988. - С. 38-39.
44. Вознесенский, Е.А. Квазитиксотропные изменения в глинистых грунтах [Текст] / Е.А. Вознесенский, В.Т. Трофимов, В.Я. Калачев // Учебное пособие под редакцией Трофимова В.Т. – Москва: Изд-во Моск. ун-та, 1990. - 162 с.
45. Временные указания по инженерно-геологическим исследованиям слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / Госстрой РСФСР, ЦГИСИЗ. - Москва, 1968. - 80 с.

46. Вялов, С.С. О физической сущности деформирования и разрушения глинистых грунтов [Текст] / С.С. Вялов, Н.К. Пекарская, Р.В. Максимьяк // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1970. - № 1. - С.7-9.
47. Вялов, С.С. О проблемах реологии грунтов [Текст] / С.С. Вялов // Труды I Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. - Москва, 1973.- С.6-23.
48. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов [Текст] / С.С. Вялов. - Москва: Высшая школа, 1978. - 447 с.
49. Галицкий, В.Г. Осадки промышленных сооружений на просадочных грунтах Таджикистана [Текст] / В.Г. Галицкий, И.К. Попсуенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1985.- №2 – С. 9-11.
50. Галкин, А.Н. Проблемы эволюции глинистых грунтов Гомельской области в эпоху техногенеза [Текст] / А.Н. Галкин, В.А. Королёв // Эволюция инж.-геолог. условий Земли в эпоху техногенеза: сб.тр. Межд. научной конф. - Москва, Изд-во МГУ, 1997. - С. 156.
51. Ганичев, И.А. Достижения механики грунтов и фундаментостроения на слабых грунтах в СССР [Текст] / И.А. Ганичев // VII Дунайско-Европейская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. Т.Ш. - Кишинев, 1983.- С.7-18.
52. Герсеванов, Н.М. Основы динамики грунтовой массы [Текст] / Н.М. Герсеванов. – Москва: ОНТИ, 1933. - 196 с.
53. Герсеванов, Н.М. Теоретические основы механики грунтов и их практическое приложение [Текст] / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин. - Москва: Стройиздат, 1948. - 248 с.
54. Герсеванов, Н.М. Собрание сочинений. Т. 1. Свайные основания и расчет фундаментов сооружений [Текст] / Н.М. Герсеванов. - Москва: Стройвоенмориздат, 1948. - 270 с.

55. Герсеванов, Н.М. Собрание сочинений. Т. 2. Исследования в области динамики грунтовой массы, механики и прикладной математики [Текст] / Н.М. Герсеванов. -Москва: Стройвоенмориздат, 1948.– 376 с.
56. Голубков, В.Н. Полевые исследования зоны деформации в лессовых основаниях [Текст] / В.Н. Голубков, Ю.Ф. Тугаенко, В.С. Шеховцов // Известия ВУЗов: Строительство и Архитектура. – 1963. - № 4. – С.38-50.
57. Голубков, В.Н. Экспериментальное определение глубины зоны деформации глинистых оснований [Текст] / В.Н. Голубков, А.И. Догадайло, Г.Н. Симонов // Методы проектирования эффективных конструкций оснований и фундаментов: сб. тр. Т.2.- Москва: Стройиздат, 1987. - С.93-99.
58. Гильман, Я.Д. О прогнозировании влажности лессовых грунтов в основании зданий и сооружений [Текст] / Я.Д. Гильман, В.П. Ананьев // Известия ВУЗов: Строительство и Архитектура. – 1966. - №4. - С.8-11.
59. Гильман, Я.Д. Некоторые результаты исследования механических свойств лессовых грунтов [Текст] / Я.Д. Гильман // Вопросы исследования лессовых грунтов, оснований и фундаментов: сб.тр. - Ростов-на Дону, 1972. - С.57-65.
60. Глухов, И.Г. О соотношении террас и лёссов Средней Азии [Текст] / И.Г. Глухов // Мат-лы Всес. совещ. по изучен. четверт. периода. Т.3. - Москва, 1961. - С.426—431.
61. Гольдин, А.Л. Об исследовании порового давления и консолидации ядер грунтовых плотин [Текст] / А.Л. Гольдин // Энергетическое строит-во, 1978. - №12. - С.57-60.
62. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов [Текст] / М.Н. Гольдштейн. - Москва: Стройиздат, 1971. - 368 с.

63. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов (Основные компоненты грунта и их взаимодействие) [Текст] / М.Н. Гольдштейн. - Москва: Стройиздат, 1973. – 376 с.
64. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов (напряженно-деформированные и прочностные характеристики) [Текст] / М.Н. Гольдштейн. - Москва: Стройиздат, 1979. - 304 с.
65. Гольдштейн, М.Н., /Деформируемость и прочность грунтов [Текст] / М.Н. Гольдштейн, С.С. Бабицкая, Г.М. Ломизе и др. // Труды VIII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. - Москва: Стройиздат, 1973. - С.24-40.
66. Гольдштейн, М.Н., Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / М.Н. Гольдштейн, А.А. Царьков, И.И. Черкасов. - Москва: Транспорт, 1981.- 320 с.
67. Горбунов, Б.П. Определение фильтрационных свойств глинистых пород в одометрах [Текст] / Б.П. Горбунов // Основания, фундаменты и подземные сооружения. - Москва: Стройиздат, 1961. - № 61. - С.148 - 156.
68. Горелов, А.С. Одномерная фильтрационная консолидация в естественном грунтовом основании вертикального резервуара при гидроиспытаниях [Текст] / А.С. Горелов // Известия высших учебных заведений. Нефть и газ. - 2007. - № 6. - С. 85-88.
69. Горелик, Л.В. Расчеты консолидации оснований и плотин из грунтовых материалов [Текст] / Л.В. Горелик. - Ленинград: Энергия, 1975. - 154 с.
70. Горелик, Л.В. К вопросу об одномерной нелинейной задаче консолидации водонасыщенного грунта [Текст] / Л.В. Горелик, Б.М. Нуллер. – Москва: Изв. ВНИИГ, 1965. - т. 79. - С.168-177.
71. Горелик, Л.В. О нелинейной консолидации трехфазного грунта [Текст] / Л.В. Горелик, Б.М. Нуллер. - Москва: -Изв. ВНИИГ, т. 85,

- 1967.- С.91-100.
72. Горькова, И.М. Природа прочности и деформационные особенности лессовых пород [Текст] / И.М. Горькова, Н.А. Окнина, Н.А. Душкина и др. - Москва: Наука, 1964. - 148 с.
73. Горькова, И.М. Физико-химические исследования дисперсных осадочных пород в строительных целях [Текст] / И.М. Горькова. - Москва: Стройиздат, 1975. - 151 с.
74. Гутер, Р.С. Элементы численного анализа и математической обработки результатов опыта [Текст] / Р.С. Гутер, Б.В. Овчинский. - Москва: Физматгиз, 1962. - 356 с.
75. Далматов, Б.И. Строительство в условиях слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / Б.И. Далматов // Проблемы строительства на слабых грунтах: сб. статей. – Рига: Изд-во НТИ, 1972. - С.105-116.
76. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) [Текст]: Учебник / Б.И. Далматов. – Санкт-Петербург: Лань, 2012. - 416 с.
77. Двайт, Г.Б. Таблицы интегралов и другие математические формулы [Текст] / Г.Б. Двайт. - Москва: Наука, 1983. - 172 с.
78. Денисов, Н.Я. Поровое давление и прочность недоуплотненных глинистых грунтов [Текст] / Н.Я. Денисов // Доклады к VI Межд. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва: Стройиздат, 1965. - С. 35-40.
79. Денисов, Н.Я. Природа прочности и деформаций грунтов [Текст] / Н.Я. Денисов. - Москва: Стройиздат, 1972. - 280 с.
80. Денисов, Н.Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве [Текст] / Н.Я. Денисов. – Москва - Ленинград: Госэнергоиздат, 1956. - 288 с.

81. Денисов, Н.Я. Строительные свойства лесса и лессовидных суглинков [Текст] / Н.Я. Денисов. - Москва: Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре, 1951. - 136 с.
82. Дерягин, Б.В. Учение о свойствах тонких слоев воды и приложения в объяснении свойств глинистых минералов [Текст] / Б.В. Дерягин, Б.В. // Труды совещаний по инженерно-геологическим свойствам горных пород и методы их изучения. Т. I, II. – Москва, 1956. – С.45-58.
83. До Банг. Исследование деформативных характеристик уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом ползучести [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / До Банг; ЛИСИ. Ленинград, 1969. - 26 с.
84. Добров, Э.М. Исследование начального градиента при уплотнении глинистых грунтов [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / Добров Эдуард Михайлович; МАДИ. - Москва, 1966.-22 с.
85. Довнарлович, С.В. Расчет осадок фундаментов на основаниях со слоями слабых глинистых грунтов [Текст] / С.В. Довнарлович, Д.Е. Польшин, Г.В. Сорокина, А. Вило, М. Мете // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1981. - № 4. - С. 15-18.
86. Довнарлович, С.В. Способы строительства на слабых грунтах без их упрочнения [Текст] / С.В. Довнарлович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – Москва: Стройиздат, 1991. - №5. - С.8-11.
87. Дранников, А.М. Строительные свойства лесса и лессовых грунтов [Текст] / А.М. Дранников. - Киев, 1940. - 155 с
88. Егоров, К.Е. К вопросу деформаций оснований конечной толщины [Текст] / К.Е. Егоров // Механика грунтов: сб. трудов НИИОСП. - Москва: Госстройиздат, 1958. - № 34. - С.5-13.
89. Закон Республики Таджикистан о безопасности гидротехнических

- сооружений / Постановление Правительства Республики Таджикистан от 29.12.2010 г. № 666. - Душанбе, 2010. – 6 с.
90. Зарецкий, Ю.К. Теория консолидации грунтов [Текст] / Ю.К. Зарецкий. - Москва: Наука, 1967. - 268 с.
91. Зарецкий, Ю.К. Вопросы консолидации слабых водонасыщенных грунтов [Текст] / Ю.К. Зарецкий // Проблемы строительства на слабых грунтах. – Рига: Изд. НШ, 1972. - С.51-64
92. Зарецкий, Ю.К. Вопросы теории ползучести и консолидации грунтов и их практическое приложение [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. докт. наук / Зарецкий Юрий Константинович// НИИОСП. - Москва, 1971.- 27 с.
93. Зарецкий, Ю.К. Статика и динамика грунтовых плотин [Текст] / Ю.К. Зарецкий, В.Н. Ломбардо. - Москва: Энергоатомиздат, 1983. - 256 с.
94. Зарецкий, Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений [Текст] / Ю.К. Зарецкий. – Москва: Стройиздат, 1988. - 352 с.
95. Зенкевич, О.К. Метод конечных элементов [Текст] / О.К. Зенкевич. – Москва: Мир, 1975. – 541с.
96. Зиангиров, Р.С. Объемная деформируемость глинистых грунтов [Текст] / Р.С. Зиангиров. – Москва: Наука, 1979. - 164 с.
97. Зиангиров, Р.С. Методика изучения набухающе-усадочных грунтов [Текст] / Р.С. Зиангиров, Б.А. Снежкин //Теоретич. и методич. проблемы повышения качества и эффект. инж.-геол. исслед. (Тез. докл. всес. конф.). - Ростов-на-Дону, РИСИ, 1980. – С. 175-182
98. Зиангиров, Р.С. Общая классификация грунтов для целей строительства [Текст] / Р.С. Зиангиров, Б.Т. Трофимов. - Инж. геология, 1980. - № 2. - С. 18-30

99. Злочевская, Р.И. Влияние уплотнения на процесс взаимодействия минеральных частиц глин с поровым раствором [Текст] / Р.И. Злочевская, Г.П. Алексеенко, В.И. Дивисилова, В.А. Королёв, Е.В. Станис // Взаимосвязь поверхностных и подземных вод. – Москва: Изд-во МГУ, 1973. - С. 68-71.
100. Злочевская, Р.И. Деформируемость глинистых грунтов при набухании [Текст] / Р.И. Злочевская, В.А. Королёв // Физико-химическая механика природных дисперсных систем / Под ред. Е.Д. Щукина и др. – Москва: Изд-во МГУ, 1985. - С. 196-208.
101. Злочевская, Р.И. Общие закономерности изменения физико-механических свойств глинистых грунтов под действием положительной температуры [Текст] / Р.И. Злочевская, В.А. Королёв: сб. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека. – Москва: Наука, 1982. – С. 55-60.
102. Злочевская, Р.И. Роль поверхностных явлений при формировании деформационных свойств глинистых грунтов. [Текст] / Р.И. Злочевская, В.А. Королёв, В.И. Дивисилова // Тез. докл. Всес. конф. “Теоретич. и методич. проблемы повышения качества и эффект-ти инж.-геол. исслед.”. - Ростов-на-Дону: Изд-во РИСИ, темы I, II, 1980. – С. 103-107.
103. Злочевская, Р.И. Температурные деформации в слабых водонасыщенных глинистых грунтах [Текст] / Р.И. Злочевская, В.А. Королёв, В.И. Дивисилова // В сб.: Строительство на слабых водонасыщенных грунтах. / Мат. Всес. конф. - Одесса, 1975. – С. 88-91.
104. Злочевская, Р.И. О природе температурных деформаций в водонасыщенных глинистых грунтах [Текст] / Р.И. Злочевская, В.А. Королёв, В.И. Дивисилова, Е.В. Станис // - В сб.: Вопросы инженерной геологии и грунтоведения. – Москва: Изд-во МГУ,

1978. - вып. 4. - С. 52-58.
105. Злочевская, Р.И. Состояние воды в глинистых породах [Текст] / Р.И. Злочевская, В.А. Королёв, В.И., З.А. Кривошесеева, В.И. Кваливидзе, Л.Г. Воробьева. – Москва: Вестник МГУ / сер. Геология, 1986. - № 6. - С. 39-53.
106. Злочевская, Р.И. Особенности гидратации-дегидратации глинистых и лёссовых пород [Текст] / Р.И. Злочевская, З.А. Кривошесеева, В.А. Королёв //Инженерная геология сегодня: теория, практика, проблемы” / Под ред. Академика Е.М. Сергеева, В.Т. Трофимова. – Москва: Изд-во МГУ, 1988. - С. 195-206.
107. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. [Текст] / П.Л. Иванов // Уч. для вузов. - 2-е изд. – Москва: Высшая школа, 1991- 447 с.
108. Игнатова, О.И. Исследование корреляционных связей между физическими характеристиками и модулем деформации глинистых делювиальных грунтов пластичной консистенции [Текст] / О.И. Игнатова // Основания, фундаменты и механика грунтов. -Москва, 1966. - № 2. - С. 12-13.
109. Игнатова, О.И. Корректировка значений модулей общей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных в компрессионных приборах [Текст] / О.И. Игнатова // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1968. – № 2.- С.8-10.
110. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека / под ред. Р.С. Зиангирова. - Москва: Наука, 1982. - 263 с.
111. Кагнер, М.Н. Влияние особенностей структуры и текстуры глинистых пород на анизотропию их физ.-мех. свойств [Текст] / М.Н. Кагнер // Вестн. МГУ. - сер.4, геол., 1963. - № 1 - С. 64-69.

112. Кагнер, М.Н. К вопросу о влиянии минералогического состава, текстуры и структуры глинистых пород на их прочность [Текст] / М.Н. Кагнер // сб.: Вопр. инж. геол. и грунтовед. - М., Изд-во МГУ, 1963. - С. 289-294.
113. Калачев, В.Я. Оптимизация методов лабораторного изучения грунтов [Текст] / В.Я. Калачев // Инж. геология сегодня: теория, практика, проблемы. – Москва: Изд-во МГУ, 1988. - С.153-164.
114. Караулова, З.М. Порог ползучести и коэффициент вязкости глинистых грунтов [Текст] / З.М. Караулова // Труды координационных совещаний по гидротехнике. - Вып. 38, 1968. - С.120-130.
115. Карпов, В.М. К вопросу об определении параметров ползучести слабых глинистых грунтов [Текст] / В.М. Карпов // Труды II Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. – Ереван: ЕГУ, 1976. - С.211-217.
116. Карташов, Ю.М. Разработка и исследование ускоренных методов определения реологических свойств горных пород [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / Карташов Юрий Михайлович. – Ленинград: ЛИСИ, 1967. - 22 с.
117. Керкис, Е.Е. Методы изучения фильтрационных свойств горных пород [Текст] / Е.Е. Керкис. - Ленинград: Недра, 1975. - 231 с.
118. Кибирев, В. И. Исследование влияния заземленного газа на консолидацию глинистых грунтов оснований и земляных сооружений [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук / Кибирев Владимир Иванович. – Ленинград: ЛИСИ, 1978. - 22 с.
119. Клейн, Г.К. К расчету балок, лежащих на грунтовом основании с учетом переменности по глубине модуля деформации [Текст] / Г.К. Клейн, А.К. Дадуев // Сб. трудов МИСИ. - № 79. - 1971.
120. Коздоба, Л.А. Методы решения нелинейных задач

- теплопроводности [Текст] / Л.А. Коздоба. - Москва: Наука, 1975. - 227 с.
121. Колтунов, М.А. Ползучесть и релаксация: уч. пособ. для вузов [Текст] / М.А. Колтунов. – Москва: Высшая школа, 1976. - 277 с.
122. Комилов, О.К. Прогноз просадочных деформаций при освоении лессовых массивов [Текст] / О.К. Комилов // Гидротехника и мелиорация. Душанбе, 1983. - № 4. - С.21-23
123. Комилов, О.К. Освоение просадочных земель [Текст] / О.К. Комилов, М.А. Сатторов. - Душанбе: Ирфон, 1986. - 63 с.
124. Комилов, О.К. Теория и методы освоения и орошения территорий на лессовых просадочных грунтах [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. докт. техн. наук (06.01.02) / Комилов Одина Комилович; САНИИРИ. -Ташкент, 1991. – 51 с.
125. Комилов, О.К. Поэтапное освоение просадочных грунтов [Текст] / О.К. Комилов. - Душанбе: ТАУ, 1994.- 259 с.
126. Комилов, О.К. Типичность опытных и опытно-производственных участков при ирригационном освоении просадочных грунтов [Текст] / О.К. Комилов // Труды III-го Центрально-Азиатского Международного Геотехнического Симпозиума «Геотехнические проблемы строительства на просадочных грунтах в сейсмических районах». - Душанбе, 2005. - С.70-73.
127. Коновалов, А.А. О природе просадочности лёссовых грунтов [Текст] / А.А. Коновалов //Геоэкология, 1997. - № 1. - С. 90-95.
128. Коновалов, П.А. Экспериментальное исследование глубины сжимаемой толщи грунта [Текст] / А.А. Коновалов // 1-я научная конференция молодых специалистов НИИОСП: сб. тр.- М.: Стройиздат, 1967.-С.137-142.
129. Коновалов, П.А. Устройство искусственных оснований на водонасыщенных лессовых грунтах Таджикской ССР [Текст] / А.А.

- Коновалов, А.А. Мусаэлян, Р.А. Усманов и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1986.- № 2. - С. 18-20.
130. Коновалов, П.А. Водонасыщенные лессовые грунты как основания сооружений (проблемы использования лессовых пород как оснований зданий и сооружений) [Текст] / А.А. Коновалов // Всесоюзная научно-практическая конф. Лессовые просадочные грунты как основания зданий и сооружений. - Барнаул, 1990. – С. 182.-188.
131. Коновалов, П.А., Экспериментально-теоретические исследования деформирования водонасыщенных лессовых грунтов Среднеазиатского региона [Текст] / А.А. Коновалов, А. Бурханов, С.Г. Безволев, К.М. Джумаев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1994. - № 3. - С.27-31.
132. Королев, В.А. Поверхностные плёнки воды и термокинетические особенности реологии дисперсных грунтов [Текст] / В.А. Королев, Ф. Хуихи // Поверхностные плёнки воды в дисперсных структурах / Под ред. Е.Д. Щукина. – Москва: Изд-во МГУ, 1988. - С. 246-248.
133. Королев, В.А. и др. Деформируемость глинистых грунтов при компрессионном уплотнении [Текст] / В.А. Королев и др. // Физико-химическая механика природных дисперсных систем / Под ред. Е.Д. Щукина и др. – Москва: Изд-во МГУ, 1985. - С. 213-222.
134. Королёв, В.А. Консолидация водонасыщенных глин при температурных воздействиях [Текст] / В.А. Королёв // Депонир. в ВИНТИ. - Москва, 1977. - - № 2817-77. - С. 43-49.
135. Королёв, В.А. Применение энергетического анализа для исследования процессов вязкого течения водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / В.А. Королёв, С.К. Николаева // Тез. докл. IV Всесоюз. симпозиума по реологии грунтов. – Самарканд: СамЦНТИ, 1982. - С. 38-40.

136. Королёв, В.А. Влияние искусственных тепловых воздействий на изменение физико-механических свойств слабых глинистых грунтов [Текст] / В.А. Королёв // Тез. докл. Всесоюз. научно-практич. конф. “Повышение эффективности инжен. изысканий для строит. в нефтегазоносных районах Западной Сибири”.- Тюмень, 1983.- С.70-72.
137. Королёв, В.А. Термодинамика и реология процессов структурообразования дисперсных минералов в водной среде [Текст] / В.А. Королёв // Тез. докл. II Респ. конф. физико-хим. механика дисперсных систем и материалов. Часть 2. – Киев: Наукова думка, 1983. - С. 92-93.
138. Королёв, В.А. К вопросу о кинетике консолидации глинистых грунтов [Текст] / В.А. Королёв, Б.Н. Даин // В сб. трудов научн. конф.: «Абдуллаевские чтения». – Ташкент: ФАН, 1984. – С. 156-157.
139. Королёв, В.А. Определение вязкости грунтов при сдвиге [Текст] / В.А. Королёв // Практикум по механике грунтов. – Москва: Изд-во МГУ, 1984. - С. 134-136.
140. Королёв, В.А. Определение эффективной вязкости грунтов методом погружения шарика [Текст] / В.А. Королёв // Практикум по механике грунтов. - Москва: Изд-во МГУ, 1984. - С. 132-134.
141. Королёв, В.А. Деформируемость глинистых грунтов при компрессионном уплотнении [Текст] / В.А. Королёв, Р.И. Злочевская, В.И. Осипов // Физико-химическая механика природных дисперсных систем / Под ред Е.Д. Щукина и др. – Москва: Изд-во МГУ, 1985. - С. 213-222.
142. Королев, В.А. Реология глинистых грунтов [Текст] / В.А. Королёв, С.К. Николаева, В.И. Осипов // Физико-химическая механика природных дисперсных систем. – Москва: Изд-во МГУ, 1985. – С.

143. Короткий, В.Г. Определение напряжений в водонасыщенном основании при загрузке его сосредоточенной силой [Текст] / В.Г. Короткий // Гидротехника и строительное дело. Труды ЛПИ. - Москва – Ленинград: Госэнергоиздат, 1955. - № 178. - С.294-304.
144. Косте Ж. Механика грунтов (практический курс) [Текст] / Ж. Косте, Г. Санглера. - Москва: Стройиздат, 1981. - 455 с.
145. Костенко, Н.П. Лёссовые породы горных стран юга Средней Азии [Текст] / Н.П. Костенко // Новейший этап геологического развития территории Таджикистана. Душанбе, 1962. - С. 119 - 141.
146. Котлов Ф.В. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека [Текст] / Ф.В. Котлов.–Москва, 1978.- 263 с.
147. Кошелев А.Г. Пространственная оценка техногенных изменений влажности грунтов на городских территориях [Текст] / А.Г. Кошелев, В.А. Королёв, В.Н. Соколов В.Н. // Межд. науч. конф. «Петрогенетические, историко-геологические и пространственные вопросы в инженерной геологии» / Под ред. Трофимова В.Т. и Королёва В.А. – Москва: Изд-во МГУ, 2002. – С. 35-36.
148. Кошелев, А.Г. Оценка техногенных полей влажности грунтовых толщ на урбанизированных территориях [Текст] / А.Г. Кошелев, В.А. Королёв, В.Н. Соколов // Сергеевские чтения. – Москва: ГЕОС, 2002. - вып. 4. - С. 218-222.
149. Кошкин, Н.И. Справочник по элементарной физике [Текст] / Н.И. Кошкин, М.Г. Ширкевич. - Москва: Наука, 1972. - 256 с.
150. Кривошеева, З.А. О природе изменения состава и свойств глинистых пород в процессах литогенеза [Текст] / З.А. Кривошеева, Р.И. Злочевская, В.А. Королёв, Е.М. Сергеев // Вестник МГУ: сер. геология, 1977.- № 4.-С.60-73.

151. Кригер, Н.И. Лёсс, его свойства и связь с географической средой [Текст] / Н.И. Кригер. - Москва, 1965. - 296 с.
152. Кригер, Н.И. Режим влажности лесса [Текст] / Н.И. Кригер // Труды межвузовской конференции по строительству на лессовых грунтах. Тез. докл. – Москва: Изд. МГУ, 1973. - С.58-59.
153. Кригер, Н.И., Кожевников А.Д., Котельникова Н.Е. и др. Изменение влажностного режима и сейсмических свойств лессовых грунтов зоны аэрации на застроенных территориях [Текст] / Н.И. Кригер // Подтопление застраиваемых территорий грунтовыми водами и их инженерная защита: сб. тр. – Ташкент: Фан, 1978. - С.50-53.
154. Кригер, Н.И. Происхождение просадочных свойств лёсса и лёссовидных пород [Текст] / Н.И. Кригер // Инженерная геология лёссовых пород. - Москва, 1989. - С. 9-10.
155. Кроник, Я.А. Расчеты температурных полей и напряженно-деформированного состояния грунтовых сооружений методом конечных элементов [Текст] / Я.А. Кроник, И.И. Демин.- Москва:МИСИ,1982.-102с.
156. Крутов, В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах [Текст] / В.И. Крутов. - Киев: Будівельник, 1982. - 224 с.
157. Крутов, В.И. Классификация просадочных лёссовых грунтов [Текст] / В.И. Крутов // Геоэкология. – Москва, 1998. - № 3. – С. 55-64.
158. Кульчицкий, Л.И. Роль воды в формировании свойств глинистых грунтов [Текст] / Л.И. Кульчицкий. - Москва, 1975. - 211 с.
159. Кульчицкий, Л.И. Физикохимия контактных взаимодействий и свойства глин коагуляционной структуры [Текст] / Л.И. Кульчицкий, О.Г. Усъяров, В.А. Королёв, А.Р. Ищук // Экспериментальные исследования / Инженерная геология.-

Москва, 1981.- № 1.- С.60-70.

160. Ларионов, А.К. Свойства слабых грунтов, их природа и методы исследования. Материалы Всесоюзного совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах [Текст] / А.К. Ларионов. - Рига: Изд. РПИ, 1972. - С.11-17
161. Ларионов, А.К. Лессовые породы и их строительные свойства [Текст] / А.К. Ларионов, В.А. Приклонский, В.П. Ананьев. - Москва: Госгеолтехиздат, 1959.- 367с.
162. Ле Ба Лыонг. Возведение высоких дорожных насыпей на слабых грунтах в условиях повышенной несущей способности их основания под массой возводимой насыпи [Текст]. автореф. дис. на соиск. учен. степ. докт. техн. наук / Ле Ба Лыонг; МАДИ. - Москва, 1984. - 46 с.
163. Лессовые просадочные грунты как основания зданий и сооружений [Текст] // Тезисы докладов к Всесоюзной научно-практической конференции. - Барнаул, 1990. - 463 с.
164. Леггет, Р. Города и геология [Текст] / Р. Леггет.- Москва: Мир,1976.-559 с.
165. Лейбензон, Л.С. Движение природных жидкостей и газов в пористой среде [Текст] / Л.С. Лейбензон. - Москва: Гостехиздат, 1947. - 244 с.
166. Леонарде, Д.А. Основания и фундаменты [Текст] / Д.А. Леонарде. - Москва: Стройиздат, 1968. - 504 с.
167. Леонтьев, Н.Н. Метод конечных элементов в задачах теории сооружений [Текст] / Н.Н. Леонтьев, И.И. Демин. - Москва: МИСИ, 1979. – 76 с.
168. Лессовые породы СССР в 2-х томах / Под ред. Е.М.Сергеева, В.С. Быковой, Н.Н. Комиссаровой. Т. 1. // Инженерно-геологические

- особенности и проблемы рационального использования. - Москва: Недра, 1986. -232 с.
169. Лессовые породы СССР в 2-х томах / Под ред. Е.М. Сергеева, В.С. Быковой, Н.Н. Комиссаровой. Т. 2. Региональные особенности. - Москва: Недра, 1986. - 275 с.
170. Ломизе, Г.М. О закономерностях деформируемости лессовых грунтов [Текст] / Г.М. Ломизе, И.Н. Иващенко // Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажняемых лессовых основаниях: сб. тр. - Грозный, 1968. - С. 80-91.
171. Ломизе, Г.М. Прочность и деформируемость грунтов ядер высоконапорных плотин и оснований гидротехнических сооружений [Текст] / Г.М. Ломизе // Гидротехническое строительство, 1973. - № 8, - С. 10 - 15.
172. Ломтадзе, В. Д. Геологическая природа свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / В.Д. Ломтадзе // Материалы Всесоюзн. Совещания о строительстве на слабых водонасыщенных грунтах / Слабые глинистые грунты: сб. тр. - Таллин, 1965. - С.28-42.
173. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология [Текст] / В.Д. Ломтадзе // Специальная инженерная геология. - Москва: Недра, 1978. - 496 с.
174. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная петрология [Текст] / В.Д. Ломтадзе. - Ленинград: Недра, 1984. - 511 с.
175. Лыков А.В. Теория теплопроводности [Текст] /А.И. Лыков. - Москва: Высшая школа, 1967. - 600 с.
176. Малышев М.В. Расчет порового давления в период строительства в насыпях из грунтов, содержащих воду и воздух [Текст] / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1964.- № 5.-С.5-7.
177. Мавлянов Г.А. Генетические типы лёссов и лёссовидных пород

- центральной и южной частей Средней Азии [Текст] / Г.А. Мавлянов // Труды Комис. по изуч. четвертичн. периода. – Москва, 1957. Т. 13. - С. 271 - 275.
178. Мавлянов Н.Г. О формировании просадочности лёссовых пород Средней Азии [Текст] / Г.А. Мавлянов // Инженерная геология лёссовых пород. - Москва, 1989. – С. 20 - 21.
179. Мавлянов Г.А. Значение влажности лёссовых пород при приращении сейсмической балльности на территории некоторых городов Узбекистана [Текст] / Г.А. Мавлянов, А.М. Худойбергенов и др. // Тр. Международной конференции по строительству на лёссовых грунтах. Тез. докл. – Ростов: РИСИ, 1973. - С.71-72.
180. Малышев М.В. Распределение напряжений и деформаций в нелинейно-деформируемом основании, нагруженном сосредоточенной силой [Текст] / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1963. - № 3. - С. 1 - 4.
181. Малышев М.В. Приближенный метод определения порового давления в слабом водонасыщенном грунте в процессе его уплотнения [Текст] / М.В. Малышев: сб. Слабые глинистые грунты. - Таллин, 1965. – С. 147 - 148.
182. Малышев М.В. О некоторых вопросах исследований связанных с использованием слабых глинистых грунтов в качестве оснований сооружений [Текст] / М.В. Малышев // Материалы Всесоюзного Совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: сб. тр.- Рига: РПИ, 1972. - С.35-38.
183. Малышев М.В. О некоторых практических вопросах современной механики грунтов [Текст] / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1975. - №3. - С.33-34.

184. Марченко А.С. Анализ консолидации слабого основания портового элеватора [Текст] / А.С. Марченко: сб.: Основания и фундаменты. – Киев: Будивельник, 1971. - вып. 4 - С.41-48.
185. Маскет, М. Течение однородных жидкостей в пористой среде [Текст] / М. Маскет. – Москва - Ленинград: Гостоптехиздат, 1949. - 627 с.
186. Маслов, Н.Н. Прикладная механика грунтов [Текст] / Н.Н. Маслов. - Москва, 1959. - 328 с.
187. Маслов, Н.Н. Проблемы устойчивости и деформируемости грунтов [Текст] / Н.Н. Маслов. -Москва: Госстройиздат, 1961.- 196 с.
188. Маслов, Н.Н. Сопrotивляемость глинистых грунтов сдвигу в неконсолидированном состоянии и вопросы ползучести [Текст] / Н.Н. Маслов // Материалы Всесоюзн. Совещания о строительстве на слабых водонасыщенных грунтах. Слабые глинистые грунты: сб.тр. - Таллин, 1965. – 418 с.
189. Маслов, Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) [Текст] /Н.Н.Маслов.-Москва: Стройиздат,1977.- 320 с.
190. Маслов, Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов [Текст] / Н.Н. Маслов. - Москва: Высшая школа, 1982. - 511 с.
190. Месчян, С.Р. Ползучесть глинистых грунтов [Текст] / С.Р. Месчян. - Ереван: АН Арм. ССР, 1967.- 318 с.
192. Месчян, С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения (с учетом временных эффектов) [Текст] / С.Р. Месчян. - Москва: Недра, 1974. - 192 с.
193. Месчян, С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов [Текст] / С.Р. Месчян. – Москва: Недра, 1978. - 207 с.
194. Месчян, С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов [Текст] / С.Р. Месчян. – Москва: Недра, 1985. - 342 с.

195. Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород: В 2-х т. / Под общей ред. Е.М. Сергеева // [Текст]: в 2-х т. - Москва: Недра, 1984.- Т.1 - 423 с., Т. 2 - 438 с.
195. Мете, М. Особенности деформирования слабых грунтов [Текст] / М. Мете, Э. Листра, П. Тальвисте // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. Сб. тр. Т.2.- Москва: Стройиздат, 1987. - С.221-223.
197. Минервин, А.В. Природа просадочности и генезис лёссовых пород [Текст] / А. В. Минервин // Проблемы лёссовых пород в сейсмических районах / Тр. Всесоюз. совещ. Самарканд, 1980. - Ташкент, 1982. - С. 10-32.
198. Минервин, А.В., Сергеев Е.М. Новые данные к решению проблемы лёсса [Текст] / А. В. Минервин // Извест. АН СССР. Сер. геол., 1998. – 25-31. - № 9. - С. 53-64.
199. Миронов, В.А. О закономерностях деформирования изменчивости характеристик сжимаемости торфяных оснований [Текст] / В.А. Миронов // В сб. Физика процессов торфяного производства. - Калинин: КГУ. - 1979. -с. 58-65.
200. Миронов, В.А. Новый метод определения параметров консолидации торфяных оснований по данным штамповых опытов: сб. Физика процессов торфяного производства [Текст] / В.А. Миронов, Б.В. Сухарев - Калинин: КГУ. - 1984.- С. 97-108.
201. Мусаэлян, А.А. Исследования водонасыщенных лёссовых оснований и рациональные методы их инженерной подготовки [Текст] / А.А. Мусаэлян, Л.Ф. Сальников // Материалы Всесоюзного совещания. Строительство в сложных условиях. - Алма-Ата, 1977. - С.132-134.
202. Мусаэлян, А.А. Некоторые пути повышения несущей способности оснований, сложенных водонасыщенными лёссовыми грунтами

- [Текст] / А.А. Мусаэлян, Л.Ф. Сальников // IX Всесоюз. научно-техн. совещание. Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. Тез. докл. - Ташкент, 1978. – С.332-335.
203. Мусаэлян, А.А. Некоторые пути повышения несущей способности оснований, сложенных водонасыщенными лессовыми грунтами [Текст] / А.А. Мусаэлян, Л.Ф. Сальников // IX Всесоюз. научно-техн. совещание. Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. Тез. докл. - Ташкент, 1978. - С.332-335.
204. Мусаэлян, А.А. Совершенствование методов устройства оснований и фундаментов в Таджикской ССР [Текст] / А.А. Мусаэлян // Основания, фундаменты и механика грунтов. - Москва, 1982. - № 6. - С. 9-11.
205. Мусаэлян, А.А. Исследование работы искусственных оснований на водонасыщенных лессовых грунтах при динамических воздействиях [Текст] / А.А. Мусаэлян, Р.А. Усманов, А.Г. Вильфанд и др. // VI Всесоюзная конференция. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: сб. тр.- Нарва, 1985. - С.253-255.
206. Мустафаев, А.А. Вопросы расчета несущей способности лессовых оснований [Текст] / А.А. Мустафаев, С.К. Алиев // Вопросы механики просадочных грунтов. Уч. записки - Баку: АзПИ.-Т. 4/12.- 1967.
207. Мухин, Ю.В. Процессы уплотнения глинистых осадков [Текст] / Ю.В. Мухин Ю.В. - Москва: Недра, 1965. - 200 с.
208. Нерпин, С.В. Исследование механических и гидромеханических свойств грунтов на основе учета их поверхностных сил [Текст] / С.В. Нерпин, Б.В. Дерягин // Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. - Москва, 1961. - С.66-73.

209. Нерпин, С.В. Обобщение закона Дарси для случаев нелинейной фильтрации в насыщенных и ненасыщенных грунтах [Текст] / С.В. Нерпин, Е.Д. Хлопотенков // Доклады ВАСХНИЛ. - 1970. - № 2 - С.41-44.
210. Нечипорович, А.А. Прогноз осадок гидротехнических сооружений на связных грунтах [Текст] / А.А. Нечипорович, Т.И. Цыбульник. - Москва: Госстройиздат, 1967. - 179 с.
211. Николаева, С.К. Микроструктурные исследования тиксотропных изменений в глинистых грунтах [Текст] / С.К. Николаева. -Москва: Вестник МГУ: сер. Геология, 1982. - № 2. С.35-42.
212. Николаева, С.К., Королёв В.А., Осипов В.И., Соколов В.Н. Тиксотропия глинистых грунтов [Текст] / С.К. Николаева, В.А. Королёв, В.И. Осипов, В.Н. Соколов // Физико-химическая механика природных дисперсных систем. – Москва: Изд-во МГУ, 1985. - С.158-167.
213. Нуриджанян, С.Ш. Консолидация многофазных грунтов с учетом нелинейной деформируемости и проницаемости [Текст]: автореф. дис. На соиск. учен. степ. канд. техн. наук / Нуриджанян Саркис Шаваршович; МИСИ. – Москва, 1971. - 20 с.
214. Орипов, Г.О. Деформативные свойства водонасыщенных лессовых грунтов Яванской и Гиссарской долин Таджикистана [Текст] / Г.О. Орипов, В.Г. Данченко // Материалы Всесоюзного совещания. Фундаментостроение в сложных грунтовых условиях; тез. докл. - Алма-Ата, 1977. - С. 128-130.
215. Орнатский, Н.В. Механика грунтов [Текст] / Н.В. Орнатский. – Москва: изд. МГУ, 1962. - 448 с.
216. Осипов, В.И. Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород [Текст] / В.И. Осипов. – Москва: изд-во МГУ, 1979. - 232 с.

217. Осипов, В.И. Структурные связи и процессы структурообразования в грунтах [Текст] / В.И. Осипов, В.Н. Соколов // Теоретические основы инженерной геологии. Физико-химические основы. – Москва: Недра, 1985. – С. 104-145.
218. Осипов, В.И. Типы структур глинистых пород и их деформационные особенности [Текст] / В.И. Осипов, В.Н. Соколов // Физико-химическая механика дисперсных систем и материалов. – Киев: Наукова Думка, 1983. - С. 93-98.
219. Осипов, В.И. Физико-химическая природа деформируемости и прочности грунтов [Текст] / В.И. Осипов, В.Н. Соколов, В.А. Королев // Теоретические основы инженерной геологии. Физико-химические основы. - Москва: Недра, 1985. - С. 145-175
220. Основания, фундаменты и подземные сооружения [Текст]: Справочник проектировщика. - Москва: Стройиздат, 1985. - 480 с.
221. Павилонский, В.М. К вопросу о начальном градиенте напора в глинистых грунтах: труды ВОДГЕО [Текст] / В.М. Павилонский. – Москва: Гидротехника, 1968. - вып. 19. - С.78-85.
222. Павловский, Н.Н. Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные положения. Собр. сочинений, т. 2 [Текст] / Н.М. Павловский. – Москва – Ленинград: АН СССР, 1956. - 753 с.
223. Петрухин, В.П. Исследование сжимаемости загипсованных глинистых грунтов в лабораторных условиях: труды НИИОСП. Механика грунтов [Текст] / В.П. Петрухин. - Москва: Стройиздат, 1977. – С. 32-47.
224. Польшин, Д.Е. О поучительном случае строительства тепловой электростанции на илистых грунтах: сб.: Строительство на слабых грунтах [Текст] / Д.Е. Польшин, А.П. Почаевец. - Рига, 1970. - С.284 -287.

225. Подтопление застраиваемых территорий грунтовыми водами и их инженерная защита // Материалы Всесоюзного совещ. - Белгород: 1972. – 195 с.
226. Подтопление застраиваемых территорий грунтовыми водами и их инженерная защита // Материалы Всесоюзн. совещ. - Ташкент: Фан, 1978. – 154 с.
227. Польшин, Д.Е., Ткачев Ю.К. Расчеты осадок фундаментов сооружений во времени: труды НИИОСП. Механика грунтов [Текст] / Д.Е. Польшин, Ю.К. Ткачев – Москва, 1977. - вып.68 - С.128-132.
228. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) // НИИОСП Госстроя СССР.-Москва: Стройиздат, 1986.- 415 с.
229. Почаевец, А.П. Структурная прочность грунта и определение глубины сжимаемой толщи // Материалы III Всесоюзного совещ. Основания, фундаменты и механика грунтов [Текст] / А.П. Почаевец. - Киев, 1971. - С. 220-222.
230. Процессы подтопления застроенных территорий грунтовыми водами (прогноз и защита) // Материалы Всесоюзного совещания. Т. 1, 2 - Новосибирск, 1984. – 126 с.
231. Приклонский, В.А. Современные проблемы инженерной геологии // Известия АН СССР. Серия геология [Текст] / В.А. Приклонский. - Москва, 1957. - № 12. - С.89-96.
232. Прудников, А.П. Интегралы и ряды. Элементарные функции [Текст] / А.П. Прудников, Ю.А. Брычков, О.И. Маричев. - Москва: Наука, 1981. - 799 с.
233. Расулов, Х. З. Роль собственного веса водонасыщенной песчаной толщи в обеспечении сейсмической устойчивости [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / Расулов Хаят

Заирович; МАДИ. – Москва, 1968. - 30 с.

- 234 Рахманов, А.А. Консолидация слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом исходного напряженного состояния, нелинейной деформируемости и переменной проницаемости [Текст]: дис...канд. техн. наук / А.А. Рахманов – Москва: МИСИ, 1985. – 212 с.
- 235 Рахманов, А.А. Экспериментальные исследования деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных грунтов: сб. Республиканская научно-практическая конференция (секция технических, тезисы докладов) [Текст] / А.А. Рахманов. - Душанбе, 1984. - С.44.
- 236 Рахманов, А.А. К вопросу определения деформаций разуплотнения образца слабого водонасыщенного грунта при снятии природной нагрузки [Текст] / А.А. Рахманов, В.А. Тищенко. - Москва: ВНИИИС Госстроя СССР: рег. № 5033, 1984 - вып.5 -7 с.
237. Рахманов, А.А. К расчету количества воды для замачивания массива при уплотнении лессовых просадочных грунтов гидровзрывным способом. Респ. научно-практ. конф. (секц. техн. наук) [Текст] / А.А. Рахманов. - Душанбе, 1987. - С.12.
238. Рахманов, А.А. Использование метода трех кривых для прогноза деформаций при уплотнении массива лессовых просадочных грунтов гидровзрывным способом. Респ. научно-практ. конф. (секц. техн. наук) [Текст] / А.А. Рахманов. - Душанбе, 1987. - С.137.
239. Рахманов, А.А. Прогноз нелинейной деформируемости опоры моста с учетом реологических свойств оснований: сб. «Повышение технического уровня дорожного хозяйства Таджикистана [Текст] / А.А. Рахманов, А.И. Корнилов. - Душанбе, 1987. - С.6
240. Рахманов, А.А. Определение деформаций разуплотнения грунтов

- при их отборе: сб. науч. статей ученых [Текст] / А.А. Рахманов. – Душанбе: Дониш, 1988. - С.51-56.
241. Рахманов, А. А. Прогноз скорости осадок массива лессовых просадочных грунтов после уплотнения гидровзрывным способом: сб. науч. статей (секция техн. наук) [Текст] / А.А. Рахманов, А.Р. Рузиев. – Душанбе: Дониш, 1990. - С.34-36.
242. Рахманов, А.А. Инженерно-геологические проблемы застройки Восточных холмов г. Душанбе. // Тезисы респ. научно-практ. конф. «Благоустройство территории г. Душанбе» (арх.- худож., эколог. и инж. проблемы [Текст] / А.А. Рахманов. – Душанбе: Ирфон, 1991. - С.67-68.
243. Рахманов, А.А. Учет компрессионной ползучести грунта и природного напряженно-деформированного состояния массива при расчете конечных осадок сооружений: труды ТТУ; сер. строит. и архит.) [Текст] / А.А. Рахманов, О.С. Ашуров. – Душанбе: ТТУ. 1993. - вып. 3. - С. 22-28.
244. Рахманов, А.А. Прогноз нелинейной деформируемости массива лессовых просадочных грунтов при гидровзрывном методе [Текст] / А.А. Рахманов. – Душанбе: ТТУ, 2000. - С. 25-29.
245. Рахманов, А.А. Аналитический метод оценки исходного напряженного состояния водонасыщенных глинистых грунтов // Труды III Центр.-Азиат. Междун. Геотехн. симпоз. «Геотехн. пробл. строит. на просад. грунтах в сейсмич. районах» [Текст] / А.А. Рахманов. - Душанбе: САНИИОСП, 2005.- С.94-95.
246. Рахманов, А.А. Учет нелинейной деформируемости скелета и нелинейной водопроницаемости грунтов при прогнозе осадок оснований сооружений // Труды III Центр.-Азиат. Междун. Геотехн. симпоз. «Геотехн. пробл. строит. на просад. грунтах в сейсмич. районах» [Текст] / А.А. Рахманов. - Душанбе:

САНИИОСП, 2005.- С.96-97.

247. Рахманов, А.А. Строительные нормы и правила Республики Таджикистан (СНиП РТ) 52-03-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» [Текст] / А.А. Рахманов, У.Х. Умаров, М.М. Саломов, Д.Ш. Шарифзода, М.Э. Саидов // Комитет архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан. – Душанбе: ГУП «НИИСА», 2021. - 135 с.
248. Рахманов, А.А. Строительные нормы и правила Республики Таджикистан (СНиП РТ) 50-01-2021 «Основания зданий и сооружений» [Текст] / А.А. Рахманов, О.К. Комилов, И.Г. Тахиров, А.Р. Рузиев, Ф.Ф. Зехниев, Д.Д. Ахмедов, С.А. Рахимов, М.М. Саломов, Д.Ш. Шарифзода, Х. Насруллоев, Р.С. Саидов, М.Э. Саидов // Комитет архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан. – Душанбе: ГУП «НИИСА», 2021 г. - 149 с.
249. Рахманов, А.А. Строительные нормы и правила Республики Таджикистан (СНиП РТ) 22-08-2021 «Здания и сооружения на просадочных грунтах» [Текст] / А.У. Абдуллоев, А.А. Рахманов, А.Р. Рузиев, М.М. Саломов, Р.С. Саидов, М.Э. Саидов // Комитет архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан. - Душанбе: ГУП «НИИСА», 2021. - 42 с.
250. Рахманов, А.А. Строительные нормы и правила Республики Таджикистан (СНиП РТ) 52-02-2021 «Несущие и ограждающие конструкции» [Текст] / А.А. Рахманов, М.М. Саломов, М.Э. Саидов // Комитет архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан. - Душанбе: ГУП «НИИСА», 2021.–200 с.
251. Рахманов, А.А. Приборы и оборудование для отбора и испытания слабых водонасыщенных глинистых грунтов: сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и

- разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий») [Текст] / А.А. Рахманов. – Душанбе: ТНУ, 2022. – С.241-249.
252. Рахманов, А.А. Изменение степени влажности и радиусов пузырьков заземленного газа при отборе образца из массива водонасыщенных глинистых грунтов: сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий») [Текст] / А.А. Рахманов. – Душанбе: ТНУ, 2022- С.270 - 276.
253. Рахманов, А.А. Экспериментальные исследования деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных глинистых грунтов (В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий») [Текст] / А.А. Рахманов, О.К. Комилов. – Душанбе: ТНУ, 2022. - С.232-241.
254. Рахманов, А.А. Численное решение нелинейной задачи консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом изменяющейся высоты массива. (В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий») [Текст] / А.А. Рахманов. - Душанбе: ТНУ, 2022. - С. 207 – 213.
255. Рахманов, А.А. Устройство для отбора проб грунта, приборы и оборудование для исследования консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов. // Политехн. вестник. Сер. Инженерные исследования. – Душанбе: ТТУ, 2022. - № 2 (58). - С.144-151.
256. Рахманов, А.А. «О первичной и вторичной консолидации слабых

- водонасыщенных глинистых грунтов» [Текст] / А.А. Рахманов // сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «XII Ломоносовские чтения», посв. 30-летию установл. дипломат. отнош. между Республикой Таджикистан и Российской Федерацией»: секц. естеств. наук. Ч.1. - Душанбе, 2022.- С.322-329.
257. Рахманов А.А. Изменение физических параметров при отборе слабых водонасыщенных лессовых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // сб. Вестник фил. МГУ им. М.В. Ломоносова в г. Душанбе: секц. естеств. наук, Том 1, № 1 (21). – Душанбе: МГУ, 2022. - С.137-144.
258. Рахманов, А.А. К определению физико-механических показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии [Текст] / А.А. Рахманов // сб. Вестник филиала МГУ им. М.В. Ломоносова в г. Душанбе: секц. естеств. наук, Том 1, № 1 (21). – Душанбе: МГУ, 2022. – С.144-150.
259. Рахманов, А.А. Консолидация слабых водонасыщенных глинистых грунтов при изменяющейся во времени высоте массива [Текст] / А.А. Рахманов // «Политех. Вестник: сер. инжен. исслед. - Душанбе: ТТУ им.М.С.Осими, 2023. - № 3 (63). - С.154-161.
260. Ребиндер, П.А. Поверхностные явления в дисперсных системах, физико-химическая механика [Текст] / П.А.Ребиндер. - Москва: Наука, 1979.-384 с.
261. Рекомендации по устройству искусственных оснований на сильносжимаемых водонасыщенных грунтах (на примере Таджикской ССР) // САФНИИОСП. - Душанбе: Госкомиздат, 1984. -156 с.
262. Рельтов, Б.Ф. Исследование упругих и упруго-пластичных свойств связных грунтов методом затухающих крутильных колебаний

- [Текст] / Б.Ф. Рельтов. - Ленинград: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1958. - 12 с.
263. Роза, А.С. Расчет осадок сооружений гидроэлектростанций [Текст] / А.С. Роза. – Москва: Госэнергоиздат, 1959. - 330 с.
264. Роза, С.А. Геотехническое направление в изучении лессовидных грунтов [Текст] / А.С. Роза // Строительство на лессовых грунтах: сб. тр.- Москва - Харьков. 1939. – 46 -53.
265. Роза, А.С. Результаты экспериментального изучения начального фильтрационного градиента в плотных глинах [Текст] / А.С. Роза // Труды ВНИИГС, механика грунтов, Б 4. - М.: Госстройиздат, 1953.- С.56-62.
266. Роза, А.С. Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, слагающих основание сооружений [Текст] / А.С. Роза. - Ленинград: Ленгидеп, 1947.- 88 с.
267. Рубинштейн, А.Я. Инженерно-геологические изыскания для строительства на слабых грунтах [Текст] / А.Я. Рубинштейн, Ф.С. Канаев. - Москва: Стройиздат, 1984. – 108 с.
- 268- А. Рузиев, А.Р. Опыт замачивания грунтов в стесненных условиях строительства [Текст] / А.Р. Рузиев, Т.Ф. Джалилов, **А.А. Рахманов**, Ф.Ф. Зехниев // В сб. Тезисы докладов XVII науч. отч. конф. преподавателей. - Душанбе. «Дониш», 1989. - С.12-13.
269. Рузиев, А.Р. Исследование сейсмического эффекта при уплотнении лессовых просадочных грунтов гидровзрывным методом в условиях сложного рельефа [Текст] / А.Р. Рузиев, Р.А. Усманов // Материалы междунар. науч. конфер. Современ. аспекты развития сейсмост. строит. и сейсмологии. - Душанбе, 2005.- С.224-227.
270. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. - Москва: Стройиздат, 1978. - 376 с.
271. Руководство по лабораторным исследованиям физико-

- механических свойств грунтов при производстве инженерных изысканий в строительстве. Москва, Стройиздат, 1976. - 136 с.
272. Саттаров, М.А. Научные основы технологии освоения структурно-неустойчивых грунтов [Текст] / М.А. Саттаров, О.К. Комилов. - Душанбе: ПРОМЭКСПО, 2014. - 189 с.
273. Саттаров, М.А. К изучению основных факторов взаимодействия процесса инфильтрации и просадки при увлажнении лессовых грунтов [Текст] / М.А. Саттаров, О.К. Комилов // Доклады АН СССР, 1984. - С.555 - 558.
274. Сергеев, Е.М. Типы микроструктур глинистых пород [Текст] / Е.М. Сергеев, Б. Грабовская -Ольшевская, В.И. Осипов, В.Н. Соколов // Инженерная геология. – Москва, 1979. - № 2. - С. 48-58.
275. Савватеев, С.С. Об определении характеристик деформируемости лессовых просадочных грунтов [Текст] / Савватеев, С.С. // Основания, фундаменты и механика грунтов. -Москва, 1968. - № 4 - С.6-9.
276. Садетова Э.М. Исследование деформационных свойств лессовых грунтов в полевых условиях [Текст] / Э.М. Садетова // Вопросы исследования лессовых грунтов, оснований и фундаментов: сб. тр. – Ростов - на Дону, 1972. - С.69-75.
277. Сидоров. Н.Н. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. [Текст] / Н.Н. Сидоров, В.П. Сипидин. – Ленинград: Госстройиздат, 1972. - 136 с.
278. Слабые глинистые грунты // Сборник докладов Всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. – Таллинн: изд. НТО, 1965.
279. Смолин, Ю.П. К методике определения компрессионного модуля деформации ползучих грунтов. [Текст] / Ю.П. Смолин // Основания и фундаменты, подземные сооружения. - Москва: Стройиздат,

1972. - С.132-133.

280. Снежкин, Б.А., Зиангиров Р.С. Оценка структурных связей глинистых грунтов [Текст] / Б.А. Снежкин, Р.С. Зиангиров Р.С. // Инж.-геол. хар-ка грунтов и процессы в них. - Москва, 1985. – С. 3-11
281. Строительные нормы и правила республики Таджикистан (СНиП РТ) 50-01-2007 «Основания и фундаменты зданий и сооружений / Комитет архитектуры и строительства при Правительстве Республики Таджикистан. – Душанбе: ГУП «НИИСА», 2007 - 90 с.
282. Строительные нормы и правила (СНиП) П-16-76. Основания гидротехнических сооружений. Москва: Стройиздат, 1977. - 37 с.
283. Соболевский, Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания [Текст] / Ю.А. Соболевский. - Минск: Вышэйшая школа, 1975. - 399 с.
284. Соколов, В.Н. Глинистые породы и их свойства [Текст] / Соколов В.Н. Москва, 2000. - №9. - С. 59-66.
285. Соколов, В.Н. Микростроение и физико-химическая теория прочности дисперсных грунтов [Текст] / В.Н. Соколов // Тезисы докл. на V Всесоюзной конф. “Проблемы инженер. геологии в связи с промышл. и гражд. строит-вом и разработ. месторожд. полез. ископ. - Свердловск, 1984.-т.1.- С. 13-15.
286. Сорокина, Г.В. Физико-механические свойства морских илов. [Текст] / Г.В. Сорокина // Строительное грунтоведение – Москва: Госстройиздат, 1960. - № 42. - С. 26-34.
287. Сорокина, Г.В. Строительные свойства морских илов [Текст] / Г.В. Сорокина // Слабые глинистые грунты. - Таллин, 1965. - С.56-62.
288. Сотников С.Н. Осадки некоторых зданий повышенной этажности в Ленинграде [Текст] / С.Н. Сотников // В сб.: "Слабые глинистые грунты". - Таллин, 1965. – С. 295-304.
289. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения

- [Текст] / Под ред. Недриги В.П. - Москва: Стройиздат, 1983.- 543 с.
290. Строганов А.С. Вязкопластическое течение грунтов. [Текст] / А.С. Строганов // В кн.: Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва: Госстройиздат, 1961. – С. 194-202.
291. Строительство на слабых грунтах // Сборник трудов по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. - Рига: Изд. РПИ, 1970. – 371 с.
292. Строительство на слабых водонасыщенных грунтах // Материалы Всесоюзного совещания. - Одесса, 1975.-275 с.
293. Строительство в сложных условиях // Материалы Всесоюзного совещания. - Алма-Ата, 1977. – 123 с.
294. Тахиров, И.Г. Инженерно-геологические свойства водонасыщенных лессовых грунтов Таджикистана [Текст] / И.Г. Тахиров, С.И. Лаврусевич // Материалы Всесоюз. совещания. Строит-во на слабых грунтах. - Одесса, 1975. – С.46.
295. Тахиров, И.Г. Современные методы уплотнения и закрепления лессовых просадочных и водонасыщенных грунтов в Таджикской ССР (обзор) - Душанбе: ТаджикНИИНТИ, 1979. - 44 с
296. Тахиров, И.Г. Аварии зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах в сейсмических условиях Таджикистана (обзорная информация) [Текст] / И.Г. Тахиров. –Душанбе: ТаджикНИИНТИ.–61с.
297. Тахиров, И.Г. Уплотнение лессовых просадочных грунтов замачиванием и энергией взрывов в сейсмических условиях Центральной Азии // Кн.1. Теоретические исследования. - Душанбе: НПЦентр, 1996. - 156с.; Кн .2. Ч.1. Экспериментальные исследования. – Душанбе: НПЦентр, 1998.-194с.; Кн.2, Ч.2.

- Экспериментальные исследования. - Душанбе: НПЦентр, 1998. - 130 с.; Кн.3. Практика, рекомендации / [Текст] / И.Г.Тахиров. - Душанбе: НПЦентр,1998.-144 с.
298. Тахиров, И.Г. Уплотнение лессовых просадочных грунтов Центральной Азии замачиванием и энергией взрывов [Текст]: дисс. ...д-ра техн. наук в форме науч. докл. / Тахиров Инъом Гафурович. - Москва, 1999. - 80 с.
299. Тейлор, Д. Основы механики грунтов / [Текст] / Д. Тейлор. - Москва: Госстройиздат, 1960. - 598с.
300. Тер-Мартirosян, З.Г. Исследование уплотнения глинистых грунтов с учетом ползучести скелета и сжимаемости поровой жидкости [Текст]: автореф. дис. ...канд. техн. наук / Тер-Мартirosян Завен Григорьевич. - Москва, 1965. - 19 с.
301. Тер-Мартirosян, З.Г. О вторичной консолидации глин [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, Н.А. Цытович // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1965. - № 5. - С.12-15.
302. Тер-Мартirosян, З.Г. Одномерная задача консолидации многофазных грунтов с учетом переменной нагрузки и напора на границе [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян // В трудах к VIII Междунар. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. - Москва: Стройиздат, 1973.– С. 214 - 217.
303. Тер-Мартirosян, З.Г. Напряженно-деформированное состояние массивов многофазных грунтов в прикладных задачах геомеханики в строительстве. [Текст]: автореф. дис. на соиск. д-ра техн. наук / Тер-Мартirosян Завен Григорьевич; МИСИ. – Москва, 1976.- 31 с.
304. Тер-Мартirosян, З.Г и др. Авт. свид. СССР № 903469. Устройство для измерения порового давления в грунтах / З.Г. Тер-Мартirosян, Ю.С. Григорьев, В.А. Тищенко. - 1982. - Бюл. № 5. - С.2.
- 305- А. Тер-Мартirosян, З.Г. Теоретические основы расчета осадок

- слабых водонасыщенных грунтов с учетом исходного напряженного состояния и свойств ползучести [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, **А.А. Рахманов**. – Москва: ВНИИС Госстроя СССР, рег. № 5032, 1984. - вып.5, - 20 с.
- 306- А. Тер-Мартirosян, З.Г. Консолидация сильносжимаемого глинистого грунта [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, И.И. Демин, **А.А. Рахманов** // В сб. "Современные проблемы нелинейной механики грунтов" - Челябинск, 1985. – С. 168-169.
- 307- А. Тер-Мартirosян, З.Г. Численный метод решения задач консолидации слабых водонасыщенных грунтов [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, И.И. Демин, **А.А. Рахманов** // В сб. «Приложение численных методов к задачам геомеханики» (межвуз. сб. научных трудов). Москва, 1986.- С.62-67.
308. Тер-Мартirosян, З.Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян. - Москва: Недра, 1986.- 292 с.
- 309- А. Тер-Мартirosян, З.Г. и др. Авт. свид. СССР № 1357495 (51) Е 02 Д1/00 Способ определения деформационных характеристик слабых водонасыщенных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, **А.А. Рахманов**, Р.Г. Погосян. – 1987. - Бюл. № 45. – С.2.
- 310- А. Тер-Мартirosян, З.Г. и др. Авт. свид. СССР № 1488715 (51) Е 02 Д1/00. Устройство для отбора проб грунта / З.Г. Тер-Мартirosян, **А.А. Рахманов**, Р.Г. Погосян. – 1987. - Бюл. № 45. – С.2.
311. Тер-Мартirosян, З.Г. Учет ползучести и нелинейной деформируемости при расчете сильносжимаемых водонасыщенных оснований. [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, С.С. Вялов, И.И. Демин, Н.Е. Шахурина // В сб. трудов II Балтийской конференции по механике грунтов и фундаментостроению /Т.2. Строительство на торфах и деформации сооружений на

- сильносжим. грунтах. - Таллин; 1988. - С. 13-18.
312. Тер-Мартirosян, З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян. - Москва: Стройиздат, 1990. - 200 с.
313. Тер-Мартirosян, З.Г. Проблемы консолидации и ползучести оснований сооружений [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян // Материалы XI Междун. симпозиума по реологии грунтов: сб. тр. - Москва, 2003. - С. 111-112.
314. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов. /Уч. Пособие [Текст] // З.Г. Тер-Мартirosян. - Москва: Изд. АСВ, 2005.- 488 с.
315. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян. - Москва: Изд. АСВ, 2009. - 553 с.
316. Терцаги, К. Теория механики грунтов [Текст] / К. Терцаги. – Москва: Госстройиздат, 1961. - 508 с.
317. Терцаги, К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств [Текст] / К. Терцаги. – Москва – Ленинград: Госстройиздат, 1933. - 392 с.
318. Терцаги, К. Механика грунтов в инженерной практике [Текст] / К. Терцаги, Р. Пек. - Москва: Госстройиздат, 1958. - 608 с.
319. Тищенко, В.А. Деформирование многофазных грунтов при сложном напряженном состоянии [Текст]: дис. канд. техн. наук / Тищенко Виктор Альбертович. - Москва, 1983. - 219 с.
320. Троицкая, М.Н. Об основных зависимостях механики грунтов [Текст] / М.Н. Троицкая // В сб.: Вопр. инж. геологии и грунтоведения. – Москва: Изд-во МГУ, 1963. - вып.1. - С. 254 – 274.
321. Троицкая, М.Н. Определение несущей способности и модуля деформации грунтов [Текст] / М.Н. Троицкая // Строит. Дорог. – Москва, 1945. - № 12. - С. 15-16.

322. Тугаенко, Ю.Ф. Полевые исследования деформаций оснований, сложенных лессовыми водонасыщенными грунтами [Текст] / Ю.Ф. Тугаенко, Б.А. Хуторянский // Основания и фундаменты: сб. тр. – Киев: Будівельник, 1971. - вып.4. - С.108-113.
323. Усманов, Р.А. Слабые водонасыщенные грунты, образованные обводнением лессов, как основания сооружений в условиях Республики Таджикистан. [Текст]: автореф. дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук / Усманов Рустам Алимджанович; ЕАНУ. – Астана, 2009.- 48 с.
324. Ухов, С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. [Текст] / С.Б. Ухов. - Москва, 1973. - 118 с.
325. Фазылов, А.Р. Законодательная база в области безопасности гидротехнических сооружений в Таджикистане [Текст] / А.Р. Фазылов. - Душанбе, 2021.- 27 с.
326. Физико-химическая механика природных дисперсных систем / Под ред. Е.Д. Щукина и др., - Москва: изд-во МГУ, 1985. - 266 с.
327. Финаев, И.В. Наблюдения за осадками промышленных зданий на намывном песке с подстилающими слабыми грунтами [Текст] / И.В. Финаев, Г.В. Конаков // В сб.: Слабые глинистые грунты. - Таллин, 1965. - С.304 – 308.
328. Флорин, В.А. Основы механики грунтов, т. I (общие зависимости и напряженное состояние оснований сооружений) [Текст] / В.А. Флорин. – Ленинград - Москва: Госстройиздат, 1959. - 357 с.
329. Флорин, В.А, Основы механики грунтов, т. 2 (деформация и устойчивость оснований сооружений) [Текст] / В.А. Флорин. – Ленинград - Москва: Госстройиздат, 1961. - 543 с.
330. Флорин, В.А. Теория уплотнения земляных масс [Текст] / В.А. Флорин. - Москва: Стройиздат, 1948. - 284 с.
331. Хакимов, Х.Р. Экспериментальное исследование мощности

- несущего слоя основания (сжимаемой толщи) [Текст] / Х.Р. Хакимов // Труды лаборатории оснований и фундаментов сооружений. – Москва -Ленинград: ГОНТИ, 1938. - С.7-22.
332. Хасанов, А.З. Подтопление городских территорий Средней Азии и мероприятия по их защите [Текст] / А.З. Хасанов // Материалы Всесоюзного совещ. Проблемы подтопл. застроенных террит. грунтовыми водами (прогноз и защита).- Новосибирск, 1984.-С.48-52.
333. Хасанов, А.З. Проблемы гидрогеологии городских территорий аридной зоны [Текст] / А.З. Хасанов // Материалы III Всесоюзного семинара. Современные проблемы инжен. геологии и гидрогеологии террит. городов и городских агломераций. – Москва: Наука, 1987.- С.72-73.
334. Хасанов, А.З. Влияние техногенных процессов и поверхностного водного режима на формирование грунтовых вод [Текст] / А.З. Хасанов, З.А. Хасанов // Труды III Центральноазиатского геотехнич. симпозиума. Геотехнич. проблемы строительства на просад. грунтах в сейсмич. районах. - Душанбе, 2005.- С.107-110.
335. Худойбергенов, А.М. Процесс подтопления в городах Узбекистана, расположенных на орошаемых массивах, и некоторые рекомендации по его ликвидации [Текст] / А.М. Худойбергенов, Х.Л. Рахматуллаев // Материалы Всесоюзного совещ. Проблемы подтопл. застроенных террит. грунтовыми водами (прогноз и защита). - Новосибирск, 1984.- С. 111-113.
336. Циунчик, Б.И. Влияние влажности на компрессию и просадочность макропористых лессовидных грунтов [Текст] / Б.И. Циунчик // Известия ВУЗов: Строительство и архитектура. – Москва, 1961. - №2. - С.31-39.
337. Цытович, Н.А. Механика грунтов [Текст] / Н.А. Цытович. -

- Москва: Стройиздат, 1963.–636 с.
338. Цытович, Н.А. Теория и практика фундаментостроения [Текст] / Н.А. Цытович. - Москва: Стройиздат, 1964. - 94 с.
339. Цытович, Н.А. Вопросы теории и практики строительства на слабых глинистых грунтах [Текст] / Н.А. Цытович // Слабые глинистые грунты. Таллин, 1965. – С.5-17.
340. Цытович, Н.А. Проблемы теории и практики строительства на слабых водонасыщенных глинистых грунтах [Текст] / Н.А. Цытович // Материалы Всесоюзного Совещ. по новым методам возведения промышл. и гражд. сооруж. на слабых водонасыщ. глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: сб. тр. – Рига: РПИ, 1972.- С.3-8.
341. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс) [Текст] / Н.А. Цытович. - Москва: Высшая школа, 1983. - 288 с.
342. Цытович, Н.А. Прогноз скорости осадок оснований сооружений [Текст] / Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий, М.В. Малышев, М.Ю. Абелев, З.Г. Тер-Мартirosян. - Москва: Стройиздат, 1967. - 240 с.
343. Цытович, Н.А. Основы прикладной геомеханики в строительстве [Текст] / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян. - Москва: Высшая школа, 1981.–318 с.
344. Цытович, Н.А. Нелинейная консолидация глин с учетом старения [Текст] / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян, С.Ш. Нуридджанян // Труды II Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов/ - Ереван: ЕГУ, 1976. - С. 346 - 351.
345. Чаповский, Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов [Текст] / Е.Г. Чаповский. -Москва: Недра, 1975.- 304 с.
346. Черкасов, И.И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве [Текст] / И.И. Черкасов. - Москва: Транспорт, 1976.-

247 с.

347. Черный, Б.И. Об изменении влажности и деформируемости лессовых оснований после предварительного увлажнения [Текст] / Б.И. Черный // Механич. свойства грунтов и вопросы строит. зданий на увлажн. лессовых основаниях: сб. тр. - Грозный, 1968.- С. 153-159.
348. Чураков, А.И. Фильтрация воды в глинистых грунтах [Текст] / А.И. Чураков // Труды кафедры гидротехн. сооруж. – Москва: МИСИ, 1958. - вып. 2. – С. 137-148.
349. Шеляпин, Р.С. Заключение о грунтовых условиях проектирования третьего силосного корпуса Одесского портового элеватора. [Текст] / Р.С. Шеляпин // Научно-технич. отчет. – Москва: Промзернопроект, 1969. - арх. № 5878/2161. - 122 с.
350. Шержуков, Б.С. О расчете неустановившегося притока подземных вод в строительные котлованы при открытом водоотливе [Текст] / Б.С. Шержуков. – Москва: ВОДГЕО, 1969. - вып. 22. - С. 13-18.
351. Шестаков, В.М. Об определении гидрогеологических параметров пласта по данным опытных откачек при неустановившемся режиме [Текст] / В.М. Шестаков // Разведка и охрана недр. - Москва, 1962.- № 12. - С. 18-24.
352. Шехтер, Е.Ю. Методы исследования механических свойств грунтов морского дна [Текст] / Е.Ю. Шехтер. – Москва: Недра, 1983. - 190 с.
353. Ширинкулов, Т.Ш. Некоторые задачи нелинейной фильтрационной теории консолидации многофазных грунтов с учетом их старения и нелинейной ползучести [Текст] / Т.Ш. Ширинкулов, А. Дасибеков, Ш. Алтынбеков // Тезисы докладов IV Симпозиума по реологии грунтов. - Самарканд, 1982. - С. 180-181.
354. Шукле, Л. Реологические проблемы механики грунтов // перев.

- Маслова Н.Н. [Текст] / Шукле, Л.-Москва: Стройиздат, 1973. – 486 с.
355. Biot M. General theory, of three-dimensional consolidation. - J Appl. Mech. 1941, vol. 12, № 2.- p.155-164.
356. Borden L., Berry P. Consolidation of normatly, consolidated clay. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, SM5, № 4481; 1965ю - p.15-35.
357. Davis E.H.; Raymond G.P. A non-linear -theory, of consolidation. Geothecknique, 15 1965, No 2. - p.161-173.
358. Gibson R.£., England G.L, Hussey M.L. The theory of one-dimensional consolidation of saturated days. Geotechnique, 17, 1967, No 3. – p.261-273.
359. Jambu N. Consolidation of clays layers on non-linear stress - strain. Proceeding Sixth International Conf. on Sod Mechanics and Fondation Engineeringy. Montreal, 1965. - p. 83-87.
360. Krause Grhard. Endimensionale Konsolidation mit finiten Elementen. «Bautechnik» 1975.- №10.
361. Leonards GA, Altchaeffd A.G. Compressibility of clay. J. Soil. Mech. Fnds. Див. Am. Soc. civ. Engr. - p.133-155.
362. Lo K.Y. Correspondence on Measurement of the coefficient of consolidation of clay with non-linear viscosity. Geotechnique 17, 1967. № 3.- p. 284 - 289.
363. Lo K.Y. Secondary consolidation, J ASCE N4, v1, 1960.
364. Poskitt T. J. A note on the consolidation of clay with non-linear viscosity. Geotechnique 17, 1967. - № 3. - p. 264-268.
365. PLAXIS FEC for Soil and Rock Analyses (1998): Руководство пользователя. Модели грунтов. - Санкт- Петербург: «НИИ-Информатика», 2000.
366. Poskitt T.J. The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility. Geotechnique 19, 1969.-№ 2. - p. 234-252.
367. Rowe P.W. Barden L. A new consolidation cell. Geotechnique, 16, 1966. – № 2. - p. 162- 170.

ОСНОВНЫЕ ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Статьи в изданиях, рекомендуемых ВАК при Правительстве РФ

[1-А]. **Рахманов, А.А.** К вопросу определения деформаций разуплотнения образца слабого водонасыщенного грунта при снятии природной нагрузки [Текст] / А.А. Рахманов, В.А. Тищенко // ВНИИИС Госстроя СССР. Рег. № 5033, реф. сб. НТЛ "Строительство и архитектура" разд. Б, вып.5. - Москва, 1984. - 7 с.

[2-А]. **Рахманов, А.А.** Теоретические основы расчета осадок слабых водонасыщенных грунтов с учетом исходного напряженного состояния и свойств ползучести [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, А.А. Рахманов // ВНИИИС Госстроя СССР, регистрац. № 5032, реф. сб. НТЛ "Строительство и архитектура», разд. Б, вып.5. -, Москва, 1984.- 20 с.

[3-А]. **Рахманов, А. А.** Консолидация сильносжимаемого глинистого грунта / [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, И.И. Демин, А.А. Рахманов // В сб. «Современные проблемы нелинейной механики грунтов». - Челябинск, 1985. – С.168-169.

[4-А]. **Рахманов, А. А.** Численный метод решения задач консолидации слабых водонасыщенных грунтов [Текст] / З.Г. Тер-Мартirosян, И.И. Демин, А.А. Рахманов // В сб. «Приложение численных методов к задачам геомеханики» (Межвуз. сб. научных трудов). Москва; МИСИ, 1986. - С.62-67.

[5-А]. **Рахманов, А.А.** Учет компрессионной ползучести грунта и природного напряженно-деформированного состояния массива при расчете конечных осадок сооружений [Текст] /А.А. Рахманов, О.С. Ашуров // Труды Тадж. Техн. Университета.Серия “Строительство и архитектура”, вып. 3. - Душанбе: ТТУ, 1993. - С. 22-28.

[6-А]. **Рахманов, А.А.** Прогноз нелинейной деформируемости массива лессовых просадочных грунтов при гидровзрывном методе [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. ТТУ, Душанбе: ТТУ, 2000. – С. 25-29.

[7-А]. **Рахманов, А.А.** Приборы и оборудование для отбора и испытания слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий». – Душанбе: ТНУ, 2022. -С.241-249.

[8-А]. **Рахманов, А.А.** Изменение степени влажности и радиусов пузырьков заземленного газа при отборе образца из массива водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий» –Душанбе: ТНУ,2022.- С.270 – 276.

[9-А]. **Рахманов А.А.** Экспериментальные исследования деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов, О.К. Комилов // В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Пробл. инж. геологии, гидрогеологии и разраб. местор. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. террит.» - Душанбе: ТНУ, 2022.-С. 232-241.

[10-А]. **Рахманов, А.А.** Численное решение нелинейной задачи консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом переменной высоты массива [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «Проблемы инж. геологии, гидрогеологии и разраб. месторожд. полезных. ископ. Таджикистана и сопред. территорий». – Душанбе: ТНУ, 2022. – С. 207– 213.

[11-А]. **Рахманов, А.А.** Изменение физических параметров при отборе слабых водонасыщенных лессовых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. Вестник филиала МГУ им. М.В. Ломоносова в г. Душанбе // Секция естественных наук. Том 1, № 1 (21). – Душанбе: МГУ, 2022.- С.136-143.

[12-А]. **Рахманов, А.А.** К определению физико-механических показателей слабых водонасыщенных глинистых грунтов в исходном напряженно-деформированном состоянии [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. Вестник филиала

МГУ им. М.В. Ломоносова в г. Душанбе // Секция естественных наук. Том 1 № 1 (21). - Душанбе: МГУ, 2022.- С. 144 – 150.

[13-А]. **Рахманов, А.А.** Устройство для отбора проб грунта, приборы и оборудование для исследования консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. «Политехнический вестник»: сер. Инженерные исследования, № 2 (58) 2022. – Душанбе: ТГУ, 2022. - С.144-151.

[14-А]. **Рахманов, А.А.** Аналитический метод оценки исходного напряженного состояния водонасыщенных глинистых грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // Труды III-го Центрально-Азиатского Международного Геотехнического Симпозиума «Геотехнические проблемы строительства на просадочных грунтах в сейсмических районах» // Научно-исслед. и проектно-изыск. институт «САНИИОСП» Гос. комитета строительства и архитектуры Республики Таджикистан. – Душанбе: САНИИОСП, 2005.- С.94-95.

[15-А]. **Рахманов, А.А.** Учет нелинейной деформируемости скелета и нелинейной водопроницаемости грунтов при прогнозе осадок оснований сооружений. [Текст] / А.А. Рахманов // Труды III-го Центрально-Азиатского Международного Геотехнического Симпозиума «Геотехнические проблемы строительства на просадочных грунтах в сейсмических районах». // Научно-исслед. и проектно-изыск. институт «САНИИОСП» Гос. комитета строительства и архитектуры Республики Таджикистан. – Душанбе: САНИИОСП, 2005.- С. 96-97.

Авторские свидетельства и патенты

[16-А]. **Рахманов, А.А.** Авт. свид. СССР № 1357495 (51) Е 02 Д1/00 Способ определения деформационных характеристик слабых водонасыщенных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, А.А. Рахманов, Р.Г. Погосян, Бюл. № 45. – Москва, 1987. - С.2.

[17-А]. **Рахманов, А.А.** Авт. свид. СССР № 1488715 (51) Е 02 Д1/00. Устройство для отбора проб грунта / З.Г. Тер-Мартirosян, А.А. Рахманов, Р.Г. Погосян, Бюл. № 45. – Москва, 1987. - С.2.

Статьи в материалах конференций

[18-А]. **Рахманов, А.А.** Экспериментальные исследования деформируемости и проницаемости слабых водонасыщенных грунтов [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. Республиканская научно-практическая конференция молодых ученых и специалистов (секция технических, тезисы докладов). - Душанбе: Ирфон, 1984. - С.44-45.

[19-А]. **Рахманов А.А.** Инженерно-геологические проблемы застройки Восточных холмов г. Душанбе [Текст] / А.А. Рахманов // Тезисы Респ. научно-практ. конф. «Благоустройство территории г. Душанбе» (арх - худ., эколог. и инж. проблемы). – Душанбе: Ирфон, 1991. - С.67-68.

[20-А]. **Рахманов, А.А.** К расчету количества воды для замачивания массива при уплотнении лессовых просадочных грунтов гидровзрывным способом. [Текст] / А.А. Рахманов // Респ. научно-практ. конф. (секция технических, тезисы докладов). – Душанбе: Ирфон, 1987. - С.12-13.

[21-А]. **Рахманов, А.А.** Использование метода трех кривых для прогноза деформаций при уплотнении массива лессовых просадочных грунтов гидровзрывным способом [Текст] / А.А. Рахманов // Респ. научно-практ. конф. – Душанбе: Ирфон, 1987. - С.137-138.

[22-А]. **Рахманов, А.А.** Прогноз скорости осадок массива лессовых просадочных грунтов после уплотнения гидровзрывным способом [Текст] / А.А. Рахманов, А.Р. Рузиев // сб. науч. статей: секция техн. наук. – Душанбе: ТПИ, 1990.- С.34-36.

[23-А]. **Рахманов, А.А.** Опыт замачивания грунтов в стесненных условиях строительства [Текст] / Рузиев А.Р., Джалилов Т.Ф., Рахманов А.А.,

Зехниев Ф.Ф. // В сб. Тезисы докладов XVII науч. отч. конф. преподавателей. – Душанбе: Дониш, 1989. - С.12-14.

[24-А]. **Рахманов, А.А.** О первичной и вторичной консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов» [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. трудов «Междун. научно-практ. конф. «XII Ломоносовские чтения», посвященная 30-летию установл. дипломат. отнош. между Республикой Таджикистан и Российской Федерацией. Секц. естествен. наук. Часть 1. – Душанбе: МГУ, 2022.- С.322-329.

[25-А]. **Рахманов, А.А.** Консолидация слабых водонасыщенных глинистых грунтов при изменяющейся во времени высоте массива [Текст] / А.А. Рахманов // Политехнический вестник: сер. Инженерные исследования. - Душанбе: ТТУ, 2023. – № 3 (63). – С. 154-161.

Статьи в других журналах, индексируемых РИНЦ

[26-А]. **Рахманов, А.А.** Прогноз нелинейной деформируемости опоры моста с учетом реологических свойств оснований [Текст] / А.А. Рахманов, А.И. Корнилов // В сб. «Повышение технического уровня дорожного хозяйства Таджикистана» - Душанбе, 1987.- С.6-8.

[27-А]. **Рахманов, А.А.** Определение деформаций разуплотнения грунтов при их отборе [Текст] / А.А. Рахманов // В сб. науч. статей ученых. – Душанбе: Дониш, 1988. - С.51-56.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Физико-механические свойства грунтов (данные ОАО “Укрэнерго”)

Приложение 1

Глубина отбора, м	Вид грунта	До опыта									После опыта			
		W	ρ г/см ³	ρ_d г/см ³	ρ_s г/см ³	W_L	J_p	e	W_p	S_r	W	ρ г/см ³	ρ_d г/см ³	S_r
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Скважина № 446														
0,60 – 0,85 м	Ил глинистый	0,99	1,45	0,73	2,61	0,60	0,32	2,58	0,99	1,00	---	---	---	---
1,25 – 1,50 м		0,99	1,53	0,76	2,62	0,60	0,32	2,44	0,93	1,07	0,41	1,81	1,28	1,03
2,90 – 3,15 м		1,03	1,39	0,69	2,61	0,69	0,36	2,81	1,08	0,95	0,78	---	0,86	---
3,55 – 3,80 м		0,85	1,43	0,78	2,62	0,60	0,30	2,39	0,91	0,93	0,61	---	1,01	---
4,40 – 4,65 м		0,72	1,50	0,87	2,63	0,46	0,22	2,02	0,77	0,94	---	---	---	---
4,60 – 4,85 м		0,95	1,47	0,76	2,62	0,50	0,25	2,50	0,95	1,01	0,49	1,70	1,14	1,00
5,25 – 5,50 м		0,81	1,50	0,83	2,64	0,60	0,32	2,19	0,83	0,97	0,43	1,78	1,25	1,00
6,00 – 6,25 м		0,57	1,56	0,99	2,63	0,50	0,25	1,66	0,63	0,90	---	---	---	---
8,10 – 8,40 м		0,80	1,50	0,83	2,60	0,50	0,25	2,14	0,82	0,98	0,70	---	---	---
8,40 – 8,70 м		0,89	1,45	0,78	2,62	0,50	0,25	2,36	0,90	1,00	0,67	---	---	---
9,90 – 10,20 м		0,59	1,58	1,00	2,65	0,46	0,22	1,66	0,63	0,93	0,34	1,84	1,37	0,96
10,40 – 10,60 м		0,67	1,49	0,89	2,58	0,64	0,35	1,90	0,74	0,91	0,42	1,73	1,21	0,96
10,80 – 11,00 м		0,69	1,46	0,86	2,65	0,54	0,28	2,08	0,78	0,88	0,40	1,78	1,27	0,98
11,20 – 11,40 м		0,69	15,5	0,91	2,63	0,46	0,22	1,89	0,72	0,96	0,44	1,77	1,23	1,00
12,00 – 12,20 м		0,69	15,1	0,90	2,63	0,55	0,26	1,95	0,74	0,96	---	---	---	---
12,40 – 12,60 м	0,69	15,2	0,90	2,40	0,53	0,20	1,94	0,73	0,94	0,68	---	0,99	---	

Продолжение таблицы 1 (Л.1)

Относительная деформация при P, МПа								Кэф.фильтр. $k \cdot 10^{-5}$ м/час при P, МПа			
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
0,005	0,01	0,02	0,04	0,075	0,10	0,20	0,30	0,075	0,15	0,30	0,40
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,053	0,074	0,150	0,197	0,266	0,348	---	0,399	18,5	2,49	20,2	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,032	---	---	0,162	---	0,284	---	0,350	---	8,01	2,87	100
0,012	---	---	0,121	---	0,226	---	0,339	---	7,38	4,00	0,64
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	0,090	0,167	---	---	0,265	13,3	1,25	10,1	---
---	---	---	0,090	0,167	---	---	0,265	13,3	10,5	16,6	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Таблица 1 (Лист 2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
13,00 – 13,25 м	Ил глинистый	0,71	1,52	0,89	2,69	0,55	0,26	1,95	0,74	0,96	---	---	---	---	
14,00 – 14,30 м		0,80	1,50	0,83	2,59	0,08	0,38	2,12	0,82	0,98	0,73	---	0,92	---	
14,70 -14,90 м		0,82	1,44	0,79	2,60	0,54	0,28	2,29	0,88	0,93	0,60	---	---	---	
15,20 – 15,40 м		0,87	1,44	0,77	2,61	0,70	0,39	2,40	0,92	0,94	0,51	1,66	1,10	0,97	
15,40 – 15,60 м		0,79	1,53	0,85	2,64	0,68	0,38	2,10	0,80	0,99	0,46	1,75	1,20	0,98	
Скважина № 895															
2,30 – 2,55 м		1,30	1,35	0,59	2,53	0,96	0,54	3,29	1,30	1,00	---	---	---	---	
2,60 – 2,85 м		1,29	1,48	0,64	2,53	0,80	0,46	2,95	1,17	1,10	---	---	---	---	
2,90 – 3,25 м		1,28	1,38	1,61	2,55	0,83	0,47	3,18	1,25	1,02	---	---	---	---	
3,20 – 3,45 м		1,38	1,33	0,56	2,55	0,96	0,54	3,57	1,40	0,98	---	---	---	---	
3,80 – 4,05 м		1,02	1,43	0,73	2,58	0,95	0,53	2,71	1,05	0,99	---	---	---	---	
4,10- 4,35 м		0,83	1,36	0,74	2,58	0,95	0,53	2,47	0,96	0,87	0,60	1,66	1,05	1,05	
4,40 – 4,65 м		0,89	1,46	0,78	2,58	0,64	0,35	2,31	0,90	0,99	---	---	---	---	
4,70 – 4,95 м		1,23	1,40	0,63	2,58	0,91	0,52	3,10	1,20	1,03	---	---	---	---	
5,00 – 5,25 м		1,50	1,36	0,54	2,58	0,73	0,41	3,78	1,47	1,02	---	---	---	---	
5,30 – 5,55 м		1,39	1,33	0,55	2,58	0,83	0,48	3,68	1,43	0,97	---	---	---	---	
5,70 – 5,95 м	1,39	1,31	0,55	2,59	0,81	0,46	3,71	1,43	0,97	---	---	---	---		

Продолжение таблицы 1 (Л.2)

16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
0,08	1,87	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,04	2,08	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,16	2,13	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,14	2,26		0,112	0,165	0,234	---	0,301	---	---	---	---
0,02	2,08	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Скважина № 895											
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,096	0,214	0,254	0,323	0,400	0,479	5,07	3,530	3,15	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Таблица 1 (Лист 3)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
6,10 – 6,35	Ил глинистый	1,02	1,37	0,68	2,45	1,03	0,56	2,63	1,07	0,95	0,65	1,63	0,97	1,07	
6,40 – 6,65		1,20	1,29	0,59	2,54	1,08	0,59	3,31	1,30	0,92	---	---	---	---	
6,80 – 7,05		1,49	1,31	0,53	2,54	1,09	0,60	3,79	1,49	1,00	---	---	---	---	
7,10 – 7,35		1,26	1,34	0,59	2,54	0,93	0,53	3,31	1,30	0,97	---	---	---	---	
7,40 – 7,65		1,32	1,38	0,59	2,54	0,96	0,54	3,28	1,29	1,02	---	---	---	---	
7,70 – 7,95		1,23	1,33	0,59	2,45	0,85	0,49	3,14	1,28	0,96	---	---	---	---	
8,00 – 8,25		0,96	1,38	0,71	2,54	1,01	0,54	2,60	1,03	0,94	---	---	---	---	
8,30 – 8,55		1,26	1,32	0,58	2,54	0,76	0,43	3,38	1,33	0,95	---	---	---	---	
8,80 – 9,05		1,22	1,39	0,63	2,54	0,88	0,50	3,03	1,19	1,02	---	---	---	---	
9,10 – 9,35		1,28	1,41	0,65	2,54	0,88	0,50	2,91	1,15	1,02	---	---	---	---	
9,40 – 9,65		1,16	1,39	0,64	2,63	0,86	0,45	2,71	1,17	0,99	---	---	---	---	
9,70 – 9,95		1,08	1,43	0,69	2,63	0,83	0,48	2,82	1,07	1,00	---	---	---	---	
Скважина № 869/3															
3,45 – 3,70		1,02	1,44	0,73	2,68	0,59	0,26	2,82	1,06	0,96	0,500	1,62	1,13	1,00	
3,75 – 4,00		1,13	1,34	0,63	2,70	0,65	0,29	3,28	1,21	0,95	0,54	1,65	1,07	1,00	
4,00 – 4,25		1,00	1,40	0,64	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
4,30 – 4,55	1,02	1,44	0,71	2,64	0,60	0,31	2,71	1,03	1,00	0,42	1,67	1,20	0,95		
4,55 – 4,80	0,93	1,44	0,75	2,64	0,50	0,24	2,54	0,96	0,97	0,43	1,78	1,26	1,00		

Продолжение таблицы 1 (Л.3)

16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
0,095	0,164	0,222	0,284	0,362	0,437	5,70	1,53	0,40	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,039	0,083	0,192	0,249	0,323	0,405	3,07	0,90	0,33	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Скважина № 869/3											
0,033	0,073	0,133	0,181	0,224	0,244	0,325	0,349	---	---	---	---
0,084	0,089	0,124	0,200	0,262	0,320	---	0,372	5,84	4,79	3,15	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	0,205	0,275	---	---	0,380	---	---	---	---
0,040	0,069	0,113	0,189	0,255	0,296	0,356	0,389	---	---	---	---

Таблица 1 (Лист 4)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
4,80 – 5,05	Ил глинистый	1,02	1,45	0,72	2,65	0,69	0,36	2,68	1,01	0,99	0,46	1,69	1,10	1,00
5,25 -5,50		1,02	1,44	0,73	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6,10 – 6,35		0,78	1,51	0,85	2,68	0,53	0,27	2,17	0,81	0,96	0,41	1,80	1,28	1,00
6,35 – 6,60		0,84	1,51	0,82	2,71	0,64	0,28	2,31	0,85	0,98	0,46	1,78	1,22	1,04
6,75 -6,90		0,96	1,32	0,68	2,63	0,51	0,17	2,89	1,10	1,01	0,57	1,82	1,15	1,17
9,50 – 9,80		0,82	1,54	0,84	2,66	0,56	0,25	2,15	0,81	0,99	0,43	1,74	1,22	0,95
9,80 – 10,05		0,74	1,53	0,88	2,70	0,54	0,23	2,08	0,77	0,96	0,44	1,75	1,20	0,98
10,15 -10,40		0,75	1,55	0,88	2,62	0,50	0,25	1,96	0,75	0,99	0,43	1,82	1,33	1,00
10,40 -10,65		0,64	1,58	0,97	2,62	0,45	0,22	1,71	0,65	0,96	0,42	1,78	1,26	1,00
10,65-10,90		0,57	1,57	1,00	2,61	0,37	0,16	1,62	0,62	0,93	---	---	---	---
11,15 – 11,40		0,59	1,53	0,99	2,64	0,45	0,23	1,69	0,64	0,92	0,34	1,83	1,34	1,01
11,05 – 11,90		0,60	1,55	0,98	2,64	0,60	0,32	1,64	0,62	0,89	0,37	1,82	1,32	1,00
11,90 – 12,20		0,63	1,58	0,98	2,51	0,50	0,31	1,61	0,64	1,01	0,39	1,80	1,30	1,00
12,20 – 12,45		0,52	1,61	1,07	2,64	0,42	0,20	1,48	0,56	0,95	0,38	1,81	1,33	0,97
14,45-14,75		0,55	1,63	1,06	2,65	0,38	0,16	1,53	0,58	0,96	0,31	1,88	1,44	0,96
14,75 -15,05		0,55	1,67	1,08	2,65	0,46	0,22	1,44	0,54	1,01	0,33	1,83	1,38	0,95
15,05 -15,30		0,51	1,68	1,12	2,63	0,40	0,18	1,35	0,51	0,97	0,33	1,89	1,44	0,99
15,35 – 15,60		0,50	1,70	1,13	2,64	0,32	0,15	1,35	0,51	0,95	---	---	---	---
15,65 – 15,90	0,49	1,59	1,08	2,67	0,38	0,20	1,50	0,56	0,88	0,36	1,84	1,33	0,98	
15,92 – 16,20	0,63	1,57	0,97	2,66	0,41	0,23	1,74	0,66	1,00	0,37	1,50			

Продолжение таблицы 1 (Л.4)

1	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
0,018	0,054	0,109	0,177	0,237	0,309	---	0,357	11,0	7,56	4,25	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,033	0,063	0,106	0,158	0,220	0,250	0,321	0,347	---	---	---	---
0,030	0,062	0,090	0,169	0,238	0,261	0,321	0,324	11,05	2,17	1,925	---
---	0,060	---	0,190	---	0,298	---	0,359	124,0	10,52	4,60	---
0,018	0,020	0,044	0,070	0,148	0,178	0,219	0,255	---	---	---	---
---	0,021	0,033	0,079	0,116	0,176	---	0,231	14,00	5,424	4,55	---
0,003	0,009	0,035	0,057	0,100	0,195	---	0,269	---	---	---	---
---	0,015	0,025	0,037	0,086	0,100	---	0,257	---	---	---	---
---	0,026	---	0,146	---	0,185	---	0,237	---	---	---	---
0,012	0,024	0,051	0,092	0,133	0,163	0,228	0,260	---	---	---	---
0,013	0,021	0,076	0,143	0,164	0,221	0,232	---	---	---	---	---
---	0,014	0,023	0,043	0,086	0,098	0,153	0,185	---	---	---	---
---	0,035	0,052	0,081	0,120	0,163	---	0,208	12,80	6,37	4,75	---
0,008	0,018	0,042	0,065	0,088	0,130	0,18	0,233	---	---	---	---
---	0,036	0,044	0,056	0,100	0,159	---	0,215	---	---	---	---
0,014	0,023	0,043	0,071	0,106	0,125	0,167	0,194	---	---	---	---
0,033	0,036	0,047	0,090	0,127	0,145	0,195	0,205	---	---	---	---
---	0,042	0,060	0,093	0,111	0,151	---	0,191	8,37	4,83	2,23	---
---	0,036	0,144	---	0,177	---	---	0,221	---	---	---	---

Физико-механические свойства водонасыщенных лессовых грунтов (данные АОТ «ГИИТИЗ»)

Таблица 1

Район Хатлонская область,Город Дангара; Объект «Больница»Скважина 3

Скважина	Глубина	Плотность, $г/см^3$				Влажность			Число пластичности J_p	Степень влажности S_r	Пористость n	Коэффициент пористости e
		частиц грунта ρ_s	в естест. сост. ρ	во взв. сост. ρ_{sb}	сухого грунта ρ_d	природная W	на гран. текучести W_L	на границе раскат W_p				
Скв.3	2,0	2,68	1,98	0,98	1,57	0,264	0,316	0,227	0,089	1,00	0,414	0,707
	4,0	2,68	2,03	1,03	1,65	0,233	0,293	0,208	0,085	1,00	0,384	0,624
	6,0	2,67	2,01	1,01	1,63	0,239	0,289	0,211	0,094	1,00	0,389	0,638
	8,0	2,68	2,06	1,06	1,70	0,215	0,275	0,191	0,094	1,00	0,366	0,576
	10,0	2,66	2,06	1,06	1,70	0,212	0,268	0,206	0,062	1,00	0,361	0,565

Физико-механические свойства водонасыщенных лессовых грунтов (данные АОТ «ГИИТИЗ»)

Таблица 2

Район Хатлонская область,

Город Дангара; Объект «Больница»

Скважина 4

Скважина	Глубина	Плотность, г/см ³				Влажность			Число пластичности J_p	Степень влажности S_r	Пористость n	Коэффициент пористости e
		частиц грунта ρ_s	в естест. сост. ρ	во взв. сост. ρ_{sb}	сухого грунта ρ_d	природная W	на границе текучести W_L	на границе раскат W_p				
Скв.4	2,0	2,67	2,03	1,03	1,66	0,228	0,295	0,203	0,092	1,00	0,378	0,865
	4,0	2,67	2,00	1,00	1,60	0,251	0,304	0,224	0,080	1,00	0,401	0,811
	6,0	2,66	2,06	1,06	1,70	0,212	0,284	0,193	0,091	1,00	0,361	0,782
	8,0	2,67	2,03	1,03	1,65	0,231	0,282	0,204	0,078	1,00	0,382	0,779
	10,0	2,65	1,97	0,97	1,58	0,252	0,278	0,213	0,065	1,00	0,399	0,683

Физико-механические свойства водонасыщенных лессовых грунтов (данные АОТ «ГИИТИЗ»)

Таблица 3

Район Хатлонская область,

Город Дангара; Объект «Больница»

Скважина	Глубина	Плотность, $г/см^3$				Влажность			Число пластичности J_p	Степень влажности S_r	Пористость n	Коэффициент пористости e
		частиц грунта ρ_s	в естест. сост. ρ	во взв. сост. ρ_{sb}	сухого грунта ρ_d	природная W	на гран. текучести W_L	на границе раскат W_p				
Скв. 6	2,0	2,66	2,02	1,02	1,65	0,230	0,278	0,194	0,084	1,00	0,379	1,037
	4,0	2,68	1,96	0,96	1,54	0,276	0,329	0,239	0,090	1,00	0,425	0,881
	6,0	2,68	1,99	0,99	1,59	0,239	0,207	0,229	0,078	1,00	0,407	0,822
	8,0	2,68	2,06	1,06	1,70	0,215	0,289	0,194	0,095	1,00	0,365	0,801
	10,0	2,68	2,04	1,04	1,67	0,225	0,287	0,204	0,083	1,00	0,377	0,795

Скважина 6

Физико-механические свойства водонасыщенных лессовых грунтов (данные АОТ «ГИИТИЗ»)

Таблица 4

Район Хатлонская область,
Город Дангара; Объект «Больница»

Скважина	Глубина	Плотность, $г/см^3$				Влажность			Число пластичности J_p	Степень влажности S_r	Пористость n	Коэффициент пористости e
		частиц грунта ρ_s	в естест. сост. ρ	во взв. сост. ρ_{sb}	сухого грунта ρ_d	природная W	на границе текучести W_L	на границе раскатыв. W_p				
Скв. 7	2,0	2,66	---	---	---	0,239	0,275	0,207	0,068	---	---	---
	8,0	2,68	1,97	0,97	1,56	0,267	0,308	0,219	0,089	1,00	0,417	0,825
	12,0	2,68	1,95	0,95	1,52	0,285	0,318	0,242	0,076	1,00	0,433	0,825
	10,0	2,68	2,04	1,04	1,66	0,229	0,278	0,194	0,084	1,00	0,380	0,798
	6,0	2,68	2,04	1,04	1,66	0,224	0,271	0,196	0,075	1,00	0,380	0,779
	4,0	2,66	2,04	1,04	1,68	0,219	0,329	0,239	0,090	1,00	0,368	0,763

Скважина 7

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

Инж. Рахмановым А.А. за период с 1981 по 1984 гг. на кафедре Механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ им. В.В.Куйбышева проводились экспериментальные исследования слабых водонасыщенных глинистых грунтов Днепро-Бугского лимана и на основе полученных результатов разработана методика расчета осадок с учетом закономерностей деформируемости грунтов и параметров исходного напряженно-деформированного состояния.

Результаты научных исследований, проведенных Рахмановым А.А. использованы в разделах "Лабораторные исследования физико-механических свойств илов" и "Теоретические исследования по расчету осадок слабых водонасыщенных грунтов с учетом исходного напряженно-деформированного состояния" научно-исследовательской работы по теме: "Исследование напряженно-деформированного состояния оснований сооружений Днепро-Бугского гидроузла". Гос.регистрационный № 01812004380. Работа выполнялась в соответствии с проблемой 0.85.06.06 ГКНТ "Разработать научное обоснование и осуществить на этой основе проектные разработки, связанные с созданием водохозяйственного комплекса Дунай-Днепр, включающего канал Дунай-Днепр, Нижнеднепровский и Днепро-Бугский гидроузлы".

Экономический эффект от внедрения результатов научно-исследовательской работы в техническом обосновании проекта составит 350 тыс. рублей.

Приложение:

1. Справка об использовании результатов НИР ВУЗа;
2. Расчет технико-экономической эффективности НИР.

Проректор по научной работе
профессор, докт. техн. наук

Ухов С.Б.

СПРАВКА ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ
РЕЗУЛЬТАТОВ НИР ВУЗА

СООБЩАЮ, ЧТО НИР МГрОиФ, лаборатория консолидации и ползучести многофаз-
ных грунтов МИСИ им.В.В.Куйбышева (название вуза, кафедры, лаборатории)

А ИМЕННО "Исследование напряженно-деформированного состояния оснований
сооружений Днепро-Бугского гидроузла"
Научный руководитель - проф., д.т.н. Тер-Мартirosян З.Г.

Отв. исполнитель - ст. преп. Тищенко В.А., исполнители:

доц., к.т.н. Демин И.И., м.н.с. Рахманов А.А., ст. инж. Воробьев В.Н.

КОТОРЫЕ ВЫПОЛНЕНЫ В СОСТАВЕ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ, ПРОВОДИМЫХ ВУЗОМ

С 1981 г. ПО 1984 г. В СООТВЕТСТВИИ х/д № 384

(указать форму проведения и

индексы НИР)

ИСПОЛЬЗОВАНЫ в Укрग्रипроводхозе при разработке технического обоснования
(наименование предприятия или организации)

проекта Днепро-Бугского гидроузла

(указать конкретное содержание работ, выполненных с помощью

разработок вуза)

ЧТО ПОДТВЕРЖДАЕТСЯ выпуск технического обоснования проекта планируется
(официально утвержденные документы: протоколы, рабочие материалы,

на 1985 г.

конструкторская и техническая документация, отчеты заказчика и т. д.)

ПРАКТИЧЕСКАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ РАЗРАБОТОК ОБЕСПЕЧИВАЕТ выбор оптимального
варианта гидроузла (котлована под судопропускные сооружения) и прогноз
(охарактеризовать научно-техническую задачу, решаемую с помощью разработок вуза)

осадки основания земляной плотины и ограждающей дамбы котлована под
судопропускные сооружения

ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ НИР ЗА СЧЕТ СОКРАЩЕНИЯ ПЛАНОВЫХ НОРМИ-
РУЕМЫХ ЗАТРАТ _____

(расшифровать прямую экономию капитальных вложений, материальных трудовых и

энергетических ресурсов, достигнутую непосредственно от использования

результатов НИР)

И В 19... г.

ПОЛУЧЕН ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ЭФФЕКТ В СУММЕ _____

350000 (триста пятьдесят тысяч рублей)

(указать сумму — цифрами и прописью)

Расчет экономической эффективности НИР

По результатам расчета напряженно-деформированного состояния оснований и бортов котлована под судопропускные сооружения Днепро-Бугского гидроузла получены характерные значения коэффициента запаса меньше допустимых. Это свидетельствует о возникновении локальных зон предельного состояния. Расчет проводился для откосов котлована с заложением $i=1:10$. Для обеспечения устойчивости откосов необходимо выбрать заложение порядка $i=1:15$, что значительно увеличит стоимость земляных работ. Возможен другой вариант обеспечения устойчивости. Чтобы не было локальных областей предельного напряженного состояния, необходимо исключить свободный выход илов на поверхность бортов котлована. Для этого можно рекомендовать перегрузку откосов песком. Общая экономия земляных работ на 1 п.м. сечения составит:

$$/1070 \text{ м}^2 - 260 \text{ м}^2/ \times 1 \text{ м} = 810 \text{ м}^3$$

Протяженность выхода илов на поверхность бортов котлована составит 15% согласно данным геологических изысканий. При проектируемой протяженности земляной плотины 4,6 км объем земляных работ составит

$$810 \times 4600 \times 0,15 = 558900 \text{ м}^3$$

Стоимость разработки и укладки 1 м^3 грунта в перемычку земснарядом Э50-500 составит 68 коп. по данным Гидромехпроекта. Для расчета стоимости использовались сметные нормы и правила ИУ-5-82 СНиП ИУ-3-82. Правила определения стоимости эксплуатации строительных машин.

Таким образом, расчетная экономическая эффективность только от внедрения нашего предложения составит

$$0,68 \times 558900 = 352107 \text{ руб.}$$

Учитывая возможность неточности расчета объема земляных работ, принимаем экономическую эффективность НИР 350000 руб.

Научный руководитель
х/д №384, профессор, д.т.н.

Согласовано

Главный инженер проекта
Днепро-Бугского гидроузла



Тер-Мартirosян Э.Г.

Дудник В.В.



