

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

На правах рукописи



Абдулоев Алишер Бегмуратович

**ДЕФОРМАЦИОННАЯ АНИЗОТРОПИЯ ГАЛЕЧНИКА И ЕЕ УЧЕТ В
РАСЧЕТАХ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН**

Специальность: 2.1.6. Гидротехническое строительство, гидравлика и
инженерная гидрология

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
кандидат технических наук, доцент
Бестужева Александра Станиславовна

Москва – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. ОБЗОР ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ АНИЗОТРОПНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ.....	15
1.1 Анизотропная среда.....	15
1.2 Естественная и наведенная анизотропия в грунтах	16
1.3 Фильтрационная анизотропия в каменно-земляных плотинах	18
1.4 Деформационная анизотропия грунтов тело каменно-земляной плотины....	18
1.5 Прочностная анизотропия грунтов	21
1.6 Учет анизотропных грунтов в расчетах прочности и устойчивости грунтовых плотин и грунтовых оснований зданий	23
1.6.1 Влияние анизотропных свойств грунтов на напряженное состояние грунтового основания.....	26
1.7 Учет анизотропии прочностных свойств грунтов в расчетах устойчивости откосов и склонов.....	31
Выводы по 1 главе.....	34
ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННОЙ АНИЗОТРОПИИ ГРАВИЙНО-ГАЛЕЧНИКОВОГО ГРУНТА.....	36
2.1 Основные методы экспериментального исследования деформационной анизотропии слоистых грунтов	36
2.2 Постановка эксперимента в компрессионных испытаниях анизотропных свойств галечникового грунта	37
2.2.1 Подбор гранулометрического состава модельного грунта для экспериментов	39
2.2.2 Назначение плотности грунта для экспериментов по методу Н. Н. Маслова	41
2.2.3 Конструкция двухштампового одометра.....	46
2.2.4 Проведение эксперимента.....	47
2.2.5 Статистическая обработка полученных результатов	49
2.2.6 Изменение гранулометрического состава образцов после испытаний	55
2.3 О напряжениях на контакте	58
2.4 Эксперименты в вакуумном приборе	62
2.4.1 Конструкция вакуумного прибора	62
2.4.2 Проведение эксперимента.....	65

2.4.3 Статистическая обработка полученных результатов	65
2.4.4 Результаты вакуумных экспериментов с однородным песком	71
Выводы по 2 главе.....	72
ГЛАВА 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ АНИЗОТРОПНЫХ СВОЙСТВ	
ГРАВИЙНО-ГАЛЕЧНИКОВОГО ГРУНТА В СТАБИЛОМЕТРЕ	74
3.1 Применение трехосных приборов	74
3.2 Проведение эксперимента.....	75
3.3 Обработка результатов	77
3.3.1 Горизонтальное расположение частиц – стандартная схема укладки грунта в тело плотины.....	77
3.3.2 Опыты с разной схемой укладки частиц для исследования анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта	83
3.4 Изменение сдвиговой прочности грунтов в зависимости от напряжений.....	88
3.5 Изменение прочностных свойств гравийно-галечникового грунта с учетом плотности сложения.....	97
3.6 Изменение гранулометрического состава	100
Выводы по 3 главе.....	101
ГЛАВА 4 ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ	
ПЛОТИН С УЧЕТОМ ПРОЧНОСТНОЙ АНИЗОТРОПИИ	103
4.1 Способы расчетов устойчивости откосов грунтовых плотин и склонов	103
4.2 Разработка метода расчета устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии грунтов	105
4.2.1 Анализ напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин для выбранных расчетных схем	105
4.2.2 Прочностные характеристики анизотропных грунтов в теле плотины в зависимости от ее напряженно-деформированного состояния.....	113
4.3 Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии в программном комплексе «ОТКОС-22»	117
4.4 Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии при особом сочетании нагрузок	125
Выводы по 4 главе.....	128
ГЛАВА 5 СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДАННЫХ С НАТУРНЫМИ ПРИ	
ЧИСЛЕННОМ ИССЛЕДОВАНИИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО	
СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ С УЧЕТОМ ДЕФОРМАЦИОННОЙ	

АНИЗОТРОПИИ ГАЛЕЧНИКОВЫХ ГРУНТОВ	130
5.1 Методика расчета	130
5.2 Результаты расчетов напряженно-деформированного состояния плотины в программном комплексе Plaxis.....	133
5.3 Сопоставление натуральных данных по замерам осадок и смещений Нурекской плотины с данными численных расчетов.....	145
5.4 Влияние анизотропных свойств упорных призм на прочность ядра грунтовых плотин на трещинообразование	148
Выводы по 5 главе.....	150
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	152
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	155

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Строительство каменных и каменно-земляных плотин ведется в разных странах мира, в самых разнообразных геологических и топографических условиях, в том числе в районах с высокой сейсмичностью и низкими температурами. За счет использования местных строительных материалов эти плотины экономичны, а использование природных каменных галечниковых грунтов речной долины делает их надежными и долговечными. К числу каменно-земляных плотин относятся самые высокие плотины мира – Нурекская (Таджикистан -300 м), Тери (Индия-260 м), Оровилл (США-235), Кебан (Турция-210м) и многие другие.

Современные технологии позволяют придать галечниковым грунтам максимальную плотность, которая может достигать 23кН/м^3 , что позволяет добиться наиболее обжатого профиля плотины, однако при укатке такого материала возникает структурная анизотропия грунта. Так как более крупные частицы галечника имеют уплощенную форму, то при послойной укладке и уплотнении катками они ложатся горизонтально, ориентируясь большей площадью контакта вдоль направления уплотнения, что придает грунту наведенную слоистость. Подобная слоистость наблюдается и в плотинах из укатанного бетона, и при послойной укладке, и укатке глинистого грунта в ядре плотины. Естественно предположить, что и работа каждой отдельно взятой частицы галечника в теле плотины будет протекать по-разному в зависимости от направления действующей нагрузки, что придает в целом однородному материалу анизотропные свойства, проявляющиеся в различии фильтрационных и деформационных свойств по направлениям.

В грунтовых плотинах различие деформационных и прочностных характеристик грунта по направлениям слоистости ведет к перераспределению напряжений, учет этого фактора в расчетах напряженно-деформированного состояния и устойчивости откосов плотин позволяет повысить надежность обоснования их конструкций. В связи с этим, экспериментальное исследование

анизотропных механических свойств гравийно-галечникового грунта и исследования влияние анизотропных свойств грунта на параметры устойчивости и прочности грунтовых плотин является актуальной темой научного исследования.

Степень разработанности темы исследования. В задачах геомеханики явления анизотропии физико-механических свойств грунтов, связанные с природной слоистостью, хорошо известны и описаны в работах В. Фойгт [114], И.В. Попов [62], П.М. Рай-тбурд [63], А.П. Клевезаль [42], И.С. Башинджагян [20], П.Д. Вулис [30], А.В. Степанов [75]. В настоящее время в литературе мало данных об экспериментальных исследованиях деформационной анизотропии гравийно-галечниковых грунтов, имеются работы, проводимые в лаборатории геологического факультета МГУ им. М.В. Ломоносова под руководством проф. Е.А. Вознесенского [18] с модельными крупнообломочными грунтами, весьма детально изучены вопросы деформационной анизотропии на примере глинистых грунтов в работах Franklin A.G. [100], Graham J. [102], Kirkgard M.M. [107], Kirkpatric W.M. [108], Saada A.S. [113], В.Х. Уорд, С.Ж. Самуэл [117], Л. Берден [95], А.К. Лоу, Р.Т. Холт [110] А.К. Бугров, А.А. Исаков [27], В.М. Фурса [83], Г.Г. Болдырева [23, 24], З.Г. Тер-Мартirosяна [77, 12] и др.

В практике плотиностроения гравийно-галечниковые грунты занимают особое место, т. к. упорные призмы высоких и сверхвысоких грунтовых плотин часто выполняют из галечниковых грунтов, отсыпаемых с послойным уплотнением до достижения заданной плотности.

Задача о распределении напряжений в основаниях с учетом анизотропных свойств грунтов имеет долгую историю исследований многочисленными учеными: Лехницкий С.Г. [54], Зенкевич О. [39], К. Вольф, Л. Барден, Абелев М.Ю. [11], Болдырев Г.Г. и Идрисов И.Х. [23, 24], Голдштейн М.Н. и Лапкин В.Б. [31], Набоков И.М. [56], А.В. Школа [84, 88], Мартirosяна З.Г. [76, 77, 12], Коробова О.А. [44, 46, 45, 47] и др. Однако, отсутствуют данные о напряженно-деформированном состоянии оснований с учетом анизотропных

механических свойств галечника.

Исследования устойчивости склонов с учетом анизотропного строения грунтовых и скальных массивов даны в работах Зеркаль О.В., Фоменко И.К. [82], Кремнева А.П., Вишнякова Н.Н., Седун Е.А. [29] и других. В большинстве работ рассматриваются скальные массивы (склона) с разными углами напластования более слабых в прочностном отношении прослоек, линз, вдоль которых задаются отличные от всего массива параметры прочности материала. Однако, в грунтовых плотинах прочностные характеристики на поверхности сдвига зависят от напряженно-деформированного состояния грунта в сооружении и в настоящее время отсутствуют расчетные методы по оценке устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии грунтов тела плотины.

Объект исследования – каменные и каменно-земляные плотины.

Предмет исследования – напряжённо-деформированное состояние, прочность и устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом деформационной и прочностной анизотропии гравийно-галечникового грунта в теле плотины.

Цель исследования. Целью диссертационной работы является разработка методики учета анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах прочности и устойчивости грунтовых плотин на основе экспериментального изучения механических свойств гравийно-галечникового грунта в условиях сложного напряженного состояния на разных траекториях нагружения.

Задачи исследования. Для достижения цели диссертационных исследований, были поставлены следующие задачи:

1. Разработка методики экспериментального исследования анизотропных механических свойств гравийно-галечникового грунта;
2. Проведение экспериментальных исследований анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта при различных условиях нагружений грунта в приборах: одомере, в вакуумном стабилемере и в большом трехосном стабилемере «АСИС».
3. Получение модулей деформации гравийно-галечникового грунта, послойно уложенного в тело плотины с горизонтальной ориентацией частиц;

вдоль оси слоистости - E_{\parallel} и перпендикулярно оси слоистости - E_{\perp} и соответствующих им углов внутреннего трения - φ_{\parallel} и φ_{\perp} .

4. Получение зависимостей для коэффициентов анизотропии гравийно-галечникового грунта по параметру деформируемости $\eta = \frac{E_{\parallel}}{E_{\perp}} = f(\sigma)$ и по параметру прочности $\Psi = \frac{\varphi_{\parallel}}{\varphi_{\perp}} = f(\sigma)$.

5. Построение функциональных связей для углов сдвига галечникового грунта в теле плотины в зависимости от напряженно-деформированного состояния плотины и плотности укладки грунта.

6. Разработка методики учета прочностной анизотропии грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин в ПК ОТКОС-22;

7. Построение номограмм с корректирующими коэффициентами $K_{кор}^{ан.}$ для учета анизотропии грунта в расчетах устойчивости откосов на основе серий расчетов плотин разной конструкции и разной высоты с заданными параметрами анизотропных свойств грунтов;

8. Проведение исследования напряженно-деформированного состояния Нурекской плотины по модели анизотропного грунта в ПК Plaxis и сопоставление результаты расчетов с результатами натурных наблюдений.

Научная новизна работы состоит в следующем:

1. Разработана методика экспериментального исследования анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта, уложенного в призмы грунтовых плотин на приборах: одометре, вакуумном стабилометре, большом трехосном стабилометре «АСИС».

2. Получены зависимости деформационных и прочностных характеристик гравийно-галечникового грунта по направлению вдоль оси слоистости и перпендикулярно оси слоистости в виде модулей деформации E_{\parallel} и E_{\perp} и углов внутреннего трения φ_{\parallel} и φ_{\perp} , а также коэффициентов анизотропии в виде функций $\eta = \frac{E_{\parallel}}{E_{\perp}} = f(\sigma)$ (коэффициент деформационной анизотропии) и $\Psi = \frac{\varphi_{\parallel}}{\varphi_{\perp}} = f(\sigma)$ (коэффициент прочностной анизотропии).

3. Получены зависимости, позволяющие описать изменение прочностных свойств гравийно-галечникового грунта, послойно уложенного в тело грунтовой плотины, в зависимости от его напряженно-деформированного состояния на площадке сдвига в диапазоне плотности $16 \div 22$ кН/м³ в виде функции $\varphi = f(\varphi_{\parallel}; \varphi_{\perp}; \gamma; \alpha)$.

4. Разработана методика учета прочностной анизотропии грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин, реализованная в программном коде ПК ОТКОС-22.

5. Построены номограммы корректирующих коэффициентов $K_{кор}^{ан.}$ для учета анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин разной конструкции (плотина с ядром, с диафрагмой, с экраном) и разной высоты (от 50м до 300м) для основного и особого сочетания нагрузок (сейсмических).

6. Проведено сопоставление результатов численного моделирования напряженно-деформированного состояния Нурекской плотины с учетом анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в ПК Plaxis-2D с данными натурных наблюдений.

Теоретическая значимость работы состоит в следующем:

1. На основе экспериментальных исследований доказано различие деформационных и прочностных свойств по взаимно перпендикулярным направлениям (горизонтальному и вертикальному) у гравийно-галечникового грунта, уложенного в тело грунтовой плотины, что относит этот грунт к трансверсально-изотропным грунтам.

2. Получены зависимости для коэффициентов деформационной и прочностной анизотропии: $\eta = f(\sigma)$ и $\Psi = f(\sigma)$ соответственно, согласно которым максимальный коэффициент деформационной анизотропии около 2-х получен при минимальных напряжениях, при этом максимальная разница в углах внутреннего трения составляет около $3^{\circ} \div 5^{\circ}$.

3. В численных исследованиях устойчивости откосов грунтовых плотин по ПК ОТКОС-22 выявлено, что учет анизотропных свойств гравийно-

галечникового грунта ведет к снижению коэффициента надежности, что необходимо учитывать при проектировании плотин, в том числе с использованием разработанных в диссертации номограмм.

4. Использование полученных в экспериментах анизотропных характеристик гравийно-галечникового грунта в расчетах напряженно-деформированного состояния высокой грунтовой плотины в ПК Plaxis2D по модели анизотропного грунта «JR» доказало их адекватность при сопоставлении результатов расчетов с данными натурных наблюдений.

Практическая значимость работы состоит в том, что:

1. Полученные значения коэффициентов прочностной и деформационной анизотропии гравийно-галечникового грунта могут быть использованы в расчетах устойчивости и напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин по моделям трансверсально-изотропных грунтов.

2. Разработана методика учета прочностной анизотропии гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовой плотины с учетом особенностей ее конструкции и напряженно-деформированного состояния.

3. Построены номограммы для определения корректирующего коэффициента анизотропии $K_n^{ан.}$, позволяющего оценить устойчивость откосов плотин разной конструкции и разной высоты с учетом анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта тела плотины, по формуле: $K_n^{ан.} = K_n \cdot K_{кор.}^{ан.}$.

4. Разработана усовершенствованная конструкция вакуумного стабилометра, которая может быть использована для определения механических свойств грунтов на траектории всестороннего сжатия при напряжениях до 1 кг/см^2 .

5. Построен паспорт прочности для анизотропного гравийно-галечникового грунта модельного состава по результатам экспериментов на приборе трехосного сжатия.

Методология и методы исследования:

Экспериментальные исследования анизотропных механических свойств гравийно-галечникового грунта, уложенного послойно, с уплотнением проводились в лабораториях НИУ МГСУ «Динамика сооружений» и НОЦ «Геотехника» на сертифицированном оборудовании: универсальная электромеханическая машина “Instron 1000HDX” и автоматизированный испытательный комплекс «АСИС» (прибор трехосного испытания)

Численные исследования напряженно-деформированного состояния и устойчивость откосов грунтовых плотин выполнены в ПК «Otkos-386» и ПК «ОТКОС-22», разработанных на кафедре Гидравлики и гидротехнического строительства НИУ МГСУ, в ПК Plaxis2D.

Положения, выносимые на защиту:

1. Экспериментальное обоснование наличия деформационной и прочностной анизотропии у гравийно-галечникового грунта, укладываемого послойно с уплотнением в теле плотины, на основании проведенных исследований механических свойств грунта приборах: одометре, в вакуумном стабилометре, в большом трехосном стабилометре «АСИС».

2. Методика получения зависимостей для прочностных характеристик гравийно-галечникового грунта в теле плотины в зависимости от плотности укладки грунта и напряженно-деформированного состояния плотины в виде графиков и диаграммы эллипса.

3. Методика учета прочностной анизотропии грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин, позволяющая описать изменение прочностных свойств анизотропного гравийно-галечникового грунта, в зависимости от его напряженно-деформированного состояния с точки зрения величины нормальных напряжений на площадке сдвига и направления вектора главных напряжений σ_{\max} по отношению к оси слоистости грунта.

4. Методика построения номограмм с корректирующими коэффициентами $K_{\text{кор}}^{\text{ан}}$, позволяющая получить значения коэффициентов запаса устойчивости откосов с учетом прочностной анизотропии грунта для грунтовых плотин разной конструкции и разной высоты.

5. Сопоставление результатов численного моделирования напряженно-деформированного состояния Нурекской плотины с учетом анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в ПК Plaxis-2D с данными натурных наблюдений.

Личный вклад соискателя ученой степени в получении результатов, изложенных в диссертации, заключается: в формулировании задач и постановке экспериментов по теме исследования, разработке и создании конструкций приборов для испытаний грунта (одометра и вакуумного стабилометра), проведении экспериментальных исследований, обработке результатов экспериментов; в анализе и разработке методики расчета устойчивости откосов плотин с учетом прочностной анизотропии грунта, в проведении численных исследований устойчивости откосов по ПК Откос-22 и напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин по ПК Plaxis-2D с учетом анизотропных свойств грунтов, сопоставлении полученных результатов с данными других авторов и данными натурных наблюдений.

Степень достоверности результатов исследований, проведенных соискателем ученой степени, обусловлена: проведением экспериментальных исследований в лабораториях НИУ МГСУ «Динамика сооружений» и НОЦ «Геотехника» на сертифицированном оборудовании: универсальная электромеханическая машина “Instron 1000HDX” (Instron Corp., США, 2008 г.) и автоматизированный испытательный комплекс «АСИС» (Производитель ООО «НПП Геотек», Россия, 2015 г.); согласованностью результатов экспериментальных исследований крупнозернистого грунта с данными других авторов: Р. Дж. Марсала, А. К. Гупта, Л. Н. Рассказова, П. И. Гордиенко, Ю. К. Зарецкого, А. А. Кагана и др.; проведением численных исследований прочности и устойчивости грунтовой плотины с учетом полученных экспериментальных данных по сертифицированному ПК Plaxis-2D и ПК Откос-22; сопоставлением расчетных результатов с натурными данными наблюдений за осадками и смещениями Нурекской плотины.

Апробация результатов. Результаты исследований и основные научные положения диссертационной работы докладывались и получили положительную оценку на всероссийских и международных конференциях: Международная научная конференция «Строительство, Гидротехника и водные ресурсы» (CONMECHYDRO – 2020), г. Ташкент, 23-25 апреля 2020г.; II совместная Научно-практическая конференция ГБУ «ЦЭИИС» и ИПРИМ РАН. «Обеспечение качества, безопасности и экономичности строительства. Практика. Проблемы. Перспективы. Инновации» (г. Москва, 2019 г.); III – й Всероссийский научно-практический семинар «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства» (г. Москва, Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 2020 г.); IV – й Всероссийский научно-практический семинар «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства» (г. Москва, Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 2021 г.); XXVI Международная научная конференция «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» (FORM-2023)), г. Ташкент, 26-28 апреля 2023г.; VI – й Всероссийский научно-практический семинар «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства» (г. Москва, Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 2023 г.); 15 научно-техническая конференция ВНИИГ «Гидроэнергетика. Гидротехника. Новые разработки и технологии» (г. Санкт-Петербург, 2023 г.)

Публикации. Материалы диссертации изложены в 12 научных публикациях, из которых 4 работы опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), 1 работа опубликована в журнале из международной базы цитирования Scopus и 7 публикаций в других научных журналах и изданиях.

Структура и объем диссертации: Диссертационная работа включает в себя: введение, пять глав, заключение и список литературы из 117 наименований. Объем диссертационной работы составляет 167 страниц, в том числе 101 рисунков и 17 таблиц.

ГЛАВА 1. ОБЗОР ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ АНИЗОТРОПНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

1.1 Анизотропная среда

В изотропной среде все свойства материалов принимаются постоянными, неизменными в поле координат. В анизотропной среде свойства материалов не постоянны и могут различаться как по направлениям, так и в зависимости от напряженного состояния материала. Среда называется геометрически анизотропной, если свойства среды изменяются по всем направлениям. Частным случаем геометрической анизотропии является модель трансверсально-изотропного материала, т.е. материала, у которого свойства инвариантны лишь в одной плоскости, например, свойства материала на горизонтальной плоскости XU остаются неизменными независимо от направления (рисунок 1.1). В случае трансверсальной анизотропии для деформационных характеристик материала (модуль деформации) имеет место условие $E_x = E_y \neq E_z$. Также различают физическую анизотропию, которая подразумевает изменение свойств среды, при изменении знака главных напряжений.

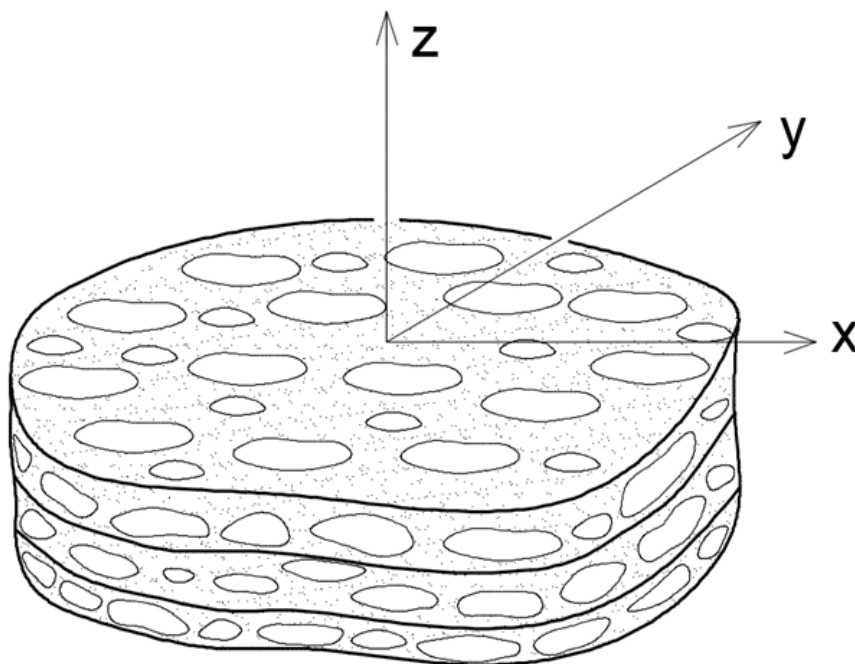


Рисунок 1.1 – Трансверсально-изотропный материал

В грунтовых средах явление геометрической анизотропии распространено и часто фильтрационные, прочностные и деформационные свойства грунтов различны по разным направлениям [27], что объясняется геологическими условиями происхождения грунтов или условиями их укладки в сооружения.

Анизотропными свойствами обладают многие как естественные, так и искусственные материалы. К числу таких материалов относятся грунты, скальные породы, древесина, железобетон, металлические изделия, монокристаллы, волокнистые и пленочные материалы, композиционные материалы и др. Коэффициент анизотропии в таких материалах принято считать соотношением подобных величин по разным направлениям. Например, коэффициент деформационной анизотропии в слоистых грунтах может оцениваться как соотношение модулей деформации по направлению слоистости E_x и по направлению перпендикулярной слоистости E_z как $\eta = E_x/E_z$. Коэффициент анизотропии для разных материалов может достигать величины до $\eta=20$ [57, 25].

1.2 Естественная и наведенная анизотропия в грунтах

О наличии анизотропных свойств скальных и нескальных грунтов было известно в 50-е годы прошлого века и исследовались учеными как С.Г. Лехницкий [54], О. Зенкевич [39], В. Фойгт [114], И.В. Попов [62], П.М. Райтбурд [63], А.П. Клевезаль [42]., И.С. Башинджагян [20], П.Д. Вулис [30], А.В. Степанов [75], А.К. Бугров и А. И. Голубев [27], М.Ю. Абелев [11], Г.Г. Болдырев [23, 24], В.М. Фурса [83], З.Г. Тер-Мартirosян [77, 12], М.Н. Гольдштейн [31], И.М. Набоков [56], А.В. Школа [88] и др. Многочисленными теоретическими и экспериментальными исследованиями вышеперечисленных ученых по всему миру доказано, что практически все грунты анизотропны в фильтрационных, прочностных и в деформационных свойствах. Также Н.А. Цытович в своей работе отмечал, что грунты, имеющие слоистую структуру анизотропны в своих физико-механических свойствах [86]. Анизотропия грунтов связана со структурой и текстурой грунта, которые формируются в зависимости от состава,

происхождения грунтовых отложений и внешних факторов, влияющих на напряженно-деформированного состояния грунтов. Структура грунта – это характер взаимной связи размера, формы, характера поверхности частиц, а текстура грунта – это пространственное расположение элементов независимо от их размера. Большинство из ученых отмечают, что анизотропию грунтов вызывает упорядоченное строение грунта, обусловленное слоистостью или преобладающей ориентацией частиц (Например, Кагнер М.Н. [1963г.], Ларинов А.К. [1970г.], Осипов Ю.Б., Соколов Б.А. [1973], Барден Л. [Barden L., 1977г.], Баракос А. [Barakos A., 1977г.], Матсуо С. [Matsuo S., 1977г.], Башинджагаян И.С., Фурса В.М., Рогаткина Ж.Е., Лукинская И.Г., Лушникова В.В. и др.). Примером слоистых грунтов являются ленточные глины акватории Финского залива, приведенные в работе В.М. Фурса [14], лондонские глины в работе [116], а также часто такое природное залегание гравийно-галечниковых грунтов наблюдаются в грунтовых основаниях.

Для грунтов существуют два понятия анизотропии: естественная анизотропия зависящее от состава и условий формирования грунтов и наведенная анизотропия, возникающая в процессе послойной укладки грунтов и от действия внешней нагрузки [27]. Такие грунты являются трансверсально-изотропными материалами (рисунок 1.1), в слоях которого существуют круговая симметрия свойств.

В работе Королева М. В. отмечается, что практически все полускальные и скальные грунты анизотропны в своих механических характеристиках [49] и это должно быть учтено при проектировании инженерных сооружений. В связи с этим, Королевым М. В., Кубецким В. Л. и Семеновым И. И. были разработаны методы определения механических свойств скальных и полускальных грунтов трансверсально-изотропного грунта, в том числе и на ЭВМ методом конечных элементов [48, 53].

В практике проектирования и строительство высоких каменно-земляных плотин особый интерес вызывает наведенная анизотропия, которая возникает при послойной укладке и укатке грунта и проявляется под действием сил

собственного веса и сил бокового давления, например, гидростатического. Причем анизотропия имеет место не только в прочностных и деформационных, так и в фильтрационных свойствах грунтов.

1.3 Фильтрационная анизотропия в каменно-земляных плотинах

Фильтрационная анизотропия в теле грунтовых плотин появляется в процессе послойного уплотнения и укатки грунта, причем для различных грунтов явления наведенной слоистости возникают по разным причинам. Например, фильтрационную анизотропию глинистого грунта вызывает «чешуйчатая» структура глинистых грунтов. При послойной укатке грунта «чешуйки» укладываются наиболее развитой плоскостью, и вдоль их протяженного направления коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении становится больше, чем в вертикальном направлении. Известно, что коэффициент фильтрации в укатанных ядрах грунтовых плотин по разным направлениям может различаться в 10 и более раз [16, 28 58, 15].

Наличие фильтрационной анизотропии в глинистых грунтах было установлено еще в 1950-х гг. и использовалось при расчетах порового давления в глинистых грунтах ядер Нурекской и Чарвакской каменно-земляных плотин и исследовалась такими учеными как Т.И. Цыбульник [85], А.А. Ничипорович [59], Н.А. Анискин [16], Л.Н. Рассказов, Е.Х. Ядгоров, П.М. Буренков [28].

1.4 Деформационная анизотропия грунтов тело каменно-земляной плотины

Упорные призмы высоких и сверхвысоких каменных и каменно-земляных плотин практически всегда выполняют из гравийно-галечникового грунта и горной массы. Это объясняется наличием этих грунтов вблизи строительной площадки и дешевизной технологии разработки в карьерах и укладки в тело плотины этих грунтов. Однако, для надежного прогнозирования осадок и смещений каменных и каменно-земляных плотин необходимо знать физико-механические свойства грунтов упорных призм, в том числе с учетом наведенной

анизотропии. Деформационная анизотропия галечникового грунта подтверждается в экспериментах Е.А. Вознесенского, В.В. Фуникова, В.А. Бабенко [18]. В данной работе экспериментальные исследования галечникового грунта были проведены при изотропном и анизотропном нагружении. Результаты экспериментов показали, что у галечниковых грунтов в зависимости от направления действующих напряжений возникают анизотропные механические свойства.

Однако, в настоящее время в литературе отсутствуют экспериментальные данные о механических свойствах гравийно-галечникового грунта по двум взаимно перпендикулярным направлениям, хотя вопрос анизотропии весьма детально изучен на примере глинистых грунтов, в которых тоже существует деформационная анизотропия [100, 102, 108, 113, 107].

Для глинистых грунтов по данным стабилметрических испытаний модуль деформации по разным направлениям зависит от принятого интервала девиатора напряжений, например, при $\sigma_3 = 0,1 \text{ МПа}$ и $\sigma_1/\sigma_3 = 0,2 \text{ МПа}$ вычислены $E_x = 6,6 \text{ МПа}$, $E_z = 4,5 \text{ МПа}$ и соответственно коэффициент анизотропии $\eta = E_x/E_z = 1,45$, где: E_x - модуль деформации вдоль направления слоистости, а E_z - модуль деформации по направлению перпендикулярному слоистости. По исследованиям слоистых лондонских глин в экспериментах В.Х. Уорд, С.Ж. Самуэл [116, 115], на ветви нагружения получены соотношение $E_x/E_z = 1,2 \div 1,95$, а при разгрузке $E_x/E_z = 1,3 \div 2,0$. Для таких же глин ненарушенной структуры, по данным Л. Бердена [95] $E_x/E_z = 1,5 \div 4,0$, а экспериментальные исследования А.К. Лоу и Р.Т. Холт [110] с коричневой ленточной глиной озерного происхождения, содержащей мелкую гальку, показали соотношение модулей, равным $\eta = E_x/E_z = 1,8$. Исследования прочности и деформируемости донных отложений на стабилметре «Soiltest» были проведены А.К. Бугровым и А.А. Исаковым в 1986-1987 гг. [27]. Испытывались образцы вырезанных вдоль и поперек слоистости грунта при боковых давлениях $\sigma_2 = \sigma_3 = 0,1, 0,2$ и $0,4 \text{ МПа}$. В опытах как в стабилметрических, так и в компрессионных меньшую деформируемость имели

образцы при совпадении главного напряжения σ_1 с осью слоистости, т.е модуль деформации по оси слоистости выше, чем в перпендикулярном направлении. Например, при $\sigma_3 = 0,1 \text{ МПа}$ и девиаторе напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3) = 0,2 \text{ МПа}$, модуль деформации по направлению слоистости получен $E_x = 6,6 \text{ МПа}$, а модуль в перпендикулярном направлении $E_z = 4,5 \text{ МПа}$ и соответственно коэффициент анизотропии получен $\eta = E_x/E_z = 1,45$ [27]. С увеличением девиатора напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)$ коэффициент анизотропии снижался. Большое количество экспериментальных опытов по определению деформационной анизотропии суглинков, супесей и песков, отобранных в различных регионах (г. Кемерово, г. Новосибирск, г. Барнаул) показали, что коэффициент анизотропии этих грунтов меняется от 0,5 до 2,1 [44, 46]. Результаты экспериментальных исследований деформационной анизотропии глинистых грунтов ряда ученых приведены в Таблице 1.1. Также наличие деформационной анизотропии в грунтах подтверждается в работах В.М. Фурса [83], Г.Г. Болдырева [23, 24], З.Г. Тер-Мартirosяна [77, 12] и др.

Таблица 1.1. Результаты экспериментальных исследований деформационной анизотропии глинистых грунтов [27, 78]

Автор	Вид глинистого грунта	E_x/E_z
Atkinson J.H	Лондонская глина	2
Franklin A.G., Mattson P.A.	Каолиновая	1.8 – 4.0
Graham J.	Виннипегская	1.78
Kirkpatrick W.M., Rennie I.A.	Иловая глина, Сан-Франциско	1.2-1.8
Lo K.Y., Leonards G.A., Yuen C.	Leda -глина	0.55
Saada A.S., Bianchini G.F., Palmer Shook L.	Каолиновая	1.25; 1.35 [27, 78]

Анизотропные свойства скальных и полускальных грунтов были изучены путем сейсмического просвечивания, штамповых и гидравлических нагрузжений еще в 1940-1950-х годах учеными Мюлер Л., Куюнджич Б., Роша М., Газиев Э.Г., Джегер Ч., Пирогов И.А. и другие. Обобщенные данные и анализом деформационной, прочностной и фильтрационной анизотропии скальных и

полускальных оснований бетонных плотин приводятся в работе И.А. Пирогова [61]. Согласно этим исследованиям, деформационная анизотропия в скальных породах могут быть весьма существенные. Для плитчатых известняков основания плотины Чиркейской ГЭС деформируемость перпендикулярно слоистости получено в 1,2 – 3,3 больше, чем по направлению слоистости. А в туннелях ГЭС Югославии получено $\varepsilon_{\perp}/\varepsilon_{\parallel} = 2,2 - 2,9$ - для известняков и $\varepsilon_{\perp}/\varepsilon_{\parallel} = 2,1$ для глинистых сланцев [Куянджич Б., 1960 г.].

Схожие результаты получены для известняков основания Ингури ГЭС, песчаника Миатлинской ГЭС и сланцев основания Саяно-Шешенской ГЭС. Разность в деформировании по разным направления в этих грунтах объясняется тем, что при деформировании таких грунтов вдоль слоистости деформации состоят только от деформации скального грунта, в то время как при деформировании поперек слоистости, деформации состоят из деформации скального грунта и прослоек между ними, имеющих большую сжимаемость.

1.5 Прочностная анизотропия грунтов

Слоистым грунтам свойственна не только деформационная, но и прочностная анизотропия. Она заключается в различии угла внутреннего трения φ и сцепления C вдоль и поперек слоистости грунта, которые используются при расчетах прочности и устойчивости грунтовых плотин и склонов.

Методика исследования прочностной анизотропии является аналогичной методикам по определению деформационной анизотропии. Одновременное определение прочностной и деформационной анизотропии зависит от выбранной методики исследования и возможностей используемого прибора. Например, испытания образцов, изготовленных с разными направлениями оси слоистости грунта в трехосном приборе, дает возможность одновременно определить как прочностную, так и деформационную анизотропию в то время, как на приборе одноплоскостного среза можно определить только прочностную анизотропию, а в одомере только деформационную анизотропию.

Упорные призмы каменных и каменно-земляных плотин выполняют из галечникового грунта или горной массы, но практически нет информации по прочностной анизотропии галечника и горной массы. Это можно объяснить с трудоемкостью крупномасштабных экспериментальных исследований этих грунтов.

Большое количество экспериментальных исследований посвящены прочностной анизотропии глинистых грунтов в работах И.С. Башинджагяна (1955г.), Ж.Е. Рогаткиной (1967г.), В.М. Фурса, В.А. Филимонова, Ю.Б. Осипова и А.И. Вайтекунене, Б.А. Соколова (1976г.), С.С. Садовского, А.В. Школы и А. Хейдар (1989г.-1990г.), К.У. Ло, Р.И. Кризека, Cavalera L., Scarpelli G. (1981г.), С. Миуры, С Токи, М. Саймза и др.

Опыты показывают, что сопротивление сдвигу вдоль оси слоистости меньше, чем по перпендикулярному направлению оси слоистости. Наиболее характерные результаты приведены в Таблице 1.2.

Таблица 1.2. Прочностная анизотропия грунтов

Ученый	Наименование грунта	Метод (прибор)	По направлению параллельному слоистости		По направлению перпендикулярному слоистости		Коэффициент анизотропии	
			φ_{\parallel} (град.)	C_{\parallel} (МПа)	φ_{\perp} (град.)	C_{\perp} (МПа)	$\varphi_{\perp}/\varphi_{\parallel}$	C_{\perp}/C_{\parallel}
В. М. Фурса	Ленточные глины	Срезной прибор при ускоренном сдвиге	7	0.012	20	0.017	2.857	1.417
Т.Г. Полищук	Озерно ледниковые (ленточные) отложения	Срезной прибор	13	0.006	16	0.007	1.231	1.167
			9	0.003	12	0.005	1.333	1.667
			7	0.001	10	0.003	1.429	3.000
А.В. Школа, А. Хейдар	Суглинок	Срезной прибор ГПП-30	21.31	0.0042	23.75	0.0044	1.115	1.048
	Суглинок		14.57	0.0031	12.41	0.0026	0.852	0.839
	Супесь		22.28	0.0033	26.57	0.003	1.193	0.909

Экспериментальные исследования Мелентьева В.А., Филимонова В.А. [55,

81], Садовского С.С. [66]. для намывных грунтов показали, что прочностные свойства вдоль слоистости ниже, чем поперек слоистости, а дополнительное уплотнение грунта увеличивает этот эффект [55, 81, 66].

Рассмотренные выше опыты свидетельствуют о том, что сопротивление сдвигу вдоль слоистости меньше, чем по направлению перпендикулярному слоистости, хотя есть опыты, где полученные прочностные свойства вдоль слоистости выше, чем поперек слоистости, например в работах А.В. Школа и А. Хейдар [84].

1.6 Учет анизотропных грунтов в расчетах прочности и устойчивости грунтовых плотин и грунтовых оснований зданий

В связи со строительством высоких и сверхвысоких каменных и каменно-земляных плотин по всему миру (Рогунская – 336 м, Нурекская – 300 м, Пскемская – 200 м, Чарвакская – 168 м и т.д) развивались и расчетные методы прогноза осадок и смещений в теле грунтовых плотин. Задача исследования напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин является крайне сложной задачей и требует учитывать все особенности работы плотины в пространственной постановке. На сегодняшний день существуют множество грунтовых моделей учитывающие характер поведения грунтов под влиянием действующих напряжений, такие как Кулон-Мора, деформационные модели (модель упрочняющегося грунта Hardening Soil, гиперболическая модель), модель пластического течения, энергетический модель Рассказова Л.Н. модель Ю.К. Зарецкого и другие. Некоторые нелинейные модели грунта реализованы в вычислительных комплексах ANSYS, ABAQUS, PLAXIS, SAP, Z-SOIL, GEODYNA, GEO-FEM и т.д. Также для расчета напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин, существуют авторские программы, разработанные Зарецким Ю.К., Ломбардо В.Н., Белостоцким А.М. [13], Ореховым В.В.[60], Саиновым М.П. [68, 67], Бестужевой А.С.[21] и др. Однако, отсутствуют расчетные методы, учитывающие анизотропное поведение грунтов тело плотины

под влиянием действующих напряжений, и на сегодняшний этот вопрос требует решение.

Задача о распределении напряжений в основаниях с учетом анизотропных свойств грунтов имеет долгую историю исследований многими учеными: Лехницким С.Г. [54], Зенкевичем О. [39], К. Вольфом, Л. Барденом, М.Ю. Абелевым [11], Г.Г. Болдыревым и И.Х. Идрисовым [23, 24], М.Н. Голдштейном и В.Б. Лапкиным [31], И.М. Набоковым [56], А.В. Школа [88] и другие [40].

В общем случае число параметров, входящих в модель линейно-деформированной анизотропной среды, наделяемой упругим потенциалом, составляет 21 [54]. Фундаментальные исследования физических зависимостей для анизотропного тела проведены учеными П. Бехтеревым, В. Фойгтом, А. Лявом, А.Л. Рабиновичем, С.Г. Лехницким и другими. Эти исследования показали, что для сред, обладающих плоскостями деформационной симметрии, количество параметров может существенно уменьшаться [19]. Свойства для трансверсально-изотропного материала (рисунок 1.1), характеризуются пятью независимыми упругими постоянными: $E_x = E_y$; $\nu_x = \nu_y$; E_z , ν_z и G_z ; ($G_x = G_y = G_{xy}$ – зависимая величина).

Для такого материала, в котором жесткость в горизонтальном направлении E_x отличается от жесткости в вертикальном направлении E_z , соотношения между напряжениями и деформациями в осях (x, y – плоскость слоистости, z – перпендикулярное направление к слоистости) имеют следующие основные зависимости [49]:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_x} - \frac{\nu_y \sigma_y}{E_y} - \frac{\nu_z \sigma_z}{E_z} \quad (1.1)$$

$$\varepsilon_y = -\frac{\nu_x \sigma_x}{E_x} + \frac{\sigma_y}{E_y} - \frac{\nu_z \sigma_z}{E_z} \quad (1.2)$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\nu_z \sigma_x}{E_z} - \frac{\nu_z \sigma_y}{E_z} + \frac{\sigma_z}{E_z} \quad (1.3)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{1}{G_z} \tau_{yz} \quad (1.4)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{1}{G_z} \tau_{xz} \quad (1.5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G_{xy}} \tau_{xy} \quad (1.6)$$

Где:

$E_x = E_y$; $\nu_x = \nu_y$; и $G_x = G_y = G_{xy}$ - свойства материала по направлению вдоль оси слоистости

E_z , ν_z и G_z - свойства материала по направлению перпендикулярному оси слоистости

Учет анизотропии в задачах теории упругости были исследованы многими учеными. Задача учета анизотропии в расчетах осложняется тем, что отсутствуют экспериментальные данные по определению механических анизотропных свойств грунтов и математическое решение данной задачи является достаточно сложным. Однако, К. Вольф и Л. Барден принимая некоторые допущения получили упрощенные расчетные зависимости.

Метод К. Вольфа

При решении задачи учета анизотропных свойств грунтов как при плоской постановке, так и при пространственной постановке, К. Вольф принимает равенство $\nu_{xz} = \nu_{zx} = \nu$ (ν - коэффициент Пуассона среды, xz – плоскость деформирования; ось z – нормальна к границе среды) и модуль сдвига G_{xz} записал в виде [45]:

$$G_{xz} = \frac{E_{xx} \cdot E_{zz}}{E_{xx} + E_{zz} \cdot (1 + 2 \cdot \nu)} \quad (1.7)$$

Где:

E_{xx} - свойства материала по направлению вдоль слоистости

E_{zz} - свойства материала по направлению перпендикулярному слоистости;

ν - коэффициент Пуассона среды.

Согласно с данным методом, путем пересчета коэффициента Пуассона и модуля сдвига можно учитывать деформационную анизотропию грунта в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований.

Метод Л. Бардена

Л. Барден внес значительный вклад в приближенное решение задач о действии вертикальной сосредоточенной силы, расположенной на границе трансверсально-изотропного полупространства. Он не делает никаких упрощений для уменьшения параметров анизотропии в виде коэффициентов Пуассона. В отношении же определения модуля сдвига для плоскостей, перпендикулярных к поверхности полупространства, Л. Барден, как и К. Вольф, считает возможным принять состояние чистого сдвига. При этом модуль G_{xz} выражается через другие упругие постоянные [45]:

$$G_{xz} = \frac{E_{zz}}{1 + \frac{1}{n} + 2 \cdot \nu_{zx}} \quad (1.9)$$

Где: $n = \frac{E_{xx}}{E_{zz}}$ – коэффициент анизотропии

С учетом принятых допущений Л. Барден получает выражения для всех компонент напряжений и перемещений в любой точке полупространства, нагруженного вертикальной сосредоточенной силой.

1.6.1 Влияние анизотропных свойств грунтов на напряженное состояние грунтового основания

С целью сравнения влияния анизотропных свойств на напряженное состояние однородного грунтового основания в плоской постановке задачи при различных коэффициентах анизотропии, производим расчеты основания под плитой размером 107 м на 72 м с равномерной нагрузкой передающийся в основании равной 0,4 МПа (рисунок 1.2).

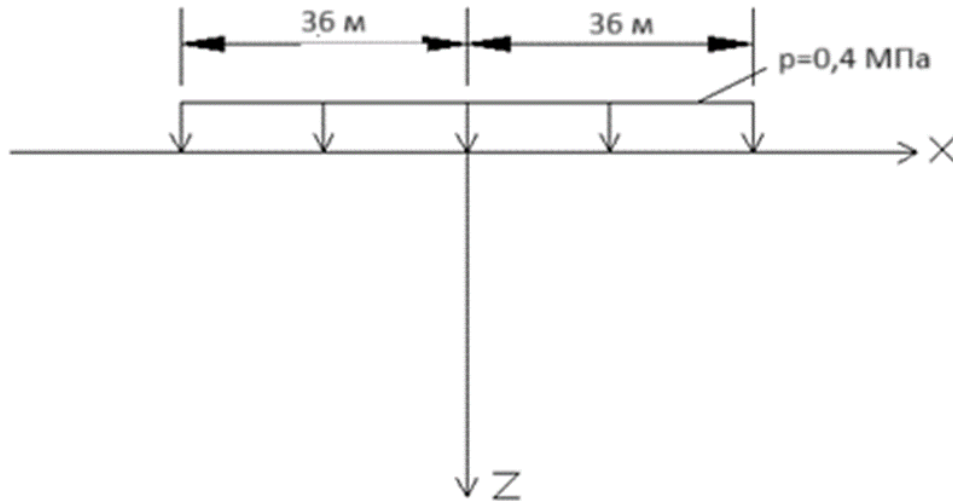


Рисунок 1.2 – Расчетная схема

Поскольку наиболее практичными методами учета анизотропных свойств в расчетах оснований являются метод Тер-Мартirosяна [76] и Коробовой О.А. [45], то сравним эти два расчета.

Метод Тер-Мартirosяна

В своей работе Тер-Мартirosян З. Г. [76] предлагает приближенное решение по оценке напряженно-деформированного состояния в анизотропном основании. Степень анизотропии учитывается по соотношению деформирования грунта по различным направлениям $\lambda_\varepsilon = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}}$. При действии равномерно распределенной нагрузки шириной $2a=b$ имеем следующие выражения:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\lambda_\varepsilon \pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a}{z} + \frac{a}{a^2 + z^2} \right] \quad (1.16)$$

$$\sigma_x = \frac{2P}{\lambda_\varepsilon \pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a}{z} - \frac{a}{a^2 + z^2} \right] \quad (1.15)$$

$$\tau_{xz} = 0 \quad (1.17)$$

где: $\lambda_\varepsilon = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}}$ – коэффициент анизотропии

Расчеты производим для случаев, когда коэффициент анизотропии $\lambda_\varepsilon = 1$ (изотропный расчет), и $\lambda_\varepsilon = 1,33, \lambda_\varepsilon = 2,12$ (анизотропный расчет).

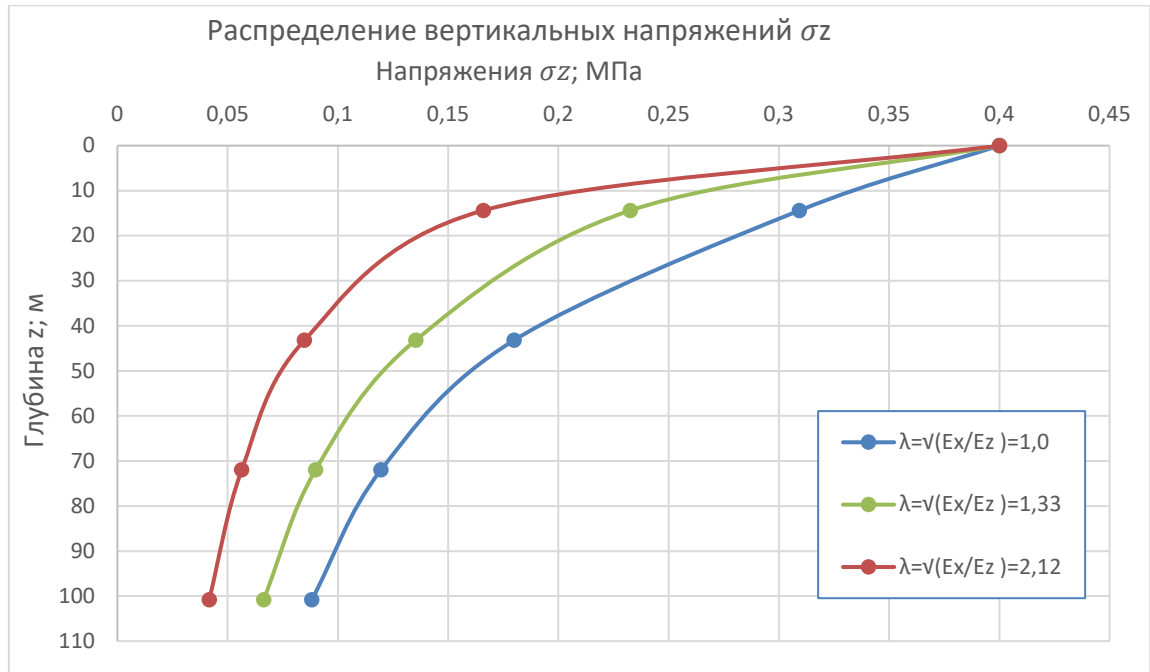


Рисунок 1.3 – Распределение вертикальных напряжений σ_z по Тер-Мартirosяну

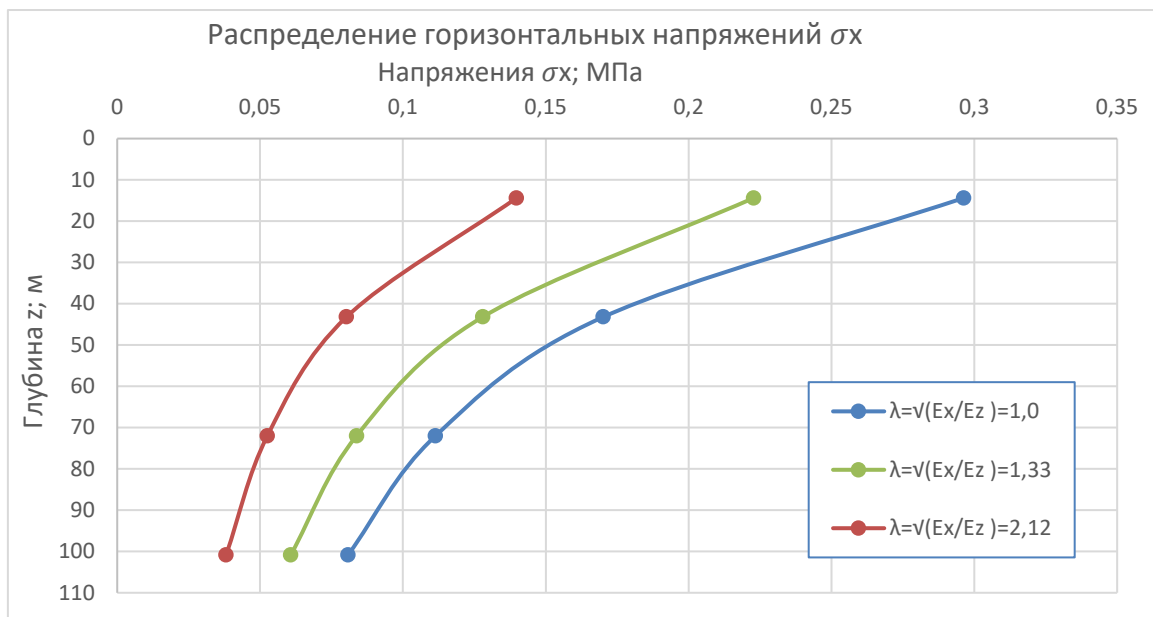


Рисунок 1.4 – Распределение горизонтальных напряжений σ_x по Тер-Мартirosяну

Получено, что при глубине 15 м $\sigma_z = 0,309$ МПа для изотропного расчета ($\lambda_\varepsilon = 1$), $\sigma_z = 0,232$ МПа для анизотропного расчета ($\lambda_\varepsilon = 1,33$) и $\sigma_z = 0,166$ МПа для анизотропного расчета $\lambda_\varepsilon = 2,12$ (рисунок 1.3). А горизонтальные напряжения на этой же глубине получены $\sigma_x = 0,296$ МПа для изотропного расчета ($\lambda_\varepsilon = 1$), $\sigma_x = 0,223$ МПа для анизотропного расчета

($\lambda_\varepsilon = 1,33$) и $\sigma_z = 0,17$ МПа для анизотропного расчета ($\lambda_\varepsilon = 2,33$) (рисунок 1.4).

Из расчетов можно сделать вывод о том, что $\lambda_\varepsilon = \sqrt{E_x/E_z} > 1$ происходит снижение, рассеивание напряжений, а при $\lambda_\varepsilon = \sqrt{E_x/E_z} < 1$ наблюдается концентрация этих напряжений. По построенным эпюрам видно, что влияние деформационной анизотропии снижается при увеличении глубины (при $z \rightarrow \infty \Delta\sigma \rightarrow 0$).

Метод О.А. Коробовой

Предлагаемый Коробовой О.А. [45] метод исследования напряженного состояния грунтовых оснований с учетом деформационной анизотропии применим к методике расчета оснований согласно действующей нормативной документации – Своду правил СП 22.13330.2011. Метод разработан на основе экспериментальных данных и предлагается учитывать разницу деформационной анизотропии путем введения корректирующего коэффициента K_α , который зависит от показателя анизотропии, формы, размеров, глубины заложения фундамента и распределения нагрузки на основание. Таким образом методика расчета сводится к первоначальному определению напряжений в основании по формулам СП 22.13330.2011 как для изотропного материала [73]:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p \quad (1.21)$$

Где:

α - коэффициент, принимаемой в зависимости от относительной глубины, равной $2z/b$;

p – давление под подошвой фундамента.

На втором этапе - полученные напряжения корректируются с соответствующими поправочными коэффициентами K_α , которые приведены в Таблице 1.3.

$$\sigma_{zp}^{ан.} = \sigma_{zp} \cdot K_{\alpha z} \quad (1.21)$$

где: $\sigma_{zp}^{ан.}$ – напряжение на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы с учетом анизотропии

Таблица 1.3 Поправочные коэффициенты K_{az} для корректировки вертикальных напряжений (по Коробовой) [45, 47]

Для ленточного фундамента (полосовой нагрузки) по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента																
При показателе деформационной анизотропии $\alpha = 0,22$																
Относительная мощность слоя H_c	На относительной глубине от подошвы фундамента z_i :															
	0,2b	0,6b	1,0b	1,4b	1,8b	2,2b	2,6b	3,0b	3,4b	3,8b	4,2b	4,6b	5,0b	5,4b	5,8b	6,2b
1,25b	0,90	0,75	0,66	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2,50b	0,90	0,76	0,66	0,60	0,57	0,55	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
3,75b	0,90	0,77	0,67	0,62	0,58	0,56	0,55	0,53	0,52	–	–	–	–	–	–	–
4,70b	0,90	0,78	0,68	0,62	0,60	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	–	–	–	–
$\geq 6,50b$	0,90	0,78	0,68	0,63	0,61	0,60	0,61	0,62	0,64	0,66	0,68	0,70	0,72	0,75	0,77	0,77
При показателе деформационной анизотропии $\alpha = 0,56$																
Относительная мощность слоя H_c	На относительной глубине от подошвы фундамента z_i :															
	0,2b	0,6b	1,0b	1,4b	1,8b	2,2b	2,6b	3,0b	3,4b	3,8b	4,2b	4,6b	5,0b	5,4b	5,8b	6,2b
1,25b	0,97	0,93	0,89	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2,50b	0,97	0,93	0,89	0,86	0,85	0,84	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
3,75b	0,97	0,93	0,89	0,86	0,85	0,84	0,82	0,82	0,81	–	–	–	–	–	–	–
4,70b	0,97	0,93	0,89	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,82	0,82	0,82	–	–	–	–
6,50b	0,97	0,93	0,89	0,87	0,86	0,85	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,86	0,87	0,88	0,88
При показателе деформационной анизотропии $\alpha = 1,78$																
Относительная мощность слоя H_c	На относительной глубине от подошвы фундамента z_i :															
	0,2b	0,6b	1,0b	1,4b	1,8b	2,2b	2,6b	3,0b	3,4b	3,8b	4,2b	4,6b	5,0b	5,4b	5,8b	6,2b
1,25b	1,02	1,06	1,09	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2,50b	1,02	1,05	1,09	1,11	1,13	1,14	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
3,75b	1,02	1,06	1,09	1,11	1,13	1,14	1,15	1,16	1,16	–	–	–	–	–	–	–
4,70b	1,02	1,05	1,09	1,11	1,13	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,17	1,17	–	–	–	–
$\geq 6,50b$	1,02	1,06	1,09	1,11	1,13	1,14	1,14	1,15	1,15	1,14	1,15	1,14	1,13	1,14	1,13	1,13
При показателе деформационной анизотропии $\alpha = 4,50$																
Относительная мощность слоя H_c	На относительной глубине от подошвы фундамента z_i :															
	0,2b	0,6b	1,0b	1,4b	1,8b	2,2b	2,6b	3,0b	3,4b	3,8b	4,2b	4,6b	5,0b	5,4b	5,8b	6,2b
1,25b	1,04	1,12	1,21	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2,50b	1,04	1,12	1,21	1,28	1,32	1,35	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
3,75b	1,04	1,12	1,21	1,28	1,32	1,35	1,37	1,38	1,39	–	–	–	–	–	–	–
4,70b	1,04	1,12	1,20	1,27	1,31	1,34	1,36	1,37	1,38	1,38	1,38	1,37	–	–	–	–
$\geq 6,50b$	1,04	1,12	1,20	1,27	1,31	1,34	1,35	1,36	1,37	1,37	1,37	1,36	1,35	1,36	1,36	1,35

В методике Коробовой О.А. (Таблица 1.3), коэффициент деформационной анизотропии α определяется как соотношение вертикального модуля к горизонтальному модулю деформации:

$$\alpha = \frac{E_z}{E_x} \quad (1.23)$$

В методе З.Г. Тер-Мартirosяна коэффициент анизотропии определяется как $\lambda_\varepsilon = \sqrt{E_x/E_z}$. Следовательно, чтобы сравнивать результаты расчетов двух методов, расчеты по Коробовой ведем с коэффициентами $\alpha=0,56$ и $\alpha=0,22$ что соответствуют коэффициентам анизотропии $\lambda_\varepsilon = 2,12$ и $\lambda_\varepsilon = 1,33$ по Тер-Мартirosяну.

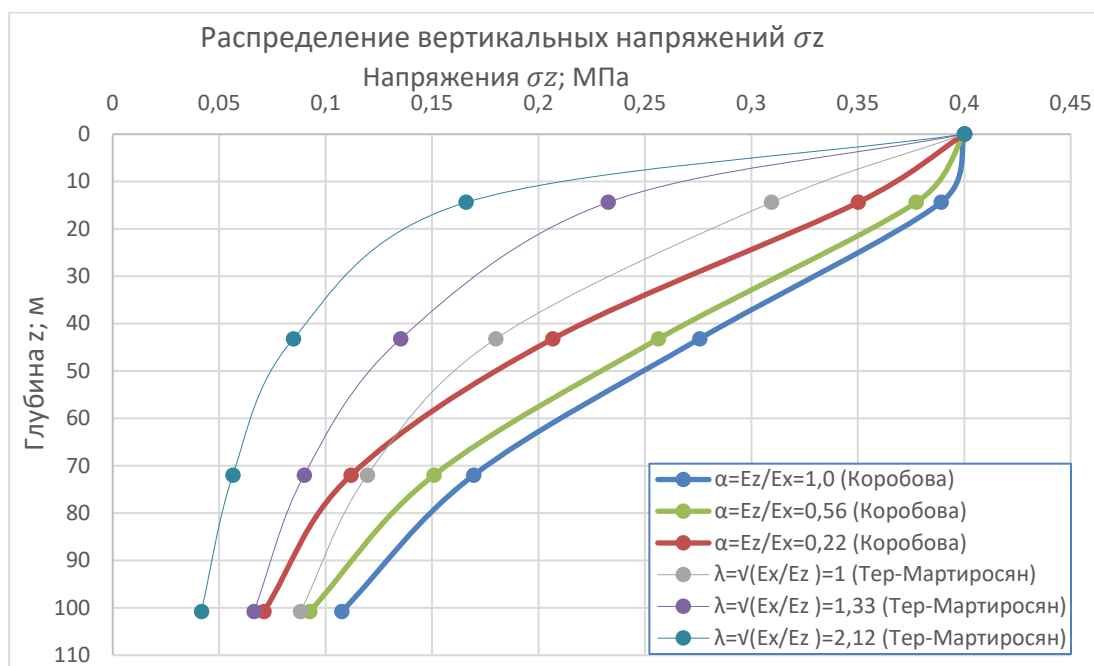


Рисунок 1.5 – Распределение вертикальных напряжений σ_z по О.А. Коробовой и Тер-Мартирисяну

Согласно рисунку 1.5 по расчетному методу О.А. Коробовой, на глубине 15 м $\sigma_z = 0,389$ МПа для изотропного расчета ($\alpha = 1$), $\sigma_z = 0,377$ МПа для анизотропного расчета ($\alpha = 0,56$) и $\sigma_z = 0,35$ МПа для анизотропного расчета $\alpha = 0,22$. А по расчетному методу З.Г. Тер-Мартирисяна $\sigma_z = 0,309$ МПа для изотропного расчета ($\lambda_\varepsilon = 1$), $\sigma_z = 0,232$ МПа для анизотропного расчета ($\lambda_\varepsilon = 1,33$) и $\sigma_z = 0,166$ МПа для анизотропного расчета $\lambda_\varepsilon = 2,12$.

По проведенным расчетам можно сделать вывод о том, что расчетные методы З.Г. Тер-Мартирисяна и О.А. Коробовой дают схожие результаты (рисунок 1.4), заключающиеся в том, что увеличение анизотропии в грунте основания ведет к снижению в нем напряжений σ_z . При небольших глубинах наблюдается максимальное влияние анизотропии, а с увеличением глубины, влияние коэффициента анизотропии уменьшается.

1.7 Учет анизотропии прочностных свойств грунтов в расчетах устойчивости откосов и склонов

В настоящее время практически отсутствуют расчетные методы оценки

устойчивости откосов склонов с учетом анизотропных свойств грунтов, также мало работ, посвященных методикам учета анизотропии в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин. В то же время имеются работы по учету природной слоистости скальных пород в расчетах устойчивости склонов. Например, Зерцалом О.В. была проведена серия расчетов устойчивости скального массива с использованием метода Morgenштерна - Прайса, предусмотренного СП 11-105-97 [70, 71, 72], в программе GeoStudio с учетом прочностной анизотропии и без учета прочностной анизотропии грунта. В данных расчетах ось x принимается осью по направлению слоистости и ось y направленный перпендикулярно слоистости. В расчетах используются приведенные характеристики углов внутреннего трения и сцепления анизотропной породы в зависимости от ее прочностных свойств по взаимно ортогональным направлениям с учетом угла напластования породы в виде:

$$c = c_x \cos 2 \alpha + c_y \sin 2 \alpha \quad (1.24)$$

$$\varphi = \varphi_x \cos 2 \alpha + \varphi_y \sin 2 \alpha \quad (1.25)$$

Где:

c_x -сцепление грунта по направлению оси слоистости;

c_y -сцепление грунта по направлению перпендикулярному оси слоистости;

φ_x -угол сдвига грунта по направлению оси слоистости;

φ_y -угол сдвига грунта по направлению перпендикулярному оси слоистости;

α - угол уклона плоскости анизотропии.

Результаты расчетов показали, что для изотропного расчета, где используются прочностные свойства грунтов, соответствующие только для направления перпендикулярному оси слоистости, коэффициент устойчивости склона равняется $K_H=2,063$, а для расчетов с учетом прочностной анизотропии, коэффициент устойчивости получено $K_H^{ан.}=1,792$ (рисунок 1.6). Это позволяет сделать вывод, что учет прочностной анизотропии в расчетах склонов и откосов, снижает коэффициент устойчивости склона K_H .

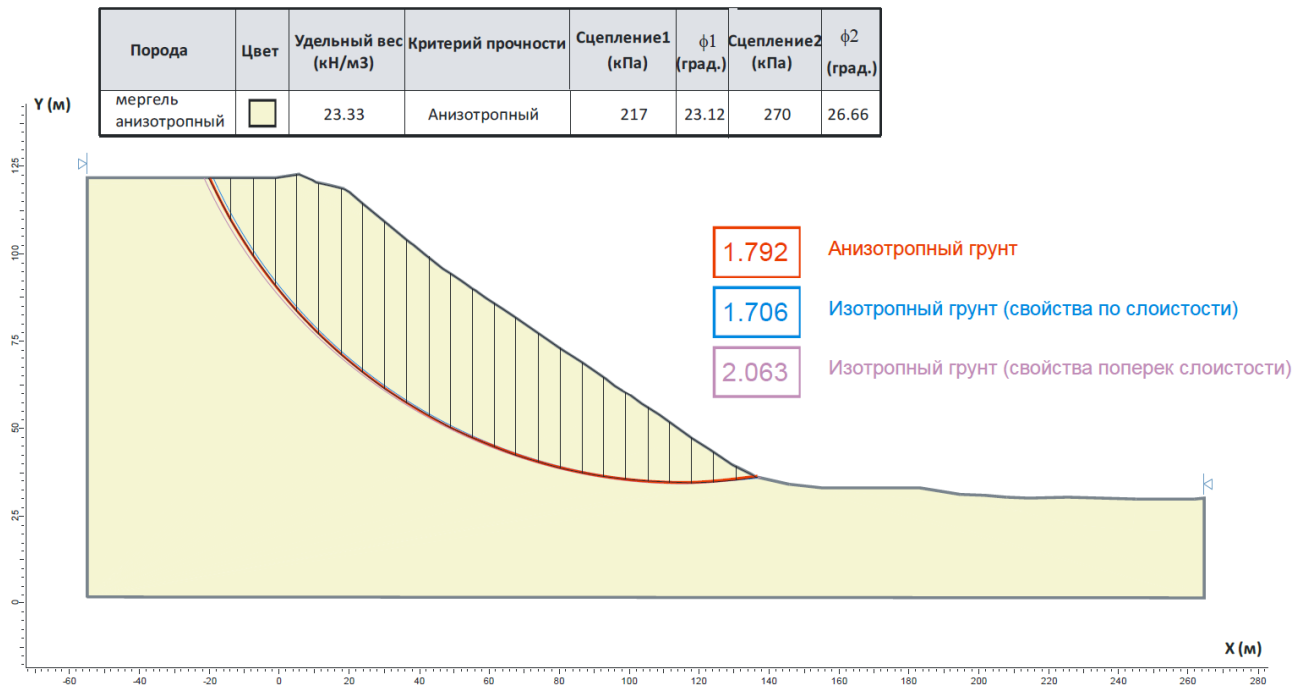


Рисунок 1.6 – Геомеханическая схема с результатами расчета для оценки влияния анизотропии на положение предполагаемой поверхности скольжения и коэффициента устойчивости модельного склона по Зерцаль О.В. [82]

Аналогичные результаты получились и в исследованиях Кремнев А.П., Вишняков Н.Н. и Седун Е.А. [29]. Для учета прочностной анизотропии в расчетах устойчивости откосов, зависимость изменения прочностных характеристик грунтов от угла наклона поверхности сдвига к плоскости изотропии была принята по формулам:

$$tg\varphi_{\alpha} = tg\varphi_x + (tg\varphi_y - tg\varphi_x) \sin 2\alpha \quad (1.26)$$

$$c_{\alpha} = c_x + (c_y - c_x) \sin 2\alpha \quad (1.27)$$

Где:

φ_x - угол сдвига грунта по направлению оси слоистости;

φ_y - угол сдвига грунта по направлению перпендикулярному оси слоистости;

c_x - сцепление грунта по направлению оси слоистости;

c_y - сцепление грунта по направлению перпендикулярному оси слоистости;

α - угол уклона плоскости анизотропии.

В приведенных работах рассматриваются скальные массивы, склоны с разными углами наложения более слабых в прочностном отношении прослоек, линз, вдоль которых задаются отличные от всего массива параметры прочности материала. В расчетах же грунтовых плотин наведенная слоистость придает грунту разный характер деформирования в зависимости от направления главного напряжения по разным направлениям, что требует расчета напряженно-деформированного состояния плотины при оценке устойчивости откосов плотины с учетом анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта.

Выводы по 1 главе

1. Многочисленными теоретическими и экспериментальными исследованиями ученых по всему миру доказано, что практически все грунты анизотропны в фильтрационных, прочностных и в деформационных свойствах.
2. В грунтовых плотинах при послойной укатке и уплотнении грунта слоями толщиной от 15 до 40 см возникает наведенная слоистость, придающая грунту анизотропные свойства как в фильтрационном, так и в деформационном, и в прочностном отношении, что существенным образом сказывается на прочностном и напряженно-деформированном состоянии плотины.
3. В настоящее время в литературе не много работ, посвященных экспериментальным исследованиям деформационной анизотропии гравийно-галечниковых грунтов, хотя вопросы анизотропии весьма детально изучены на примере глинистых грунтов.
4. Существующие методы учета анизотропных свойств грунтов применительно к задачам теории упругости позволяют получить картину напряженного состояния основания под действием равномерно-распределенной нагрузки в виде функции зависимости напряжения от коэффициента анизотропии или в виде расчетных таблиц, позволяющих скорректировать напряженное состояние основания с учетом

коэффициента анизотропии.

5. В настоящее время отсутствуют методы учета анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин, а также в расчетах их прочности и устойчивости откосов, что является актуальной задачей для исследования.

ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННОЙ АНИЗОТРОПИИ ГРАВИЙНО-ГАЛЕЧНИКОВОГО ГРУНТА

2.1 Основные методы экспериментального исследования деформационной анизотропии слоистых грунтов

Анизотропию механических свойств слоистых грунтов можно исследовать на тех же приборах, которые используются и при исследовании изотропных грунтов:

- в одомере;
- в приборе одноплоскостного среза;
- в вакуумном стабиломере;
- в трехосном приборе.

Для выявления анизотропии трансверсально-изотропного грунта достаточно проводить опыты с двумя идентичными образцами, вырезанных по двум взаимно перпендикулярным направлениям: вдоль оси слоистости грунта и перпендикулярно оси слоистости грунта.

Коэффициент деформационной анизотропии η можно оценивать по соотношению осевых деформаций или по соотношению модулей деформации полученных в результате экспериментов одинаковых образцов, уложенных в рабочую камеру прибора, вдоль слоистости и поперек оси слоистости грунта:

$$\eta = \frac{E_x}{E_z} \quad (2.1)$$

где:

$E_x = \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\varepsilon_x^i}$ - модуль деформации грунта вдоль оси слоистости грунта;

$E_z = \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\varepsilon_z^i}$ - модуль деформации по направлению перпендикулярному оси

слоистости грунта;

Исследования по выявлению деформационной анизотропии галечника в

одеометре, нужно проводить с укладкой крупных частиц галечника в рабочую камеру двумя способами. В первом случае – с горизонтальной ориентацией частиц, а во втором – с вертикальной ориентацией частиц. Соотношение деформации в первом и во втором эксперименте при одинаковых ступенях нагружения позволяет получить коэффициент анизотропии η . Недостатком этих испытаний следует считать невозможность принудительного изменения бокового давления.

Для более точного исследования анизотропных свойств грунтов опыты необходимо проводить в трехосных приборах, где можно моделировать максимально естественные условия напряженно-деформированного состояния грунта и наиболее точно определить, как деформационных, так и прочностных свойств грунтов. Трехосные стабилометры бывают гидравлического и вакуумного типа. Главным преимуществом вакуумного стабилометра является возможность проведения испытания крупномасштабных образцов как в лабораторных, так и в полевых (естественных) условиях. Однако в данных испытаниях диапазон обжимающей нагрузки ограничен до величины атмосферного давления 1 кг/см^2 . Поскольку в вакуумном стабилометре создается условие всестороннего сжатия образца, то замеры ϵ_x и ϵ_y по взаимно перпендикулярным направлениям в одном эксперименте дают параметр деформационной анизотропии грунта.

В гидравлических же стабилометрах, эксперименты можно проводить при больших напряжениях, с возможностью изменения бокового давления в большом диапазоне, что позволяет исследовать грунты на разных траекториях нагружения, в том числе с поворотом площадок главных напряжений.

2.2 Постановка эксперимента в компрессионных испытаниях анизотропных свойств галечникового грунта

Компрессионные испытания — наиболее распространенный вид лабораторных исследований для определения деформационных характеристик (свойств) грунтов. Компрессия — это процесс сжатия грунта без возможности

бокового расширения ($\varepsilon_x = \varepsilon_z = 0$). Компрессионные испытания грунтов в лабораторных условиях проводятся в компрессионных приборах (одометрах) [92].

Их конструкции бывают различные, в зависимости от способа приложения нагрузки и целей исследования, например, компрессионное сжатие грунта в полом цилиндре позволяет уменьшить силу трения на боковых гранях. Методом компрессионного сжатия определяют характеристики деформируемости грунтов.

Целью экспериментальных исследований в одометре в рамках данной работы, является выявление степени деформационной анизотропии гравийно-галечниковых грунтов. Частицы гравийно-галечникового грунта укладываются в одометре вручную с горизонтальным расположением крупных частиц (горизонтальная слоистость) и с вертикальным расположением крупных частиц (вертикальная слоистость) с засыпкой между ними мелких частиц. Разница в деформировании грунта в этих экспериментах дает параметр деформационной анизотропии (рисунок 2.1) как:

$$\eta = \frac{\varepsilon_y^Г}{\varepsilon_y^В} \quad (2.11.)$$

Где:

$\varepsilon_y^Г$ – относительная деформация в перпендикулярном направлении оси слоистости (горизонтальное расположение частиц);

$\varepsilon_y^В$ – относительная деформация вдоль направления оси слоистости (вертикальное расположение частиц).

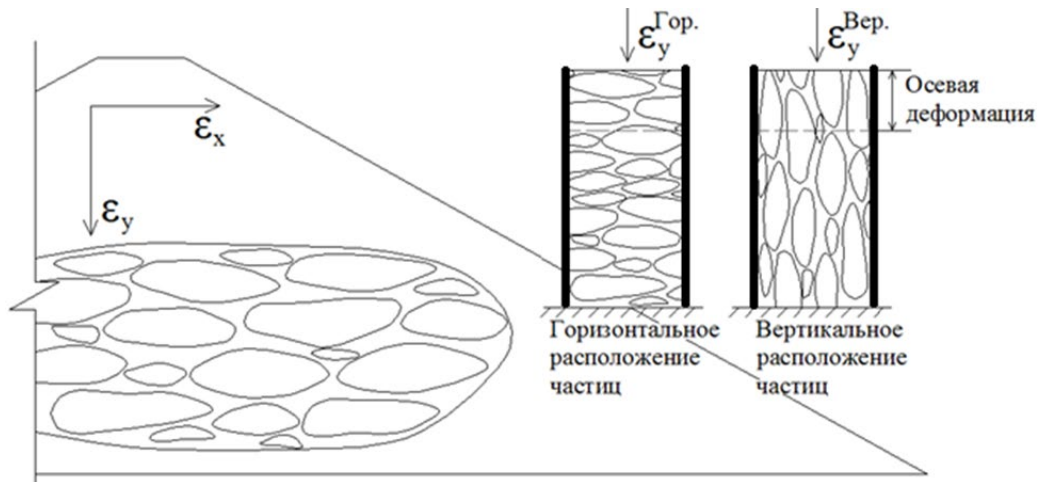


Рисунок 2.1 – Схема проведения эксперимента

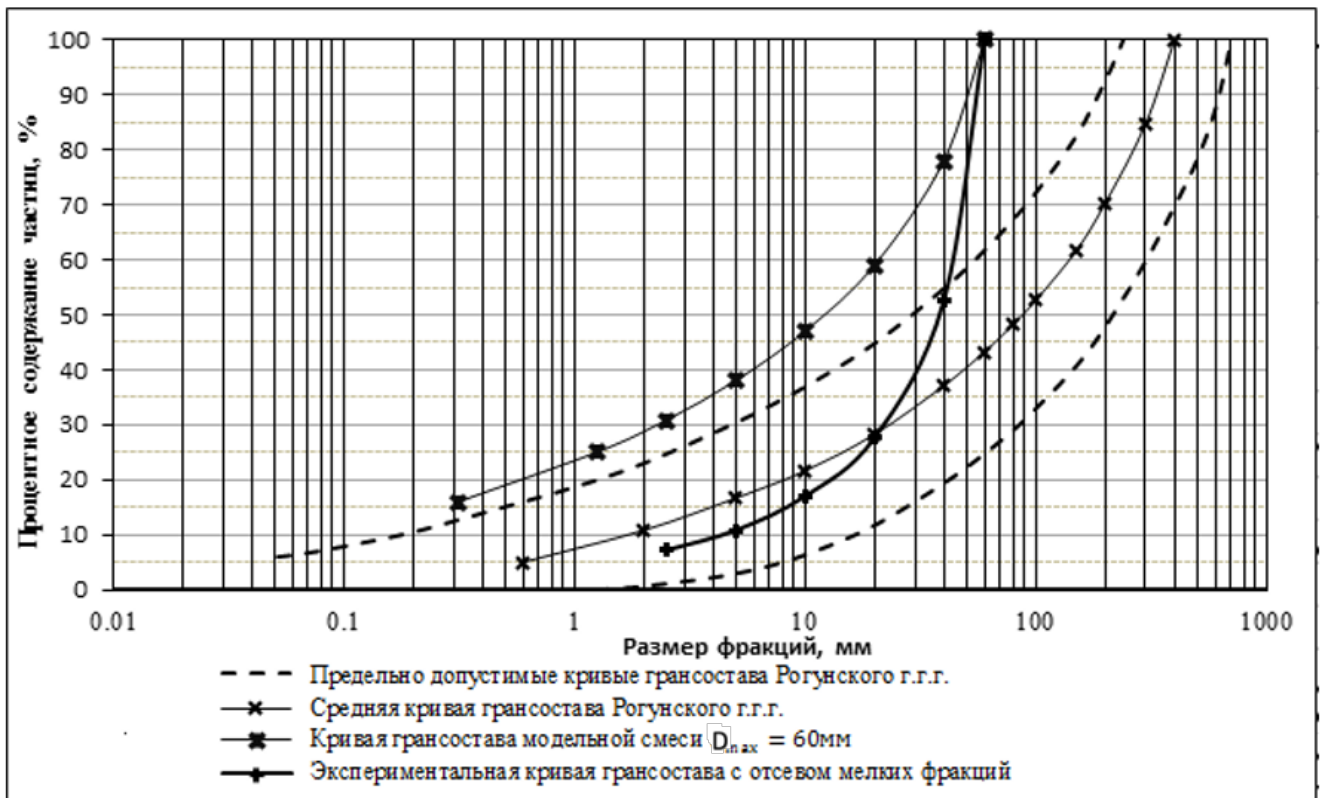
2.2.1 Подбор гранулометрического состава модельного грунта для экспериментов

Для экспериментальных исследований деформационной анизотропии использовался речной галечник (рисунок 2.2), который применяется в отсыпке упорных призм грунтовых плотин. Максимальный диаметр фракции модельного грунта для экспериментов принимался, исходя из размеров рабочей камеры применяемых лабораторных приборов, таким, чтобы выполнялось условие $d_{max} = \frac{d_{камеры}}{5}$, т.е. диаметр рабочей камеры должен быть не меньше 5 - кратного диаметра максимальной фракции модельного грунта. Поскольку эксперименты проводились в цилиндрической камере диаметром $d=300$ мм, то максимальный размер фракции в гранулометрическом составе галечника был принят $d_{max}=60$ мм.

На рисунке 2.3 приведен гранулометрический состав экспериментальных кривых для опытных образцов, а также для наглядности приведены предельные гранулометрические составы галечникового грунта, отсыпаемого в упорные призмы строящейся Рогунской плотины. Для экспериментов был выбран подобный Рогунскому гранулометрический состав грунта, с ограниченным размером крупных фракций и отсевом мелких фракций. Диапазон фракций экспериментального грунта составляет $10 \div 60$ мм, которых в образцах содержится 80%. Отбор более крупных частиц галечникового грунта в исследуемых образцах позволяет более четко выделить деформационные анизотропные свойства грунта, так как у крупнозернистых фракций соотношение размеров по разным осям существенно больше, чем у мелких, что позволяет предположить и большую разницу в прочностных и деформационных свойствах у крупнозернистых грунтов [10].



Рисунок 2.2 – Галечниковый грунт



Фракции, мм	0-1,0	1,0-5,0	5,0-10	10-20	20-40	40-60	Σ
Количество фр. в процентном содержании; в %	5,0	5,0	7,0	11,0	25,0	47,0	100

Рисунок 2.3 – Гранулометрический состав гравийно-галечникового грунта

2.2.2 Назначение плотности грунта для экспериментов по методу Н. Н. Маслова

По заданной кривой гранулометрического состава на основе метода Н.Н. Маслова проведены расчеты плотности грунта при его укладке в рабочую камеру с учетом его уплотнения ручной трамбовкой ($I_D=0,9$). Проверка степени уплотнения грунта при ручной укладке в рабочую камеру проверялась по объему уложенного материала с точностью 100%, т.е. весь отмеренный весовой состав грунта заполнял полностью рабочую камеру, что контролировалось в процессе укладки отмеренными долями конечного объема грунта.

Кривую модельного гранулометрического состава разбиваем на 5 частей. За достоверно определенные диаметры D_1 и D_2 принимаем $D_{5\%} = 2$ мм и $D_{95\%} = 58$ мм, что отвечает $\Delta P = 90\%$.

По гранулометрическому составу гравийно-галечниковой смеси определяем зависимость процентного содержания достоверно определенных фракций от диаметра частиц грунта и сводим результаты вычислений в Таблицу 2.1.

Таблица 2.1. Процентное содержание фракций.

Номер участка	1 (5-20)%	2 (20-50)%	3 (50-80)%	4 (80-95)%
$d_1, \text{мм}$	2	14	38	52
$d_2, \text{мм}$	14	38	52	58

При назначении удельного веса сухого крупнообломочного грунта необходимо руководствоваться коэффициентом относительной пористости по формуле:

$$I_D = \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \quad (2.1)$$

Где: ε_{max} и ε_{min} определяются в лабораторных или полевых условиях.

Определим максимальное и минимальное значение коэффициента пористости грунта (ε_{max} и ε_{min} , соответственно) по методике Н.Н. Маслова.

Удельный вес сухого грунта, соответствующего предельно рыхлому сложению сыпучего материала, найдем из условия [15]:

$$\gamma_{сух}^{min} = \frac{A}{[\Delta P \cdot \sqrt{K}]^{0,5}} \cdot \frac{\gamma_{ч}}{26,5} \quad (2.2)$$

Где: $A=22,8 \text{ кН/м}^3$ - эмпирический коэффициент (для г.г.с);

ΔP - процентное содержание достоверно определенных фракций в граноставе грунта;

$\gamma_{ч}$ - удельный вес частиц грунта;

K - коэффициент, характеризующий гранулометрический состав грунта по формуле [10]:

$$K = \frac{D_2 - D_1}{\Delta P \cdot \lg \frac{D_2}{D_1}} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{\Delta q_i}{d_{2i} - d_{1i}} \cdot \lg \frac{d_{2i}}{d_{1i}} \right) \quad (2.3)$$

Где: D_2 и D_1 - соответственно максимальная и минимальная достоверно определенные фракции;

Δq_i - процентное содержание фракции i -го участка кривой гранулометрического состава;

d_{2i} и d_{1i} - соответственно максимальный и минимальный диаметр i -го участка кривой гранулометрического состава [15]

Тогда по формуле получаем:

$$K = \frac{58 - 2}{90 \cdot \lg \frac{58}{2}} \cdot \left(\frac{15}{14 - 2} \cdot \lg \frac{14}{2} + \frac{30}{38 - 14} \cdot \lg \frac{38}{14} + \frac{30}{52 - 38} + \frac{15}{58 - 52} \lg \frac{58}{52} \right) \\ = 0,86$$

Найдем значение удельного веса сухого грунта по формуле:

$$\gamma_{сух}^{min} = \frac{22,8}{[90 \cdot \sqrt{0,86}]^{0,05}} \cdot \frac{27,0}{26,5} = 18,6 \text{ кН/м}^3$$

Согласно номограмме на рисунке 2.4 построенной П.В. Солдатовым [15] для определения $\gamma_{сух}$ по предельному рыхлому сложению сыпучих грунтов, при

$\gamma_{сух}^{min} = 18,6 \text{ кН/м}^3$ максимальный удельный вес сухого равняется $\gamma_{сух}^{max} = 22 \text{ кН/м}^3$.

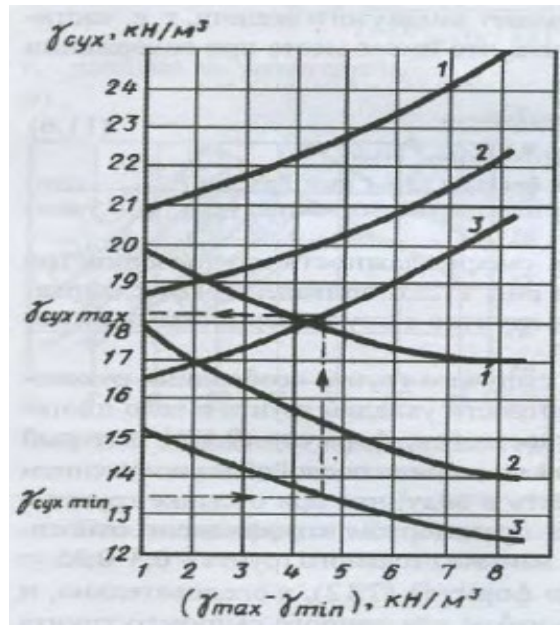


Рисунок 2.4 – Номограмма для определения $\gamma_{\text{сух}}$ по предельному рыхлому сложению сыпучих грунтов. 1 – гравийно-галечниковый грунт; 2 – горная масса; 3 – песок [15]

Определяем пределы изменения коэффициента пористости грунта по формулам:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\gamma_u - \gamma_{\text{сух}}^{\min}}{\gamma_{\text{сух}}^{\min}} \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{\gamma_u - \gamma_{\text{сух}}^{\min}}{\gamma_{\text{сух}}^{\min}} \quad (2.5)$$

Тогда:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{27,0 - 18,6}{18,6} = 0,45 \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{27,0 - 22}{22} = 0,23 \quad (2.7)$$

Определим коэффициент пористости грунта ε :

$$\varepsilon = \varepsilon_{\max} - I_D \cdot (\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}) \quad (2.8)$$

При ручном уплотнении грунта с трамбовкой можно принимать $I_D=0,9$. Тогда по формуле получаем:

$$\varepsilon = 0,45 - 0,9 \cdot (0,45 - 0,23) = 0,252$$

Пористость равна:

$$n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = \frac{0,252}{1 + 0,252} = 0,2$$

Определяем удельный вес сухого грунта $\gamma_{\text{сух}}$ по формуле:

$$\gamma_{\text{сух}} = \frac{\gamma_{\text{ч}}}{1 + \varepsilon} \quad (2.9)$$

Получим:

$$\gamma_{\text{сух}} = \frac{27,0}{1 + 0,252} = 21,5 \text{ кН/м}^3$$

Таким образом, эксперименты проводим с гравийно-галечниковым грунтом, плотность которого в рабочей камере составляет $\gamma_{\text{сух}} = 2,15 \text{ т/м}^3$

Зная объем рабочей камеры прибора и его плотность, можно вычислить общую массу подготавливаемого образца, которая должна быть уложена в рабочую камеру. На основе кривой гранулометрического состава для выделенных диапазонов фракций грунта, в зависимости от их процентного содержания в образце, можно пересчитать массу фракций для каждого диапазона. Для обеспечения равномерного распределения всех фракций по объему, каждая отмеренная доля фракций грунта делилась дополнительно на пять частей и ручная укладка грунта в рабочую камеру осуществлялась постепенным заполнением каждой пятой части объема до достижения контрольной линии- разметки, нанесенной на рабочую камеру по высоте.

Для наглядности приводим расчет подбора фракций по весу, для цилиндрического образца диаметром $d=300 \text{ мм}$, высотой $h=600 \text{ мм}$ и плотностью $\gamma_{\text{сух}} = 2,15 \text{ т/м}^3$ (Таблица 2.2):

Объем рабочей камеры $V_{\text{р.к.}} = 0,0424 \text{ м}^3$,

расчетная плотность грунта $\gamma_{\text{сух}} = 2,15 \text{ т/м}^3$

общий вес образца $M=95,4 \text{ кг}$

$$M = \gamma_{\text{сух}} \cdot V_{\text{р.к.}} \quad (2.12)$$

Таблица 2.2. Расчет общей массы образца

$V_{p.k.} = 0,0424 \text{ м}^3; \gamma_{сух} = 2,15 \text{ т/м}^3; M = 91,2 \text{ кг}$							Σ
Фракции; мм	0÷1,0	1,0÷5,0	5,0÷10	10÷20	20÷40	40÷60	
Количество фр. в процентном содержании; в % от общей массы	5,0	5,0	7,0	11,0	25,0	47,0	100
Количество фракций в кг	4,6	4,6	6,4	10,0	22,8	42,8	91,2

Для каждого эксперимента согласно Таблице 2.2, проводилась сборка фракций гравийно-галечникового грунта и укладка его в рабочую камеру. После каждого эксперимента грунт рассеивался с помощью набора стандартных лабораторных сит и для следующего опыта образец собирался с заданной плотностью с соблюдением заданного исходного гранулометрического состава (рисунок 2.5).



Рисунок 2.5 – Рассев гравийно-галечникового грунта на отдельные фракции

2.2.3 Конструкция двухштампового одометра

Несмотря на простую конструкцию одометра и простоту проведения компрессионных испытаний, недостатком исследования грунтов в одометрах является наличие трения по боковым поверхностям образцов, что уменьшает деформацию образца. В настоящее время для учета бокового трения по стенкам прибора существуют два различных подхода – конструктивный и расчетно-экспериментальный. В целях уменьшения бокового трения, авторами при исследовании деформационной анизотропии гравийно-галечникового грунта был создан и в экспериментах использован двухштамповый одометр. Конструкция одометра представляет из себя цилиндрическую обойму диаметром $d=255$ мм и высотой $h=255$ мм с подвижными штампами сверху и снизу. В результате напряжение прикладывается одновременно к обоим штампам, следовательно образец одинаковым образом сжимается с двух сторон к середине. Это решение позволяет уменьшить силу трения возникающая по стенкам одометра в 2 раза. Схема одометра приведена на рисунке 2.6 и фотографии прибора приведены на рисунке 2.7. [92, 10].

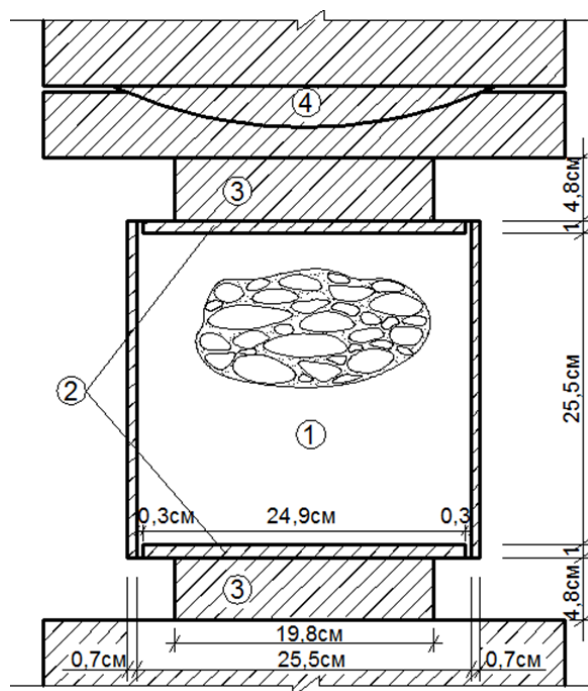


Рисунок 2.6 – Двухштамповый одометр. 1 - цилиндрическая обойма, 2 - подвижные штампы, 3 - металлические вставки, 4 – шарнир [10]



Рисунок 2.7 – Фотографии прибора

2.2.4 Проведение эксперимента

Частицы гравийно-галечникового грунта, особенно с $d \geq 10$ мм имеют плоскую эллипсоидную форму. При их уплотнении катками при укладке в тело плотины плоские частицы занимают положение, отвечающее минимуму потенциальной энергии, т.е. центр тяжести располагается наиболее низко по отношению к горизонтальным плоскостям, по которыми проводятся укатка гравийно-галечникового грунта. Следовательно, в горизонтальном направлении сила трения возникает значительно выше по отношению к вертикальному направлению и этим можно объяснить возникновения анизотропии в грунте.

При стандартной методике экспериментального исследования деформируемости, частицы галечника в рабочей камере прибора ложатся горизонтально длинной осью.

В наших же экспериментах, поставлена задача определения деформируемости галечника по направлению слоистости и по направлению перпендикулярному слоистости. Для моделирования горизонтальной и вертикальной слоистости в рабочую камеру, был применен ручной способ укладки крупных частиц галечника от 10 до 60 мм. Таким образом, экспериментальные образцы в рабочую камеру приборов собирались

двумя способами:

- 1) По стандартной методике пятью горизонтальными слоями с уплотнением после каждого слоя;
- 2) Грунт укладывается вручную с расположением наиболее крупных частиц (от 10 до 60 мм) вертикально с засыпкой между ними частиц $d \leq 10$ мм, таким образом моделируется вертикальная слоистость в рабочей камере [10].

По полученным относительным деформациям по двум взаимно перпендикулярным направлениям слоистости вычисляем модули деформаций. Соотношение модулей деформации $\frac{E_x}{E_y}$ дает параметр деформационной анизотропии. Гранулометрический состав грунта приведен на рисунке 2.3. При подготовке образцов плотность грунта доводилась до $\gamma \approx 2,15$ т/м³ как при горизонтальной укладке частиц, так и при вертикальной укладке с контролем общей массы образца.

Эксперименты проводились при поддержке центра коллективного пользования научным оборудованием и установками НИУ МГСУ (ГР ЦКП НИУ МГСУ), в лаборатории «Динамики сооружений» на установке Instron 1000HDX мощностью 1000 кН с относительной погрешностью $\pm 0,5\%$.

Компрессионные эксперименты проводились по стандартной методике согласно ГОСТ12248-2010 (Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости) [34]. Нагрузка на образец прикладывалась ступенями по 0,49 МПа с условной стабилизацией 0,01 мм/мин до максимальной нагрузки 7,343 МПа [10]. Каждая ступень длилась 8 минут, т.е. на первой минуте на образец прикладывалась давление 0,49 МПа, а последующие 7 минут это нагрузка поддерживалась постоянной. Критерия условной стабилизации деформации на ступенях назначалась 0,01 мм в минуту [91].

Фотографии образцов с горизонтальным и вертикальным расположением частиц приведены на рисунке 2.8.

а)



б)



в)

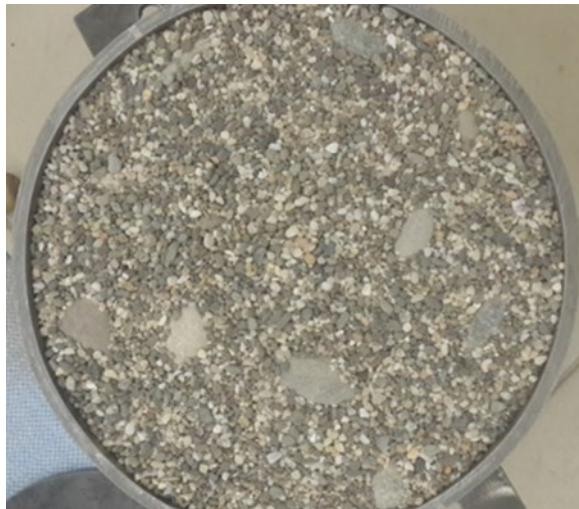


Рисунок 2.8 – Процесс подготовки образцов к эксперименту: а) подготовка образца к эксперименту с вертикальным расположением частиц (до засыпки более мелких фракций); б) подготовка образца к эксперименту с горизонтальным расположением частиц (до засыпки более мелких фракций); в) вид готового образца к эксперименту [10]

2.2.5 Статистическая обработка полученных результатов

Результаты компрессионных испытаний записывались программой в автоматическом режиме установкой Instron 1000HDX с относительной

погрешностью $\pm 0,5\%$. Абсолютную вертикальную стабилизированную деформацию образца определяем по формуле:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h} \quad (2.13)$$

Где:

Δh_i -приращение вертикальной деформации на i -ом ступени нагружения;

h -общая высота образца

Одометрический модуль деформации E_{oed} и модуль деформации по данным компрессионных испытаний E_K в заданном интервале напряжений $\Delta\sigma$ (секущие модули) вычисляют по формулам:

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (2.14)$$

$$E_K = E_{oed} \cdot \beta \quad (2.15)$$

Где $\beta=0,8$ для песков согласно ГОСТ12248-2010 [56] при экспериментах в одометре

Были проведены 5 экспериментов с горизонтальной ориентацией частиц (горизонтальная слоистость) и 5 экспериментов с вертикальной ориентацией частиц (вертикальная слоистость). Среднеарифметическое значение, наиболее близкого к истинному вычисляем по формуле:

$$X = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.16)$$

Случайную ошибку измерений оценивают по среднеквадратичному отклонению от среднего значения измеряемой величины x :

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - x_i)^2}{n - 1}} \quad (2.17)$$

Истинное значение измеренной величины x лежит в интервале от $(x-\Delta x)$ до $(x+\Delta x)$, где Δx называется доверительным интервалом. Вероятность этого

события (доверительная вероятность) составляет Р.

Доверительный интервал рассчитывается по формуле:

$$\Delta x = \frac{S_x \cdot t_{P,n-1}}{\sqrt{n}} \quad (2.18)$$

Где: $t_{P,n-1}$ - коэффициент Стьюдента, зависящий от доверительной вероятности Р и числа измерений n

Таким образом, окончательная форма записи результата имеет вид [41]:

$$X = \bar{X} \pm \Delta X \quad (2.19)$$

Результаты компрессионных испытаний и вычисленная средняя компрессионная кривая $\varepsilon = f(\sigma)$, приведены на рисунке 2.9 для горизонтальной укладки грунта и на рисунке 2.10 для вертикальной укладки грунта в одометре.

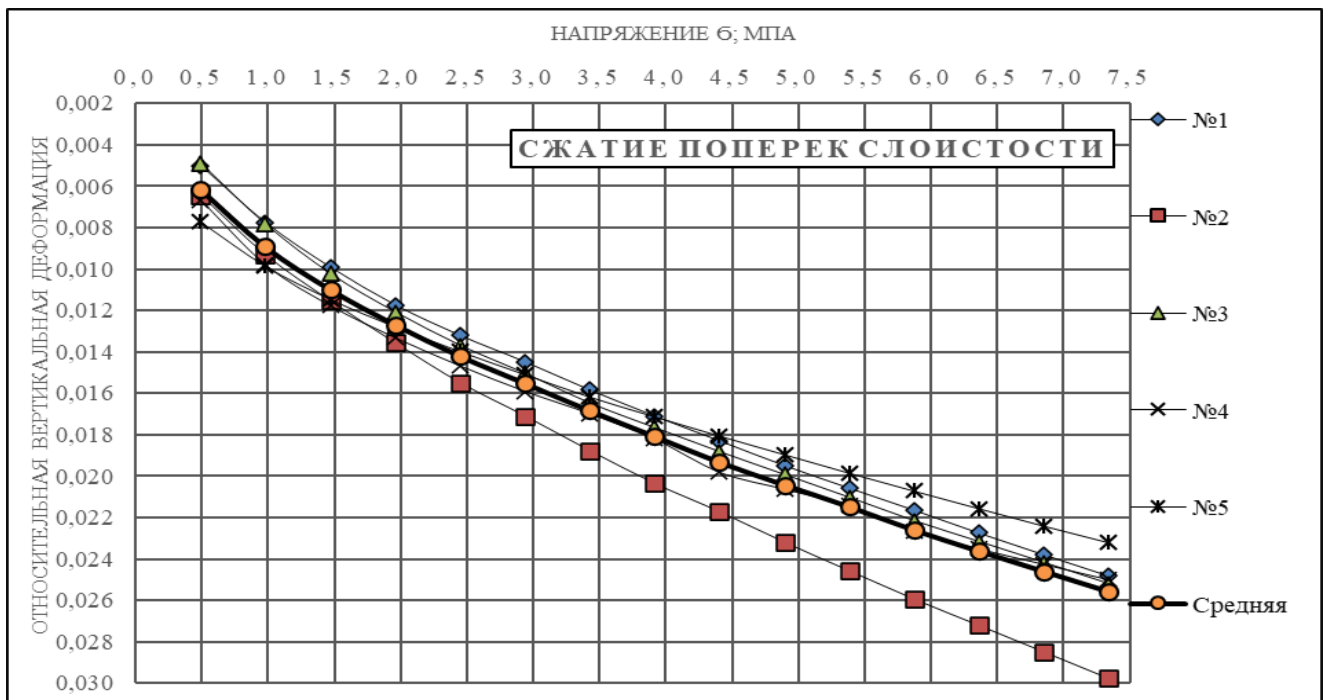


Рисунок 2.9 – Компрессионные кривые $\varepsilon=f(\sigma)$ для первой серии опытов с горизонтальным расположением фракций $d \geq 10$ мм

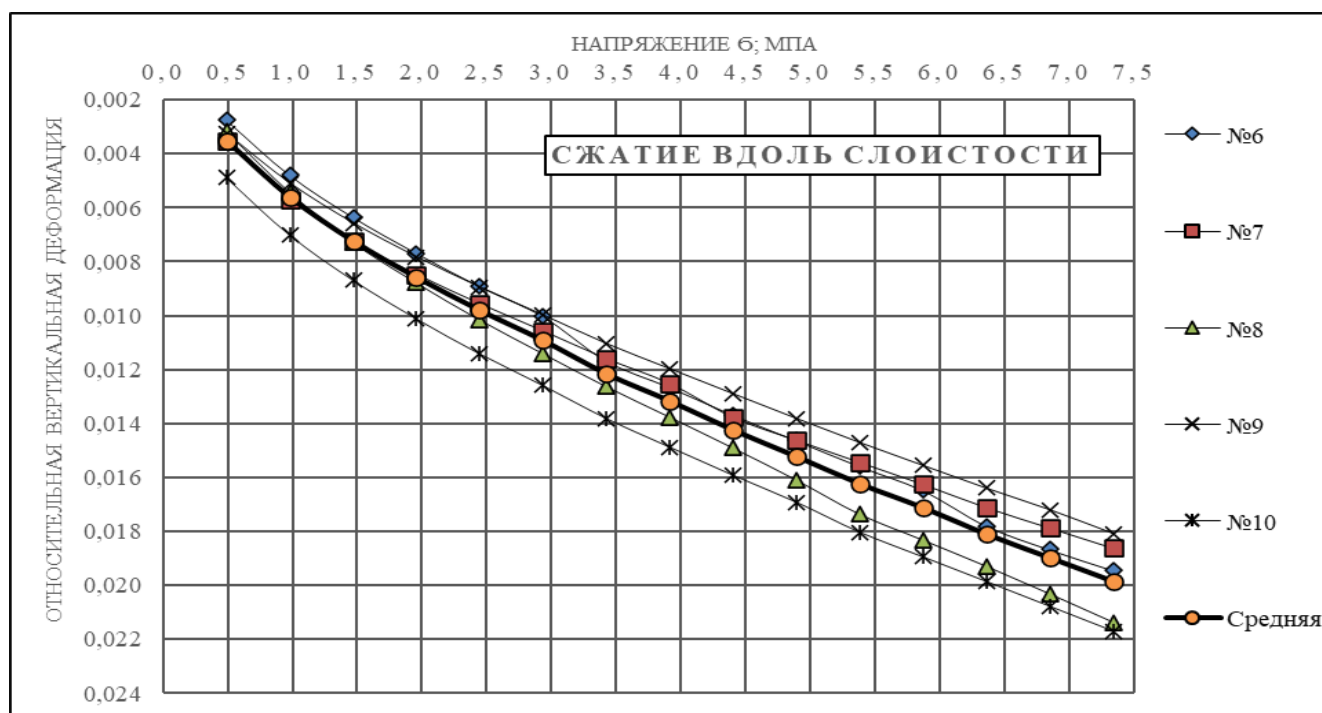


Рисунок 2.10 – Компрессионные кривые $\varepsilon=f(\sigma)$ для второй серии опытов с вертикальным расположением фракций $d \geq 10$ мм

Результаты расчетов приведены в Таблице 2.3 (для горизонтально расположения частиц) и в Таблице 2.4 (для вертикального расположения частиц). Зависимость компрессионных модулей деформации от напряжений $E_k = f(\sigma)$ для различных схем укладки приведены на рисунке 2.11.

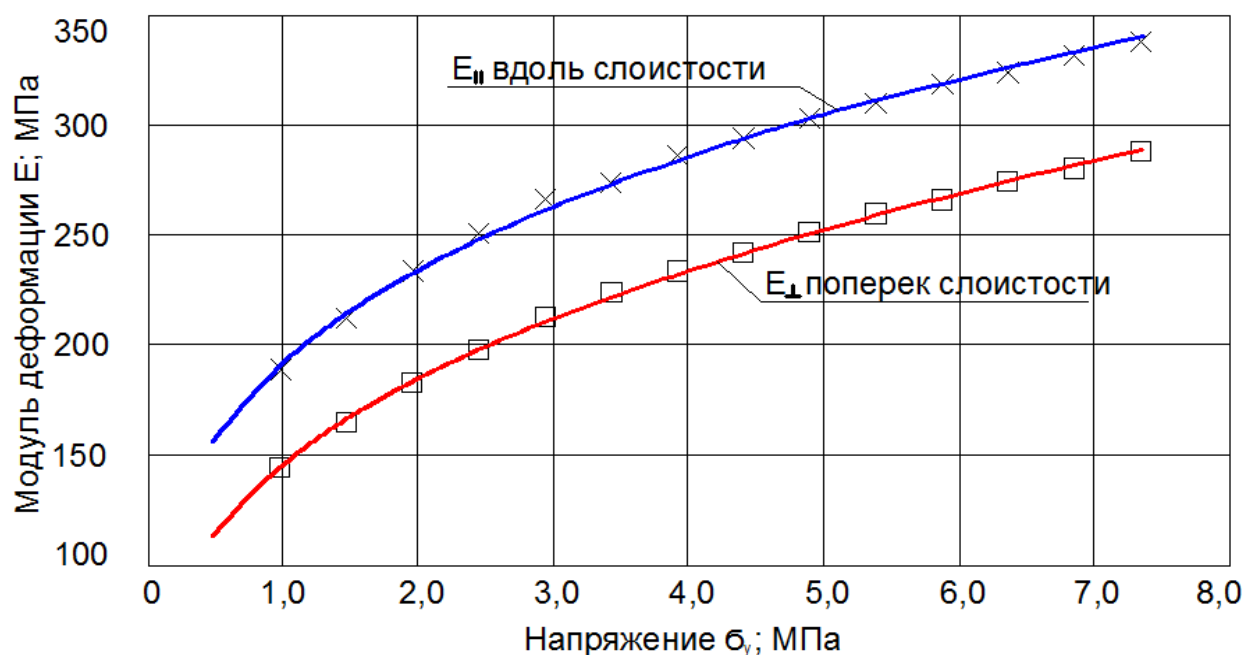


Рисунок 2.11 – Зависимость компрессионных модулей деформации от напряжений $E_k = f(\sigma)$

Таблица 2.3. Результаты компрессионных испытаний с горизонтальным расположением частиц $d \geq 10$ мм (σ_y направлена поперек оси слоистости)

№ Опыта		Напряжение σ ; Мпа														
		0.490	0.979	1.469	1.958	2.448	2.937	3.427	3.916	4.406	4.895	5.385	5.874	6.364	6.853	7.343
Опыт №1	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh ; мм	1.2831	1.9914	2.5446	3.0125	3.3915	3.7183	4.0667	4.3910	4.6988	5.0052	5.2850	5.5597	5.8432	6.1116	6.3761
	Относительная верт. деформация; $\epsilon = \Delta h/h$	0.0050	0.0077	0.0099	0.0117	0.0132	0.0145	0.0158	0.0171	0.0183	0.0195	0.0206	0.0216	0.0227	0.0238	0.0248
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979-0,49	1,460-0,49	1,958-0,49	2,448-0,49	2,937-0,49	3,427-0,49	3,916-0,49	4,406-0,49	4,895-0,49	5,385-0,49	5,874-0,49	6,364-0,49	6,853-0,49
	$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\epsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	142.1	159.6	174.6	190.9	206.7	216.9	226.7	235.7	243.4	251.5	258.9	264.9	271.0	276.7
Опыт №2	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh ; мм	1.6531	2.3932	2.9642	3.4843	3.9790	4.3910	4.8208	5.2278	5.5775	5.9551	6.3099	6.6609	6.9877	7.3158	7.6452
	Относительная верт. деформация; $\epsilon = \Delta h/h$	0.0064	0.0093	0.0115	0.0136	0.0155	0.0171	0.0188	0.0203	0.0217	0.0232	0.0246	0.0259	0.0272	0.0285	0.0297
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979-0,49	1,460-0,49	1,958-0,49	2,448-0,49	2,937-0,49	3,427-0,49	3,916-0,49	4,406-0,49	4,895-0,49	5,385-0,49	5,874-0,49	6,364-0,49	6,853-0,49
	$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\epsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	136.0	153.5	164.9	173.1	183.8	190.6	197.1	205.2	210.6	216.1	221.1	226.4	231.1	235.1
Опыт №3	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh ; мм	1.2602	2.0219	2.6374	3.1168	3.5326	3.8824	4.2511	4.5589	4.859	5.1426	5.4274	5.7186	5.978	6.2387	6.5032
	Относительная верт. деформация; $\epsilon = \Delta h/h$	0.0049	0.0078	0.0102	0.0121	0.0137	0.0150	0.0165	0.0177	0.0188	0.0199	0.0210	0.0222	0.0232	0.0242	0.0252
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979-0,49	1,460-0,49	1,958-0,49	2,448-0,49	2,937-0,49	3,427-0,49	3,916-0,49	4,406-0,49	4,895-0,49	5,385-0,49	5,874-0,49	6,364-0,49	6,853-0,49
	$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\epsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	132.7	146.7	163.3	177.9	192.7	202.7	214.4	224.6	234.2	242.5	249.3	257.0	263.8	269.8
Опыт №4	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh ; мм	1.7256	2.5357	3.0481	3.4474	3.7984	4.1163	4.3961	4.714	5.1273	5.3397	5.5469	5.8674	6.0861	6.2781	6.4714
	Относительная верт. деформация; $\epsilon = \Delta h/h$	0.0067	0.0098	0.0118	0.0133	0.0147	0.0159	0.0170	0.0182	0.0198	0.0206	0.0214	0.0227	0.0235	0.0242	0.0250
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979-0,49	1,460-0,49	1,958-0,49	2,448-0,49	2,937-0,49	3,427-0,49	3,916-0,49	4,406-0,49	4,895-0,49	5,385-0,49	5,874-0,49	6,364-0,49	6,853-0,49
	$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\epsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	125.2	153.4	176.7	195.7	212.1	227.9	237.6	238.5	252.6	265.4	269.4	279.1	289.6	299.2
Опыт №5	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh ; мм	1.9711	2.5153	2.9223	3.2605	3.5644	3.848	4.124	4.3669	4.6034	4.8323	5.0599	5.2812	5.4973	5.711	5.9157
	Относительная верт. деформация; $\epsilon = \Delta h/h$	0.0077	0.0099	0.0115	0.0128	0.0140	0.0151	0.0162	0.0171	0.0181	0.0190	0.0198	0.0207	0.0216	0.0224	0.0232
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979-0,49	1,460-0,49	1,958-0,49	2,448-0,49	2,937-0,49	3,427-0,49	3,916-0,49	4,406-0,49	4,895-0,49	5,385-0,49	5,874-0,49	6,364-0,49	6,853-0,49
	$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\epsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	183.5	210.0	232.3	250.7	266.0	278.3	291.8	303.5	314.1	323.3	331.9	339.8	347.1	354.4
Среднеарифметическое значение E_k ; Мпа			144.1	165.7	182.9	197.5	210.3	221.8	232.2	241.8	250.7	259.1	266.9	274.4	281.5	288.2

Таблица 2.4. Результаты компрессионных испытаний с вертикальным расположением частиц $d \geq 10$ мм (σ_y направлена вдоль оси слоистости)

№ Опыта	Напряжение σ , МПа																
	0.490	0.979	1.469	1.958	2.448	2.937	3.427	3.916	4.406	4.895	5.385	5.874	6.364	6.853	7.343		
Опыт №6	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh , мм	0.7083	1.2348	1.6366	1.9812	2.2991	2.5853	3.0113	3.2631	3.5288	3.7730	4.0197	4.2499	4.5894	4.8157	5.0141	
	Относительная верт. деформация; $\varepsilon = \Delta h/h$	0.0027	0.0048	0.0063	0.0077	0.0089	0.0100	0.0117	0.0126	0.0137	0.0146	0.0156	0.0165	0.0178	0.0187	0.0194	
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979- 0,49	1,460- 0,49	1,958- 0,49	2,448- 0,49	2,937- 0,49	3,427- 0,49	3,916- 0,49	4,406- 0,49	4,895- 0,49	5,385- 0,49	5,874- 0,49	6,364- 0,49	6,853- 0,49	7,343- 0,49
		$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\varepsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	191.9	217.7	238.1	254.1	269.2	263.2	276.8	286.6	296.7	305.1	313.8	312.4	319.8	328.5
Опыт №7	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh , мм	1.6531	0.908	1.4675	1.8693	2.1847	2.4657	2.7264	2.9922	3.23	3.553	3.773	3.9841	4.1939	4.4164	4.611	
	Относительная верт. деформация; $\varepsilon = \Delta h/h$	0.0064	0.0035	0.0057	0.0072	0.0085	0.0096	0.0106	0.0116	0.0125	0.0138	0.0146	0.0154	0.0163	0.0171	0.0179	
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979- 0,49	1,460- 0,49	1,958- 0,49	2,448- 0,49	2,937- 0,49	3,427- 0,49	3,916- 0,49	4,406- 0,49	4,895- 0,49	5,385- 0,49	5,874- 0,49	6,364- 0,49	6,853- 0,49	7,343- 0,49
		$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\varepsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	180.6	210.2	237.4	259.5	277.8	290.9	304.6	305.6	317.4	328.5	338.2	345.6	354.7	363.0
Опыт №8	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh , мм	1.2602	0.8037	1.3759	1.8503	2.2305	2.5789	2.8981	3.2084	3.4958	3.7857	4.0884	4.4101	4.6542	4.9009	5.1604	
	Относительная верт. деформация; $\varepsilon = \Delta h/h$	0.0049	0.0032	0.0054	0.0073	0.0088	0.0102	0.0114	0.0126	0.0138	0.0149	0.0161	0.0174	0.0183	0.0193	0.0203	
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979- 0,49	1,460- 0,49	1,958- 0,49	2,448- 0,49	2,937- 0,49	3,427- 0,49	3,916- 0,49	4,406- 0,49	4,895- 0,49	5,385- 0,49	5,874- 0,49	6,364- 0,49	6,853- 0,49	7,343- 0,49
		$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\varepsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	173.9	190.1	209.2	224.1	237.5	248.2	258.6	266.9	272.6	275.8	284.2	291.3	296.8	301.2
Опыт №9	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh , мм	1.7256	0.8266	1.2958	1.6735	1.994	2.2788	2.5433	2.8142	3.052	3.2872	3.5212	3.7488	3.965	4.1799	4.3834	
	Относительная верт. деформация; $\varepsilon = \Delta h/h$	0.0067	0.0032	0.0051	0.0066	0.0078	0.0089	0.0100	0.0110	0.0120	0.0129	0.0138	0.0147	0.0155	0.0164	0.0172	
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979- 0,49	1,460- 0,49	1,958- 0,49	2,448- 0,49	2,937- 0,49	3,427- 0,49	3,916- 0,49	4,406- 0,49	4,895- 0,49	5,385- 0,49	5,874- 0,49	6,364- 0,49	6,853- 0,49	7,343- 0,49
		$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\varepsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	212.9	235.8	256.6	275.1	290.9	301.5	314.1	324.7	333.6	341.7	350.0	357.4	365.0	369.8
Опыт №10	Осадка штампов (верховой и низовой) Δh , мм	1.2424	1.7841	2.2114	2.5764	2.9083	3.2084	3.5199	3.7908	4.0566	4.3122	4.5957	4.8297	5.0624	5.2977	5.5317	
	Относительная верт. деформация; $\varepsilon = \Delta h/h$	0.0049	0.0070	0.0087	0.0101	0.0114	0.0126	0.0138	0.0149	0.0159	0.0169	0.0180	0.0189	0.0199	0.0208	0.0217	
	Модуль деформации; МПа ГОСТ 12248-2010	Интервал напряжений	-	0,979- 0,49	1,460- 0,49	1,958- 0,49	2,448- 0,49	2,937- 0,49	3,427- 0,49	3,916- 0,49	4,406- 0,49	4,895- 0,49	5,385- 0,49	5,874- 0,49	6,364- 0,49	6,853- 0,49	7,343- 0,49
		$E_k = (\Delta\sigma/\Delta\varepsilon) \cdot \beta$; $\beta=0,8$; МПа	-	184.4	206.1	224.6	239.8	254.0	263.1	274.3	283.9	292.8	297.8	306.2	313.7	320.1	325.9
Среднеарифметическое значение E_k , МПа			190.6	214.1	232.5	247.9	261.2	273.0	283.7	293.4	302.4	310.8	318.7	326.1	333.1	339.8	

Соотношение модулей при различном расположении крупных частиц в зависимости от напряжения приведено в Таблице 2.5.

Таблица 2.5. Коэффициент деформационной анизотропии в зависимости от напряжений

Интервал напряжений МПа	Коэффициент анизотропии $\eta = \frac{E_{\parallel}}{E_{\perp}}$
0,49-0,98	1,449
0,49-1,47	1,431
0,49-1,96	1,444
0,49-2,45	1,403
0,49-2,94	1,398
0,49-3,43	1,410
0,49-3,92	1,370
0,49-4,41	1,321
0,49-4,89	1,338
0,49-5,38	1,321
0,49-5,87	1,360
0,49-6,36	1,324
0,49-6,85	1,321
0,49-7,34	1,320

Эксперименты показали, что послойно уложенные гравийно-галечниковые грунты обладают свойством деформационной анизотропии. Как и предполагалось, вертикальный модуль деформации упорных призм из гравийно-галечникового грунта в каменно-земляных плотинах выше, чем горизонтальный. Соотношение модулей деформации по направлению оси слоистости и по направлению перпендикулярному оси слоистости (коэффициент деформационной анизотропии) зависит от действующего напряжения, причем она максимальна при маленьких напряжениях и слегка уменьшается с ростом напряжений от 1,449 до 1,32 (Таблица 2.5) [2, 9].

2.2.6 Изменение гранулометрического состава образцов после испытаний

После каждого испытания проводился анализ изменения

гранулометрического состава с рассевом грунта в лабораторных ситах согласно ГОСТ12248-2010 (Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости) [34] и каждый следующий эксперимент собирался сначала с заданным модельным гранулометрическим составом. Изменения гранулометрического состава образцов связано с разрушением частиц грунта под напряжением. Разрушение наблюдалось после каждого эксперимента (рисунок 2.12) и в ходе эксперимента были слышны звуки характерные при образовании трещин и сколов камней. Процентное соотношение разрушенных фракций определялось путем анализа изменения гранулометрического состава образцов после экспериментов, и полученный гранулометрический состав сопоставлялся с исходным гранулометрическим составом образца. Как показали результаты рассевов образцов, в процессе эксперимента крупные частицы разрушились в обоих случаях укладки (горизонтальное и вертикальное расположение частиц).



Рисунок 2.12 – Разрушение частиц галечника (Изменение гранулометрического состава)

Гранулометрические составы образцов до и после экспериментов в одометре приведены на рисунках 2.13 и 2.14.

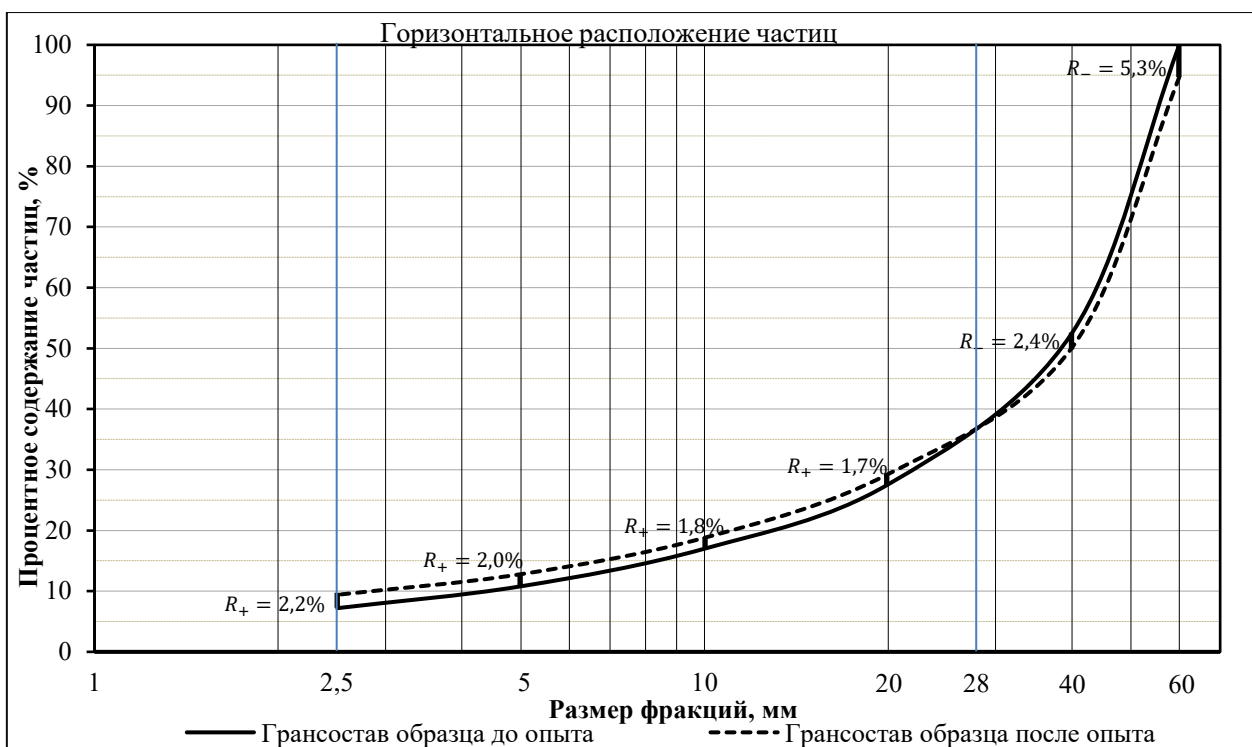


Рисунок 2.13 – Изменение грансостава после эксперимента горизонтальном расположении частиц $d \geq 10$ мм



Рисунок 2.14 – Изменение грансостава после эксперимента при вертикальном расположении частиц $d \geq 10$ мм

Разрушение частиц можно характеризовать коэффициентом изменения гранулометрического состава, который равен площади изменение состава. R - приращение количества мелких частиц (R_+) или уменьшение крупных частиц (R_-) [10].

$$R_+ \approx R_- = R \quad (2.20)$$

В результате при горизонтальном расположении частиц $d \geq 10$ мм, получили $R_{cp}^{гор.} = 7,7\%$, а при вертикальном $R_{cp}^{верт.} = 4,7\%$.

Таким образом, контроль изменения гранулометрического состава грунта после проведения экспериментов в одометре показал, что при горизонтальном расположении частиц модуль деформации грунта ниже, чем при вертикальном расположении частиц [90]. Разрушение крупных частиц связано с превышением предела прочности грунта на контактах между частиц, что подробно рассматривается ниже.

Подобный анализ проводил и Марсал с галечником плотины Эль-Инфернилло [112, 111]. По его данным максимальные разрушения исследованного им гравийно-галечникового грунта достигал $R_{cp}^{верт.} \approx 12 \div 15\%$, а минимальные разрушения $2,2 \div 3,4\%$, но в этих опытах не менялось положение частиц.

2.3 О напряжениях на контакте

Крупнообломочные грунты, используемые в строительстве каменных и каменно-земляных плотин, отличаются весьма большим разнообразием как с точки зрения их происхождения, так и физико-механических свойств. Одним из основных показателей при использовании крупнообломочных грунтов в строительстве грунтовых плотин являются их деформативные характеристики. Вопрос об оценке деформаций тело плотины важен не только для назначения величины запаса высоты и уточнения объема работ, но и для выбора типа и размера противофильтрационных устройств. Особенно часто недоучет

деформируемости тела плотины приводит к расстройству экранов из негрунтовых материалов в плотинах из каменной наброски.

Одним из основных факторов, влияющих на деформируемость плотин, является дробление частиц. Известно, что прочность крупнообломочных грунтов зависит от возникающих напряжений в теле плотины и с увеличением напряжений значения механических характеристик грунтов снижаются. Такие изменения связаны с дроблением крупных частиц по мере увеличения напряжений, т.к. на контакте между частицами грунта возникает напряжение, превышающее предел прочности грунта в несколько раз.

Например, в работе Glover-Cornwell [101] приводится что, если модель материала представить в виде шаров (рисунок 2.15), то относительную деформацию одного камня можно выразить формулой:

$$e = 1,54 \sqrt[3]{\frac{2\sigma_{max}^2}{E^2}} \quad (2.21)$$

$$\sigma_{max} = 0,388 \sqrt[3]{16\sigma E^2} \quad (2.22)$$

Где: E - модуль упругости материала-шара;

σ_{max} - максимальное напряжение на контакте шаров

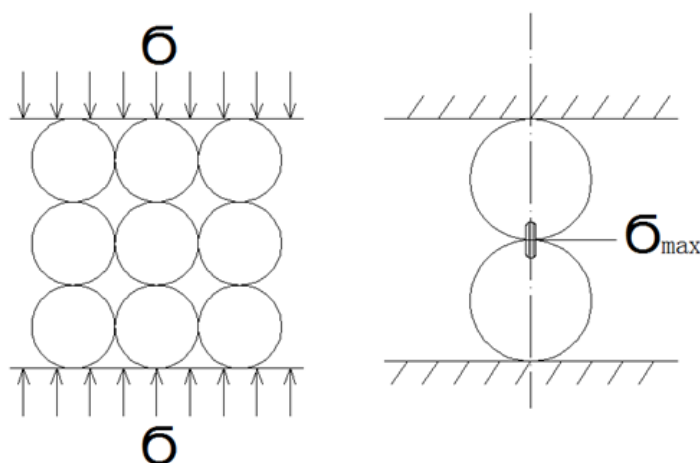


Рисунок 2.15 – Представление схемы крупнообломочного грунта в виде шаров

В работе А.А. Кагана [35] приводится, что при приложении к грунту силы 100Н, с площадью контакта между частицами $0,001 \text{ см}^2$, напряжения на контакте составят 1000МПа. Следовательно, возникающие в контакте напряжения

превосходят прочность многих скальных грунтов и происходит разрушение частиц.

С целью определения максимальных напряжений на контактах в проведенных экспериментах был проведен анализ площади контакта крупных частиц ($10 \div 60$ мм) гравийно-галечникового грунта со штампом в одомере. Для этого на дне одомера укладывалась алюминиевая фольга (рисунок 2.16а). Затем, крупные частицы галечника фракции $10 \div 60$ мм укладывались слой галечника горизонтально в первом случае (рисунок 2.16 б) и вертикально во втором случае (рисунок 2.16 в). После укладки грунта, образцам придавалась вертикальная нагрузка и грунт вручную разбирался. По отпечатанным следам от частицы галечника в алюминиевой фольге оценивалась площадь контакта (рисунок 2.17). Всего были проведены 5 опытов с горизонтальным расположением частиц и 5 опытов с вертикальным расположением частиц. Результаты измерений и расчет площади контактов приведены в Таблице 2.6.

а)



б)



в)



Рисунок 2.16 - Схема укладки крупных частиц галечника

а)



б)



Рисунок 2.17 - Контакт крупных частиц галечникового грунта со штампом: а) при горизонтальном расположении частиц; б) при вертикальном расположении частиц

Из таблицы 2.6 видно, что в экспериментах площадь контакта крупных частиц (10-60 мм) гравийно-галечникового грунта на штампе при горизонтальном расположении частиц составляла $S_{\text{конт.}}^{\text{гор.}} = 6,22\%$ от общей площади, а при вертикальном расположении частиц составляла $S_{\text{конт.}}^{\text{верт.}} = 2,61\%$ от общей площади штампа по которой передавалась вертикальная нагрузка (площадь поперечного сечения образцов).

Таблица 2.6. Площадь контакта крупных частиц галечника и штампа в экспериментах

Ориентация частиц	№Опыта	Общая площадь $S_{\text{общ.}}; \text{см}^2$	Площадь контактов $S_{\text{конт.}}; \text{см}^2$	Площадь контактов $S_{\text{конт.}};$ в % от общей площади
Горизонтальное расположение частиц	1	510.7	23,31	4,56
	2	510.7	22,66	4,44
	3	510.7	33,14	6,49
	4	510.7	48,19	9,44
	5	510.7	31,48	6,16
	Среднее значение	510.7	31,76	6,22
Вертикальное расположение частиц	6	510.7	9,12	1,79
	7	510.7	15,37	3,01
	8	510.7	14,49	2,84
	9	510.7	11,61	2,27
	10	510.7	16,15	3,16
	Среднее значение	510.7	13,35	2,61

Таким образом, в компрессионных испытаниях, где максимальная осевая нагрузка на образец составляла $\sigma_y = 7,34$ МПа, максимальное напряжение на контактах доходило до $\sigma_{max}^{гор.} = 118,03$ МПа при опытах с горизонтальными расположениями частиц и $\sigma_{max}^{верт.} = 280,08$ МПа при вертикальном расположении частиц. Как видно, напряжения, возникающие на контакте, превосходят предел прочности галечника и происходит разрушение частиц.

2.4 Эксперименты в вакуумном приборе

В отличие от компрессионных испытаний, при исследовании в вакуумном приборе создается условие всестороннего обжатия образца с возможностью замера горизонтальных и вертикальных деформаций. Следовательно, при равномерном нагружении $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ относительные деформации ε_1 и $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ дают возможность из одного эксперимента выявить деформационную анизотропию грунта. Большое распространение вакуумных стабилометров связано с возможностью исследования сопротивляемости грунта сдвигу при малых напряжениях на начальном участке диаграммы сдвига. Часто вакуумные стабилометры используют в сочетании со стабилометрами с возможностью проведения экспериментов при больших давлениях [49]. Вакуумные приборы были использованы в институте ВОДГЕО для испытания механических свойств крупнообломочных грунтов [17].

2.4.1 Конструкция вакуумного прибора

Для исследования деформационной анизотропии в условиях всестороннего сжатия, под руководством заслуженного деятеля науки, профессора, д.т.н. Л.Н. Рассказова была разработана усовершенствованная конструкция вакуумного прибора. Все детали были изготовлены строго по разработанному чертежу (рисунок 2.18), а резиновая оболочка изготавливалась из резиновой пластины (ТУ 38 105 1959- 90 ООО «НПП «Элком») толщиной $t=1,5 \pm 0,3$ мм. Сварной шов качественно выполнен горячей вулканизацией. Резиновая оболочка

соединялась хомутами в верхней и нижней частях конструкции прибора. Для обеспечения герметичности в местах закрепления хомутов, прикладывался дополнительный слой резины. Для создания вакуума в рабочей полости использовался одноступенчатый вакуумный насос ZVP-1-45, производительностью 45 л/мин, позволяющий создать разрежения до 0,9 атм., что соответствует 0,9 кг/см². Прибор оснащен вакуумным манометром, по которому можно контролировать степень вакуумирования в рабочей камере. Индикаторы часового типа для фиксации вертикальных деформаций установлены по двум сторонам прибора с противоположных сторон. Горизонтальные деформации определяются по деформацию кольцевых поясов, установленных на 3-х ярусах по высоте образца, на высоте 0,25H, 0,5H и 0,75H [7,89].

Приращения горизонтальных деформаций определялись как средние значения по трем замерам $\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_x^{0,25H} + \varepsilon_x^{0,5H} + \varepsilon_x^{0,75H}}{3}$. Полные размеры рабочей камеры в начале проведения эксперимента составляют: d=300 мм и h=600 мм. При закладке грунта в рабочую камеру, стенки рабочей камеры фиксируются съемной “опалубкой”, которая после начального обжатия образца снимается (рисунки 2.19 и 2.20) [7, 89, 8].

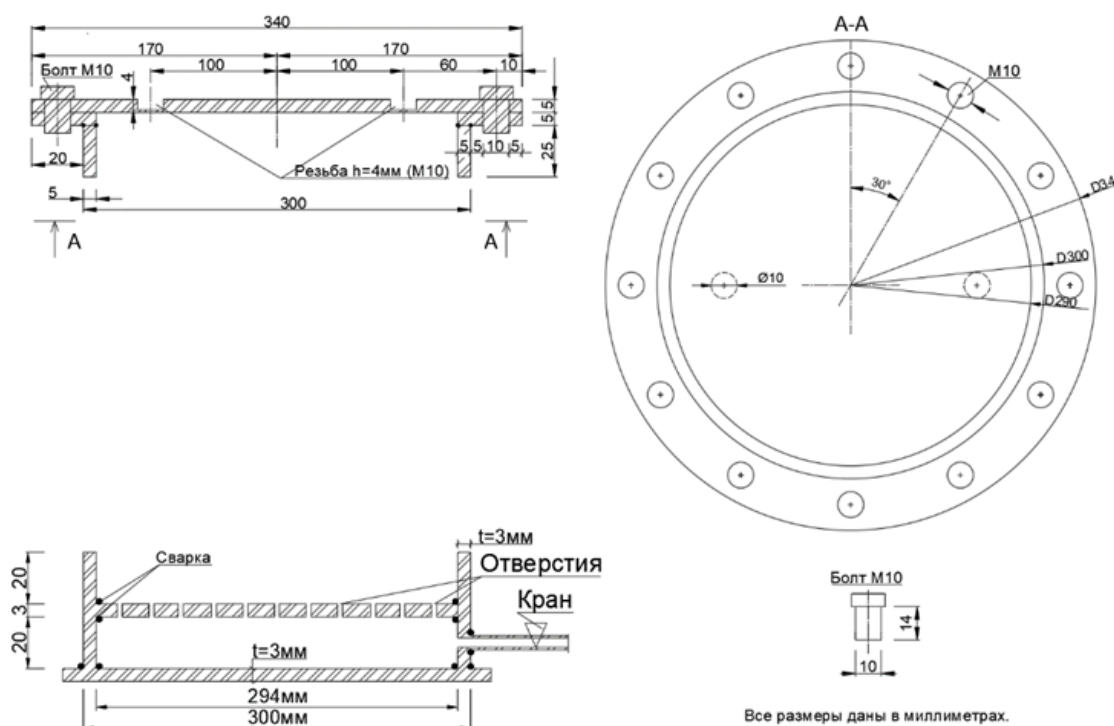


Рисунок 2.18 - Схема вакуумного прибора

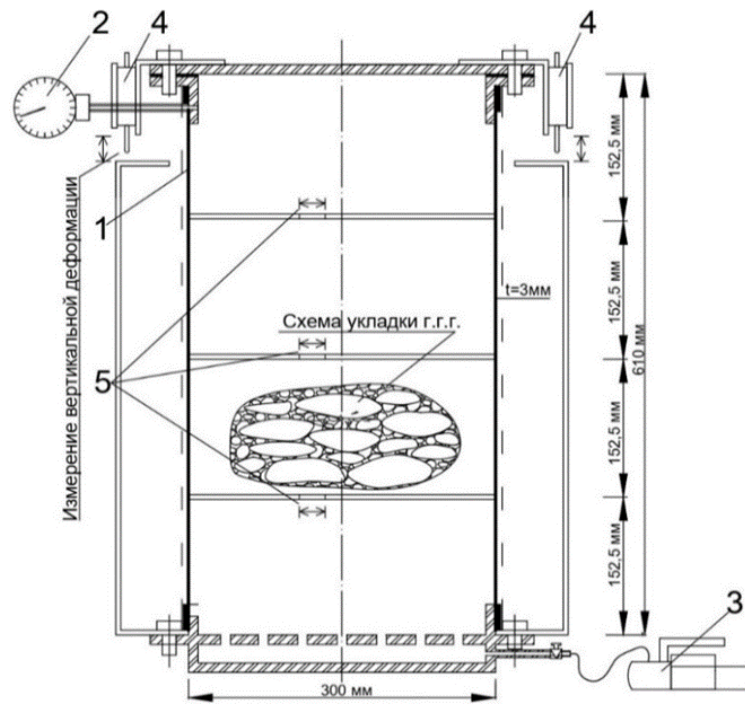


Рисунок 2.19 - Конструкция вакуумного прибора

1-Резиновая оболочка, 2-Вакууметр, 3-Вакуумный насос, 4-Индикаторы часового типа для измерения вертикальных деформаций, 5-Пояса для измерения радиальных деформаций [7]

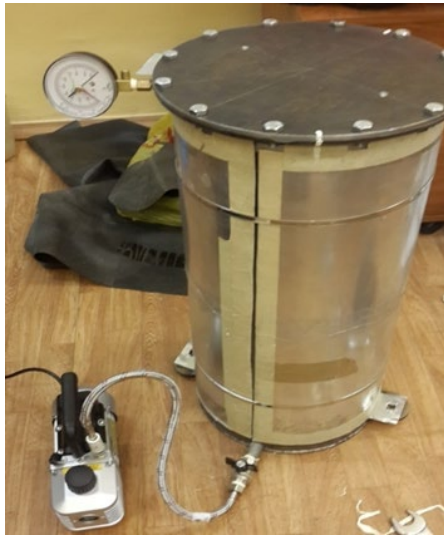


Рисунок 2.20 – Фотографии вакуумного прибора

2.4.2 Проведение эксперимента

Эксперименты проведены в лаборатории кафедры Гидравлики и гидротехнических сооружений НИУ МГСУ. Всего были проведены 10 опытов. Гравийно-галечниковый грунт фракцией $60 \div 10$ мм укладывался вручную с горизонтальным расположением частиц, с засыпкой между ними фракцией менее 10 мм. Грунт укладывался послойно с уплотнением ручной трамбовкой и контролем общего веса. При этом плотность образцов доводилась до $\rho=2,15$ т/м³. Гранулометрический состав образцов приведен на рисунке 2.3. Каждый новый образец собирался по первоначальному гранулометрическому составу с заданной плотностью.

Обжимающая нагрузка прикладывалась ступенями по $0,1$ кг/см² с условной стабилизацией $0,01$ мм/мин согласно ГОСТ12248-2010 (Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости) [34]. Съемная “опалубка” (рисунок 2.21) убиралась при создании начального обжатия на образце равное $\sigma_0 = 0,3$ кг/см², максимальное давление обжатия в экспериментах составило $0,9$ кг/см² [89].



Рисунок 2.21 – Съемная опалубка вакуумного прибора

2.4.3 Статистическая обработка полученных результатов

По замерам вертикальных и горизонтальных деформаций вычислялись относительные деформации в разных направлениях в соответствии с ГОСТ12248-2010 по формулам:

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta h_i}{h - \Delta h_{i-1}} \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta x_i}{\pi d - \Delta x_{i-1}} \quad (2.23)$$

Где: h - начальная высота образца;

d - диаметр образца;

Δh_i - вертикальная деформация образца на i -ой ступени нагружения;

Δx_i - горизонтальная деформация на i -ой ступени нагружения.

На рисунке 2.22 показаны зависимости относительных деформаций от напряжений для вертикальных деформаций $\varepsilon_y = f(\sigma)$ и горизонтальных деформаций $\varepsilon_x = f(\sigma)$.

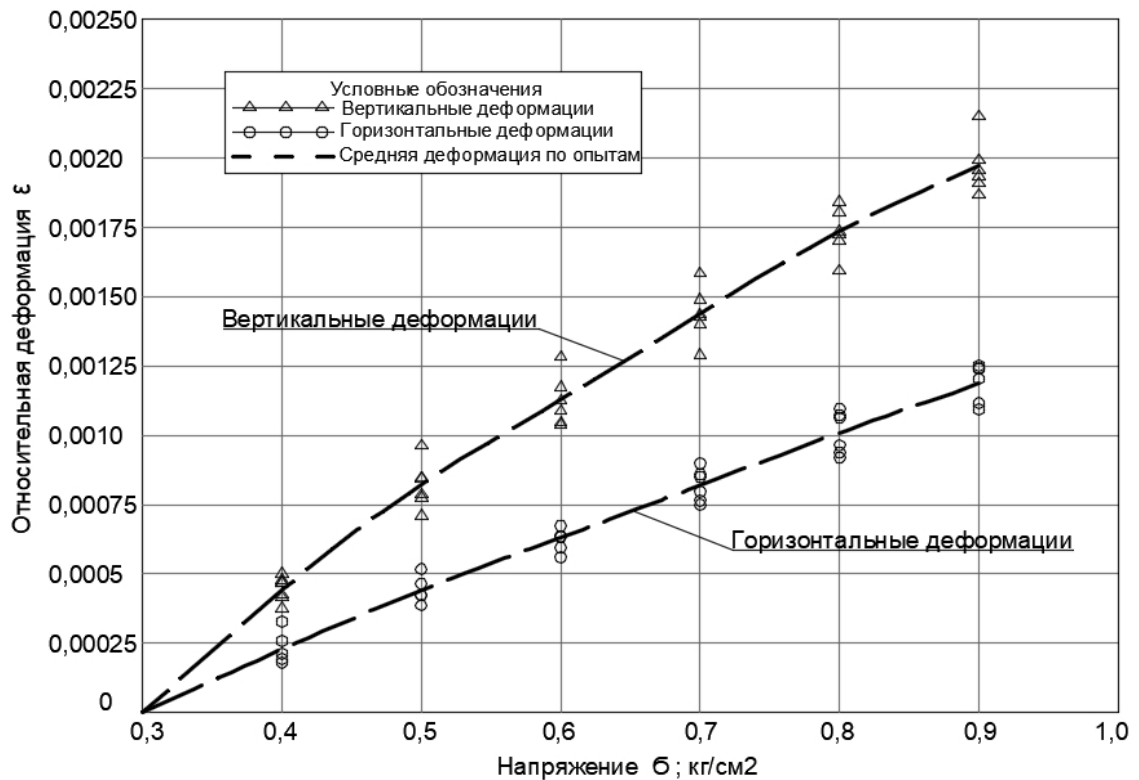


Рисунок 2.22 - Зависимости относительных деформаций от напряжений вертикальных деформаций - $\varepsilon_y = f(\sigma)$ и горизонтальных - $\varepsilon_x = f(\sigma)$

Модули деформации вычислялись по формулам:

- для “касательных” модулей деформации:

$$E_{кас.} = \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i} \quad (2.24)$$

- для “секущих” модулей деформации:

$$E_{сек.} = \frac{\sigma_i - \sigma_0}{\varepsilon_i} \quad (2.25)$$

Где:

σ_0 - начальное напряжение, составляющее 0,3 кг/см²;

σ_i - напряжение на i -ом этапе,

ε_i - относительная деформация на i -ом этапе (рисунок 2.23).

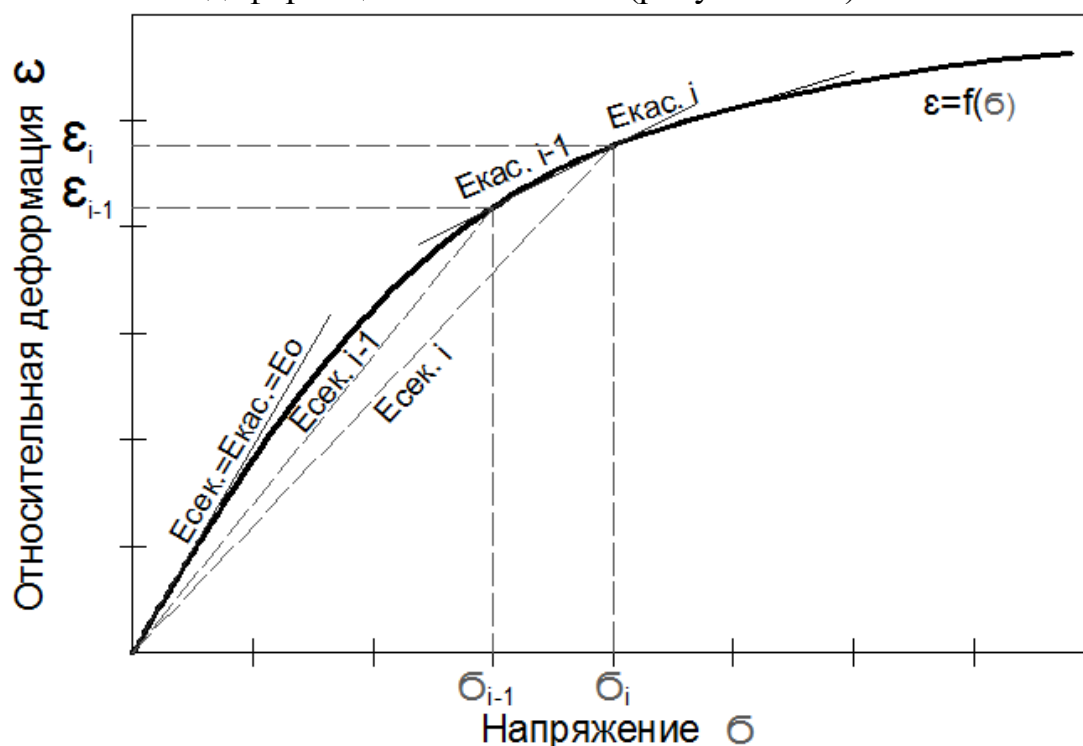


Рисунок 2.23 – Схема к расчету секущих и касательных модулей деформации

В таблице 2.7 представлены средние значения относительных горизонтальных и вертикальных деформаций для каждого шага нагружения. По этим результатам рассчитаны значения касательных и секущих модулей деформации по двум взаимно перпендикулярным направлениям деформирования (рисунок 2.24) и показаны их соотношения в виде коэффициента анизотропии - η .

Таблица 2.7. Расчеты модулей деформации и коэффициента анизотропии по экспериментам в вакуумном стабилометре [7]

№ п/ п	Напря- жение; кг/см ²	Относительные деформации		Модуль деформации; кг/см ²				Коэф анизотропии $\eta = E_x/E_y$	
		Верти- кальные ϵ_y	Гори- зонталь- ные ϵ_x	Касательный		Секущий		Каса- тельный η	Секу- щий η
				Верти- кальный E_y	Горизон- тальный E_x	Верти- кальны й E_y	Горизон- тальный E_x		
1	0.3	0	0						
2	0.4	0.00042	0.00022	236.3	450.3	236.3	450.3	1.905	1.905
3	0.5	0.00079	0.00043	269.1	481.9	251.7	465.6	1.791	1.85
4	0.6	0.00113	0.00063	295	503.5	264.6	477.6	1.707	1.805
5	0.7	0.00145	0.00082	321	517.9	276.8	487	1.613	1.76
6	0.8	0.00174	0.00101	339.8	529.8	287.4	495	1.559	1.722
7	0.9	0.00203	0.0012	345.8	533.8	295.8	501.1	1.544	1.694

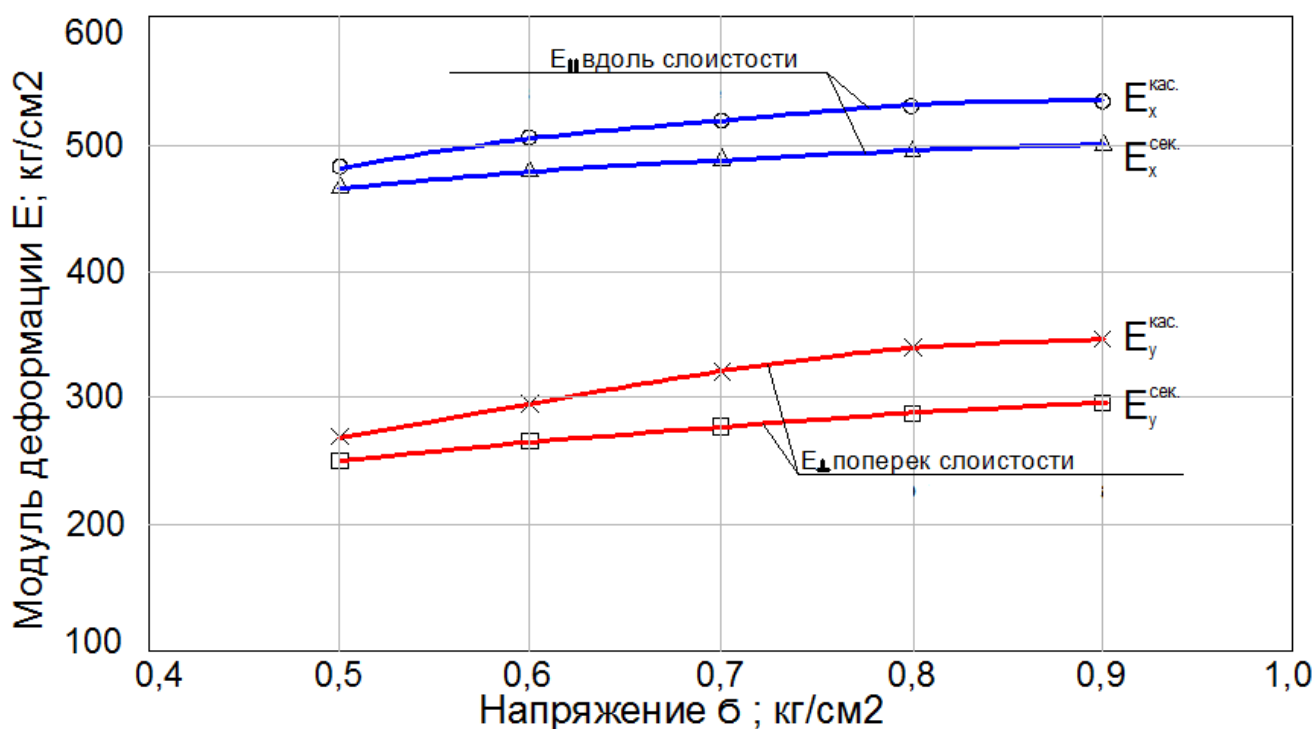


Рисунок 2.24 – Зависимости модулей деформации от напряжений

$$E_{\text{секущий}} = f(\sigma) \text{ и } E_{\text{касательный}} = f(\sigma)$$

Параметр деформационной анизотропии η характеризуется соотношением деформаций в грунте по разным направлениям. Он может оцениваться по соотношению модулей деформации как E_x/E_y , полученными по двум взаимно

перпендикулярным направлениям. Из таблицы 2.7 видно, что с увеличением напряжений коэффициент анизотропии η снижается. При оценке анизотропии по касательным модулям, он снижается от максимальной величины $\eta_{\max} = 1,905$ до $\eta_{\min} = 1,544$, а в случае оценки их по секущим модулям имеет максимальное значение $\eta_{\max} = 1,905$ при напряжении $\sigma = 0,4$ кг/см² и коэффициент $\eta_{\min} = 1,694$ кг/см² при напряжении $\sigma = 0,9$ кг/см².

Поскольку эксперименты в одометре и в вакуумном стабилометре проведены с одним и тем же грунтом, с одинаковой плотностью и одинаковым грансоставом, то результаты экспериментов можно представить в одном графике. Таким образом, можно оценить изменения модулей деформаций, начиная с начальной стадии нагружения $\sigma = 0,04$ МПа в вакуумном стабилометре и до максимальной нагрузки $\sigma = 7,34$ МПа в компрессионном приборе. Совмещенные зависимости модулей, полученных в компрессионных и вакуумных экспериментах, приведены в логарифмической шкале: для секущих модулей (рисунок 2.25), для касательных модулей (рисунок 2.26).

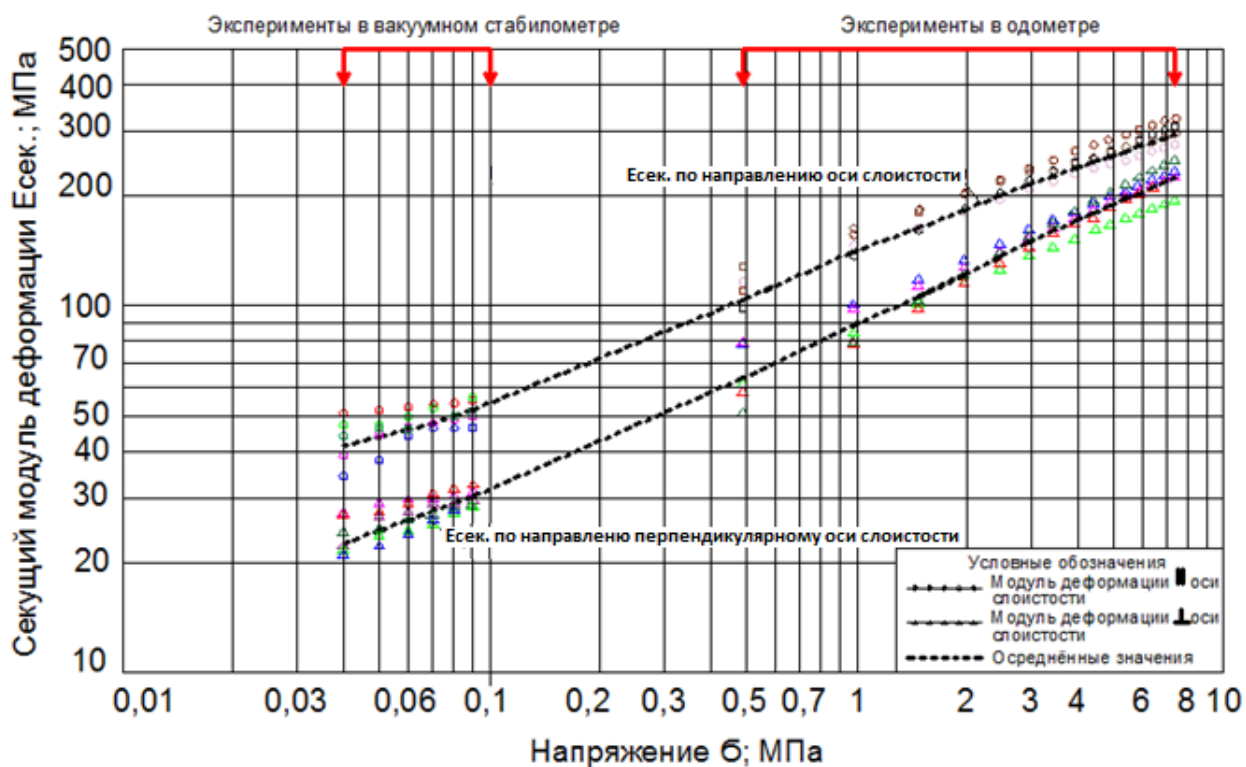


Рисунок 2.25 – Совмещенные зависимости $E_{\text{секущий}} = f(\sigma)$ компрессионных и вакуумных экспериментов в логарифмической шкале

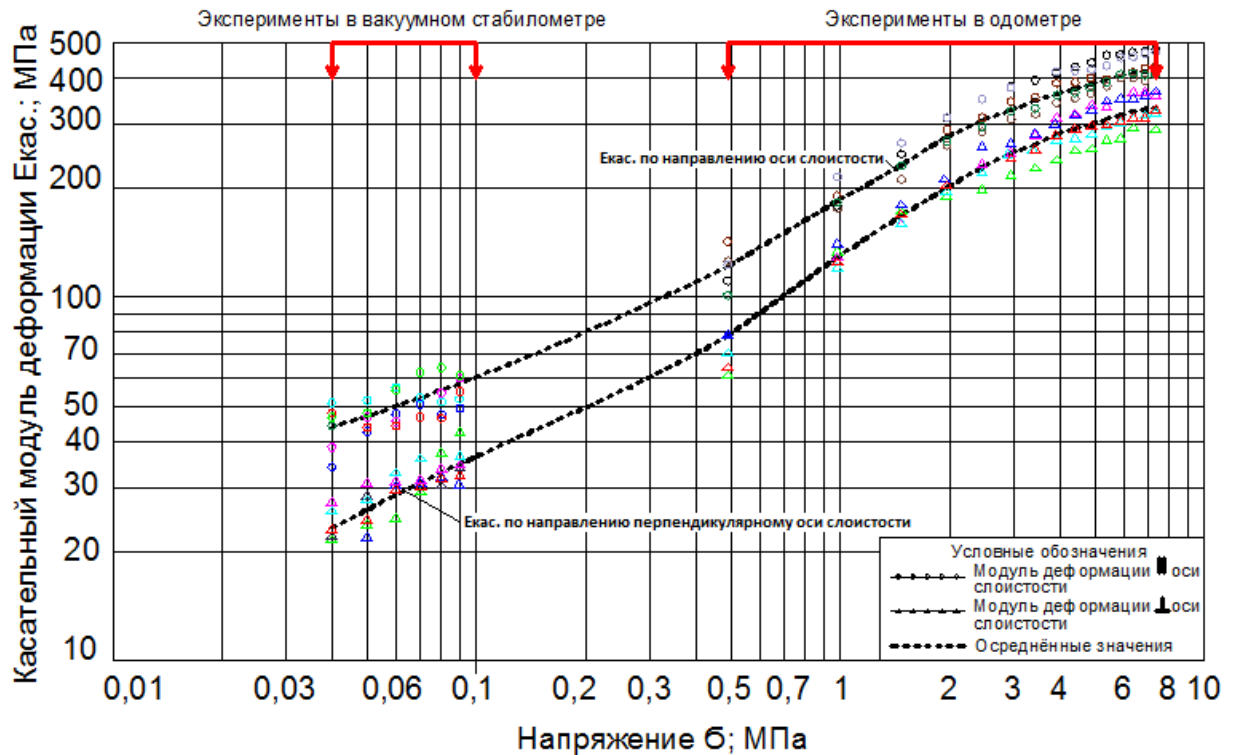


Рисунок 2.26 – Совмещенные зависимости $E_{кас.} = f(\sigma)$ компрессионных и вакуумных экспериментов в логарифмической шкале

Таблица 2.8. Коэффициент деформационной анизотропии, полученные в одометре и в вакуумном стабилометре

Эксперимент	Напряжение; МПа	Коэффициент анизотропии $\eta = \frac{E_x}{E_y}$	
		Касательный	Секущий
Вакуумный стабилометр	0,03	-	-
	0,04	1,905	1,905
	0,05	1,791	1,850
	0,06	1,707	1,805
	0,07	1,613	1,760
	0,08	1,559	1,722
	0,09	1,544	1,694
Одометр	0,49	-	-
	0,98	1,449	1,612
	1,47	1,431	1,539
	1,96	1,444	1,500
	2,45	1,403	1,470
	2,94	1,398	1,442
	3,43	1,410	1,406
	3,92	1,370	1,394
	4,41	1,321	1,378
	4,90	1,338	1,363
	5,38	1,321	1,344
	5,87	1,360	1,342
	6,36	1,324	1,326
	6,85	1,321	1,318
	7,34	1,320	1,310

По результатам экспериментов в вакуумном стабилометре получено, что послойно уложенный в тело плотины гравийно-галечниковый грунт анизотропен в своих деформационных характеристиках. Коэффициент анизотропии, определяемый по соотношению модулей деформации как $\eta = \frac{E_x}{E_y}$, в диапазоне маленьких напряжений 0,04 – 0,09 МПа (эксперименты в вакуумном стабилометре) меняется от $\eta_{\max} = 1,9$ до $\eta_{\min} = 1,6$, а в компрессионных испытаниях имеет значения $\eta_{\max} = 1,7$ до $\eta_{\min} = 1,3$ в диапазоне напряжений 0,49 – 7,34 МПа.

2.4.4 Результаты вакуумных экспериментов с однородным песком

Известно, что в однородном песке, где частицы имеют одинаковую шарообразную форму, отсутствуют анизотропные механические свойства. С целью проверки достоверности полученных результатов в вакуумном стабилометре, были проведены эксперименты с песком фракции 2 ÷ 5 мм. Образцы к экспериментам подготавливались путем насыпи песка в рабочую камеру без ручного уплотнения. Насыпная плотность песка достигала 15 – 16 кН/м³. Эксперименты с однородным песком проводились по программе испытаний галечникового грунта: после начального обжатия образца $\sigma_0 = 0,3$ кг/см² съемная “опалубка” убиралась, и нагрузка задавалась ступенями по 0,1 кг/см² с условной стабилизацией 0,01 мм/мин. По результатам замеров относительных вертикальных и относительных горизонтальных деформаций были построены зависимости относительных деформаций от действующего напряжения (рисунок 2.27).

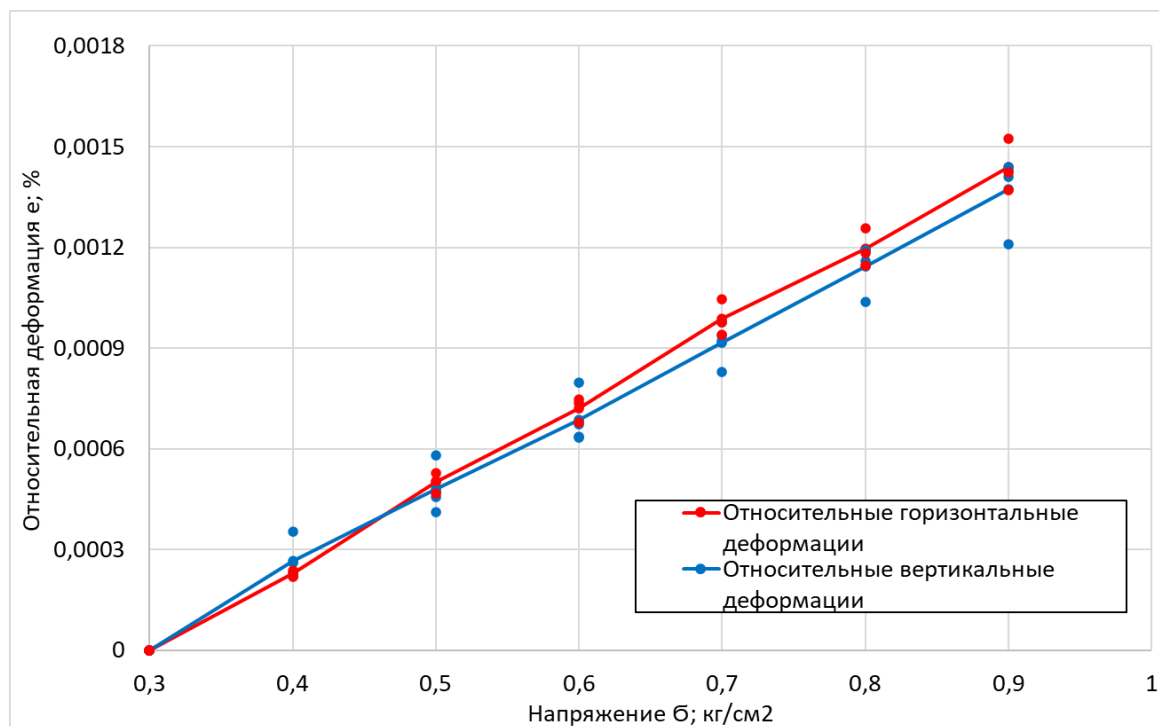


Рисунок 2.27 – Зависимости относительных деформаций от напряжений для однородного песка

Из рисунка 2.27 видно, что относительные горизонтальные и относительные вертикальные деформации практически не отличаются, что говорит об отсутствии анизотропных свойств в однородном песке. Следовательно, можно сделать вывод о том, что результаты замеров в разработанном вакуумном стабилометре, являются достоверными.

Выводы по 2 главе

1. По результатам экспериментов в одомере и в вакуумном стабилометре получено, что галечниковые грунты, послойно уложенные в теле грунтовой плотины, обладают свойством деформационной анизотропии. Максимальный коэффициент деформационной анизотропии η в диапазоне маленьких напряжений $\sigma=0,04 \div 0,09$ МПа (эксперименты в вакуумном стабилометре) меняется от $\eta_{\max} = 1,9$ до $\eta_{\min} = 1,6$ и снижается с увеличением напряжений $\sigma=0,49 \div 7,34$ МПа (эксперименты в одомере) от $\eta_{\max} = 1,7$ до $\eta_{\min}=1,3$.
2. Получено, что галечниковые грунты более деформируемы по направлению,

перпендикулярному слоистости, чем по направлению, параллельному слоистости $\varepsilon_{\perp} > \varepsilon_{\parallel}$ т.е. $\varepsilon_y > \varepsilon_x$ и, соответственно, в гравийно-галечниковых грунтах, послойно уложенные в тело грунтовых плотин, $E_{\parallel} > E_{\perp}$ т.е. $E_x > E_y$.

3. Напряжения, возникающие на контакте, превосходят предел прочности галечника и происходит разрушение частиц. Например, в компрессионных испытаниях, где максимальная осевая нагрузка на образец составляла $\sigma_y = 7,34$ МПа, максимальное напряжение на контактах при опытах с горизонтальными расположениями частиц могло достигать $\sigma_{max.}^{гор.} = 120$ МПа и $\sigma_{max.}^{верт.} = 280$ МПа при вертикальном расположении частиц. Как видно, напряжения, возникающие на контактах частиц, возможно достигают и превосходят предел прочности галечника, что проявляется в разрушении и трещинообразовании крупных частиц.

ГЛАВА 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ АНИЗОТРОПНЫХ СВОЙСТВ ГРАВИЙНО-ГАЛЕЧНИКОВОГО ГРУНТА В СТАБИЛОМЕТРЕ

3.1 Применение трехосных приборов

В связи со строительством высоких и сверхвысоких каменно-земляных плотин по всему миру (Рогунская, Нуркская, Инфернильо, Оровил и др.) в начале 1960г. стали детально изучать сопротивление сдвигу крупнообломочных грунтов. Известно, что грунты имеют нелинейный характер поведения особенно в высоких грунтовых плотинах, что при проектировании таких плотин требуется знание более точных механических характеристик грунта. В 60-е годы прошлого века впервые Marsal R. применил крупномасштабный трехосный прибор для испытаний крупнообломочных грунтов [112, 111]. Далее крупномасштабные стабилометры применялись и совершенствовались многими учеными, такими как Aghaei A. [94], Gupta A. [103], Varadarajan A. [104], Marachi N. [97], Soroush A. [105], Thiers G. [99], Vesic A. [98], Ломизе Г.М., Ничипорович А.А., Крыжановский А.Л., Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. [36], Болдырев Г.Г. В настоящее время, согласно требованиям нормативных документов [33, 34, 70, 71, 72], основным методом определения характеристик прочности и деформируемости грунтов, как в зарубежной, так и в российской практике, является метод трехосного сжатия, где создаются максимально естественные условия для пространственного напряженно-деформированного состояния грунта. По результатам испытаний в камерах трехосного сжатия, дающих возможность бокового расширения грунта, в соответствии с заданием и программой испытаний можно определить практически все механические характеристики [47, 50].

В соответствии поставленной задачи по определению прочностной и деформационной анизотропии гравийно-галечникового грунта, в рамках диссертационной работы проведены экспериментальные исследования с использованием автоматизированного испытательного комплекса «АСИС» (Производитель ООО «НПП Геотек», Россия, г. Пенза, 2015г.) крупнообломочных грунтов в условиях трехосного сжатия в лаборатории

НОЦ «Геотехника» НИУ МГСУ (рисунок 3.1)

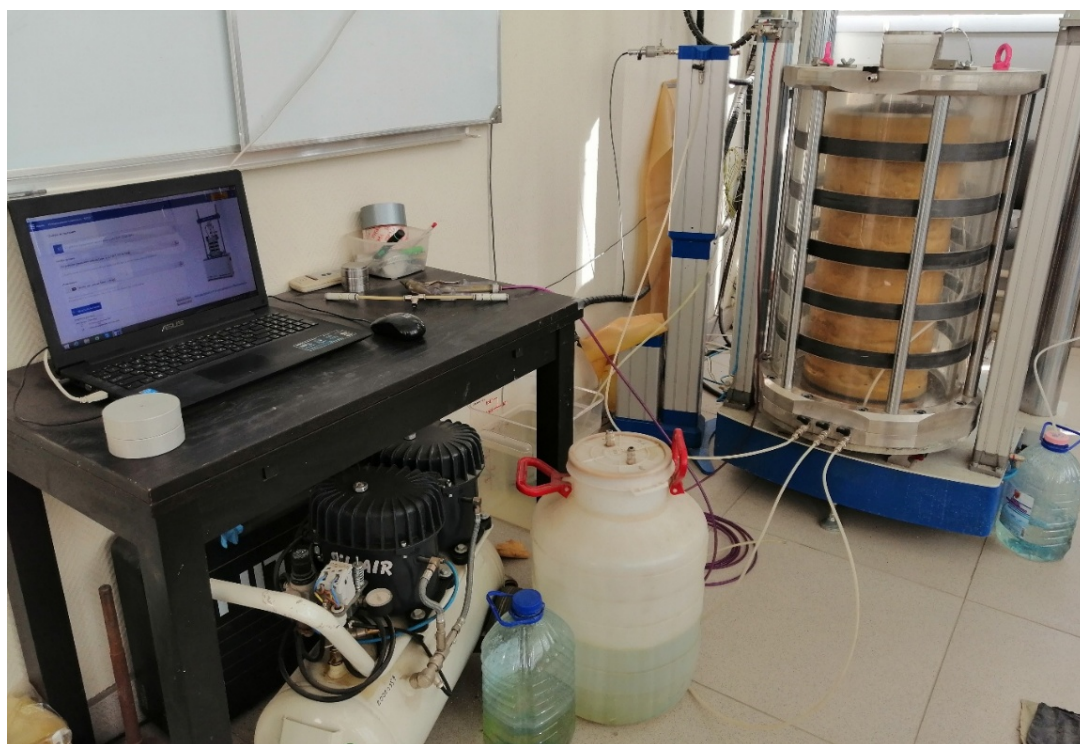


Рисунок 3.1 – Прибор трехосных испытаний для крупнообломочных грунтов «АСИС»

3.2 Проведение эксперимента

Поскольку эксперименты проводились в условиях неравномерного всестороннего сжатия $\sigma_1 \neq \sigma_3$ (в отличии от вакуумного эксперимента), то в трехосных экспериментах образцы диаметром 300 мм и высотой 600 мм собирались аналогично описанной ранее последовательности укладки грунта в рабочую камеру в компрессионных испытаниях (рисунок 3.2).

Крупные фракции грунта 60-10 мм укладывались вручную с применением трамбовочного приспособления, уделяя особое внимание контакту камня с силиконовой оболочкой (рисунок 3.3). Для всех экспериментов ставилась задача получения плотности образцов в сухом состоянии $\rho_d = 2,15 \text{т/м}^3$. Гранулометрический состав грунта приведена на рисунке 2.3.

Опыты были проведены по неконсолидированно-недренированной схеме в соответствии с ГОСТ 122482010 [34], с боковым обжатием $\sigma_3 = 0,2 \text{ МПа}$,

$\sigma_3=0,4$ МПа, $\sigma_3=0,6$ МПа и $\sigma_3=0,8$ МПа до достижения относительных вертикальных деформаций 15-18% от начальной высоты образца или до разрушения образца [3, 4, 91].

Рабочая камера трехосного прибора, вид образца до и после эксперимента показаны на рисунке 3.4.

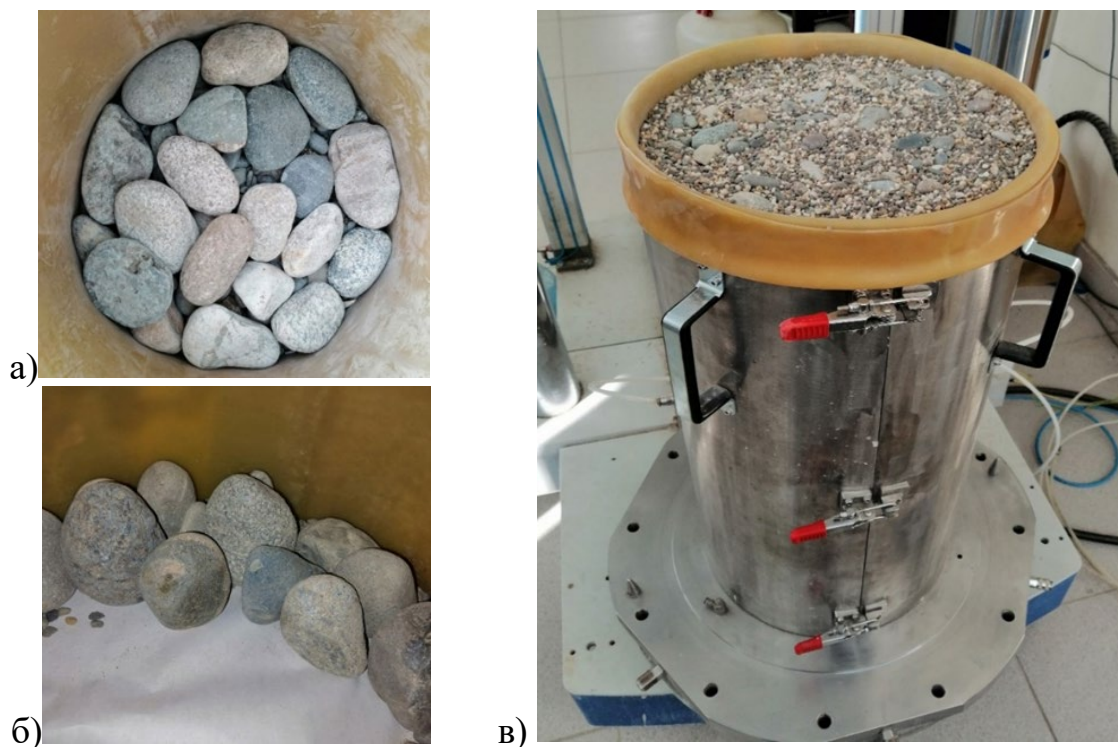


Рисунок 3.2 – Вид образцов для экспериментов: а) горизонтальное расположение частиц; б) вертикальное расположения частиц; в) вид готового образца

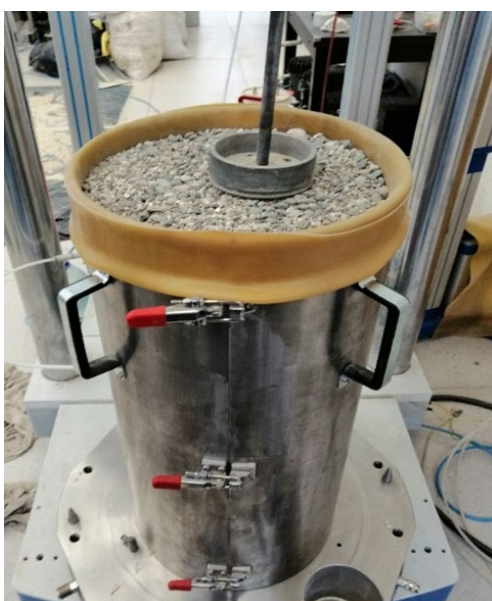


Рисунок 3.3 – Уплотнение образцов ручным приспособлением

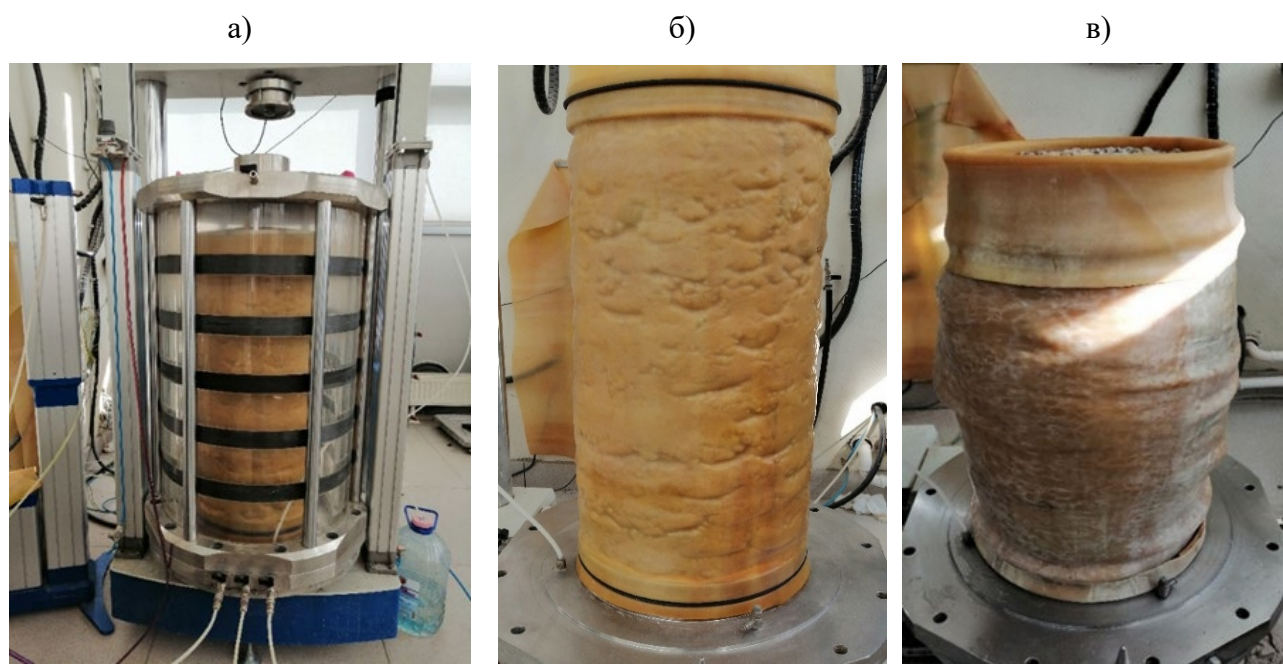


Рисунок 3.4 – а) Рабочая камера трехосного прибора, б) вид образца до испытания; в) вид образца после испытания

3.3 Обработка результатов

3.3.1 Горизонтальное расположение частиц – стандартная схема укладки грунта в тело плотины

Полученные экспериментальные данные были обработаны согласно рекомендациям ГОСТ 12248.3-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия [33, 34]. По полученным результатам для экспериментов с горизонтальным расположением частиц представлены зависимости осевых деформаций (в %) от величины девиатора напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) [3, 4].

Осевые деформации ε_1 фиксируются прибором в ходе нагружения, девиатором напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) является разница в величине вертикального давления и бокового давления воды, которое в ходе эксперимента поддерживается на постоянном уровне за счет оттока (притока) жидкости. Изменение объема жидкости в рабочей камере определяет объемные деформации образца ε_v . Все данные, полученные в ходе эксперимента, записываются прибором в

автоматическом режиме, при этом шаг регистрации составляет ~ 22 раза в минуту, поэтому эксперименты носят вид сплошных кривых [3, 4].

По результатам испытаний вычисляются относительные вертикальные деформации и относительные объемные деформации в зависимости от девиаторного напряжения ($\sigma_1 - \sigma_3$):

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h - \Delta h_c} \quad (3.1)$$

Где:

h – начальная высота образца, мм;

Δh_c – абсолютная вертикальная деформация в конце стадии реконсолидации.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta v}{v - \Delta v} \quad (3.2)$$

где:

V – начальный объем образца, мм³;

ΔV_c – изменение объема в конце этапа уплотнения (консолидации).

Зависимости осевых деформаций ε_1 от девиатора напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) для стандартной схемы укладки грунта (горизонтальная слоистость) приведены на рисунке 3.5.

Для сопоставления полученных результатов с подобными исследованиями других авторов в работе приведены экспериментальные кривые, полученные Гупта [103] с галечниковым грунтом и экспериментальные данные по Рогунскому галечнику, полученные в лаборатории ISMGEO (Italia) [106] (рисунок 3.6).

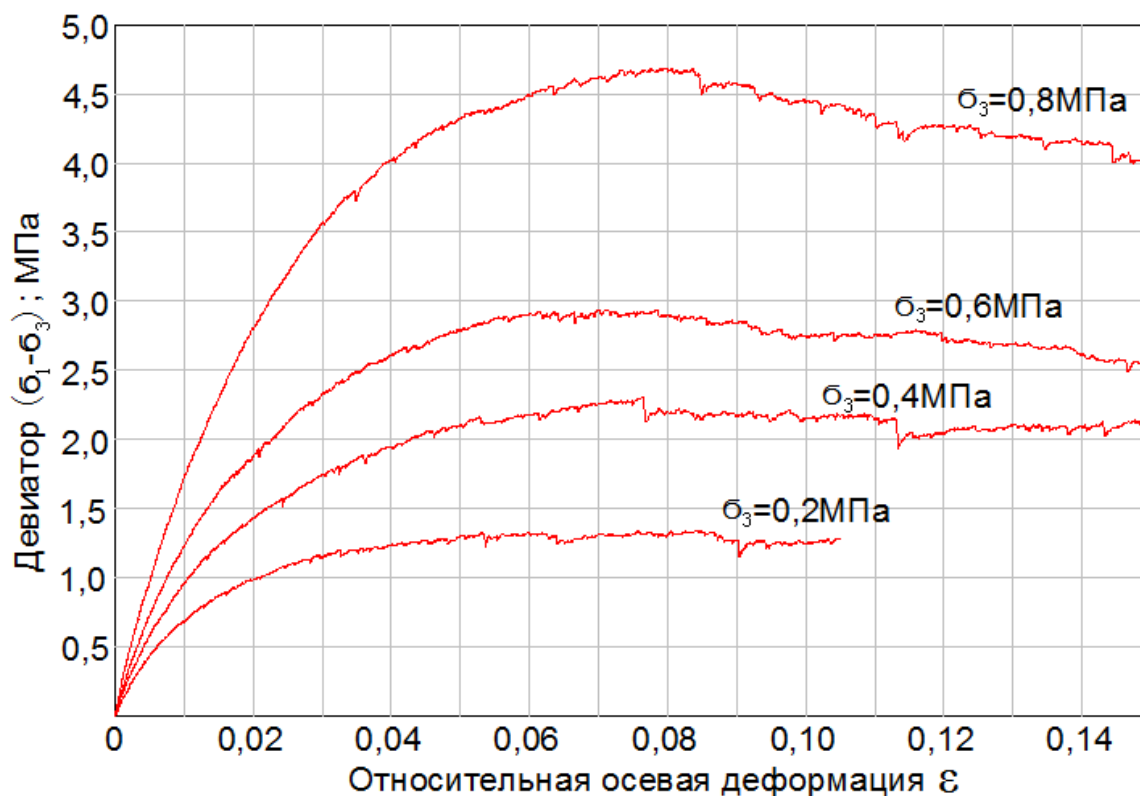


Рисунок 3.5 – Экспериментальные кривые деформирования в стабилометре

Сравнение экспериментов, проведенных с гравийно-галечниковым грунтом в диссертационном исследовании (отмечены на рисунке 3.6 красным цветом) с данными по Рогунскому галечнику (отмечены на рисунке 3.6 синим цветом), показывают очень близкий характер деформирования, особенно при начальном этапе нагружения.

Двухкратное расхождение в величине объемных деформаций при начальном нагружении, полученное в экспериментах Гупта, возможно связано с различием в плотности гравийного грунта и различием скоростей нагружения, которое в экспериментах Гупта составляло 1 мм/мин, в экспериментах на приборе «АСИС» в НИУ МГСУ составляло 0,5 мм/мин [93].

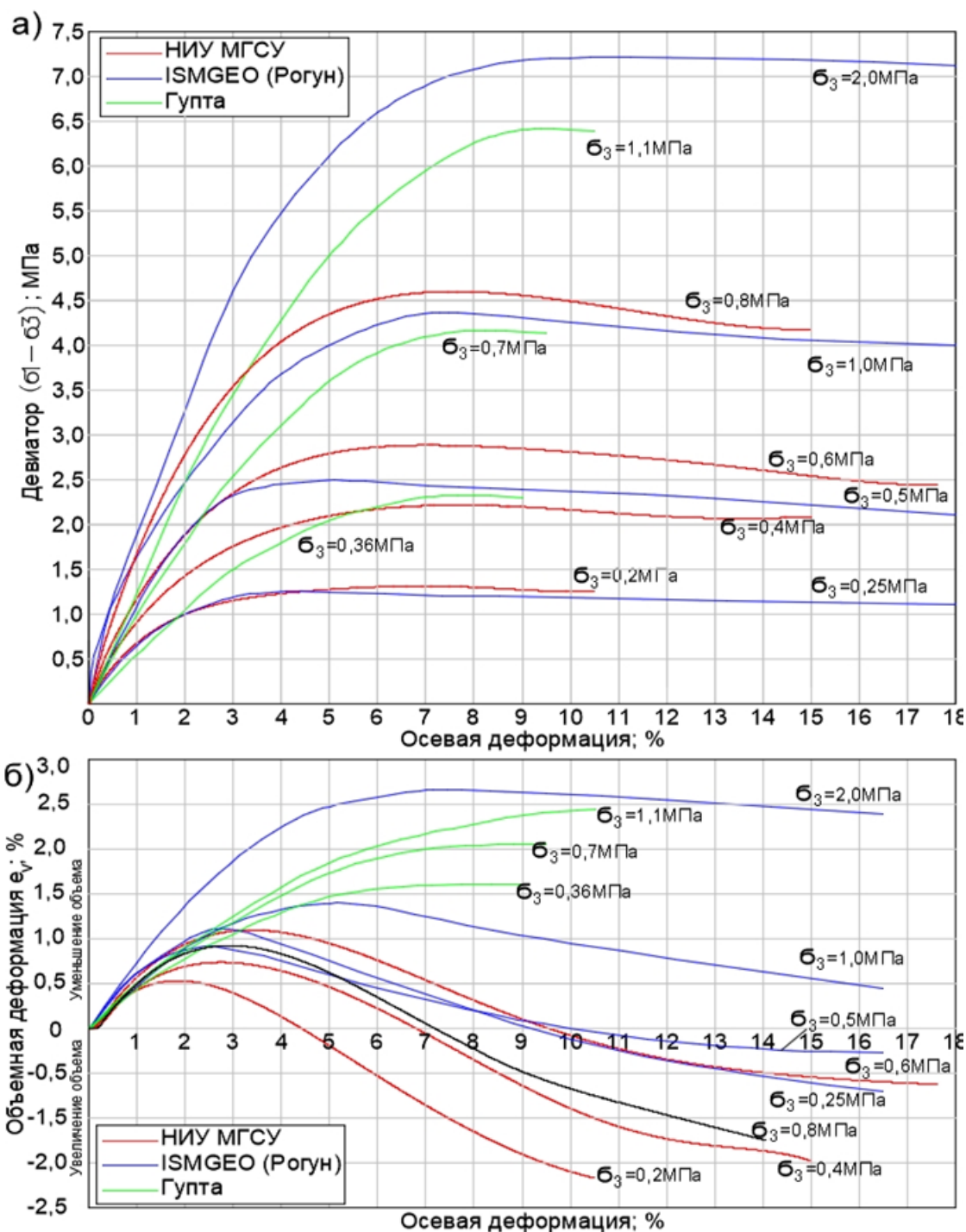


Рисунок 3.6 – Экспериментальные кривые деформирования в стабилометре:
 а) Зависимость осевых деформаций от девиатора напряжений; б) Зависимость
 объемных и осевых деформации [3, 4].

Начальный модуль деформации определялся для линейного участка, на котором девиатор напряжений был равен величине бокового обжатия $\Delta\sigma = \sigma_3$, т.е. принималось, что $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3$, при этом осевое давление (главное напряжение) составляло $\sigma_1 = 2\sigma_3$.

Начальный модуль деформации E_0 определялся по формуле [34, 50]:

$$E_0 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (3.3)$$

где:

$\Delta\sigma$ - приращение напряжений на линейном участке от 0 до σ_3 ;

$\Delta\varepsilon$ - приращение относительных вертикальных деформаций.

По результатам экспериментов видно, что начальный модуль деформации E_0 (для прямолинейного участка кривой) зависит от величины бокового обжатия σ_3 (рисунок 3.7) и увеличивается с ростом боковых напряжений практически линейно по подобранной зависимости $E_0 = 144,6 \cdot \sigma_3 + 67,6$ в диапазоне от $\sigma_3 = 0,2$ МПа до $\sigma_3 = 0,8$ МПа для экспериментов проведенных в НИУ МГСУ [3, 4].

Аналогичная картина наблюдается и в экспериментах Гупта и в экспериментах лаборатории ISMGEO (Italia) с гравийно-галечниковым грунтом.

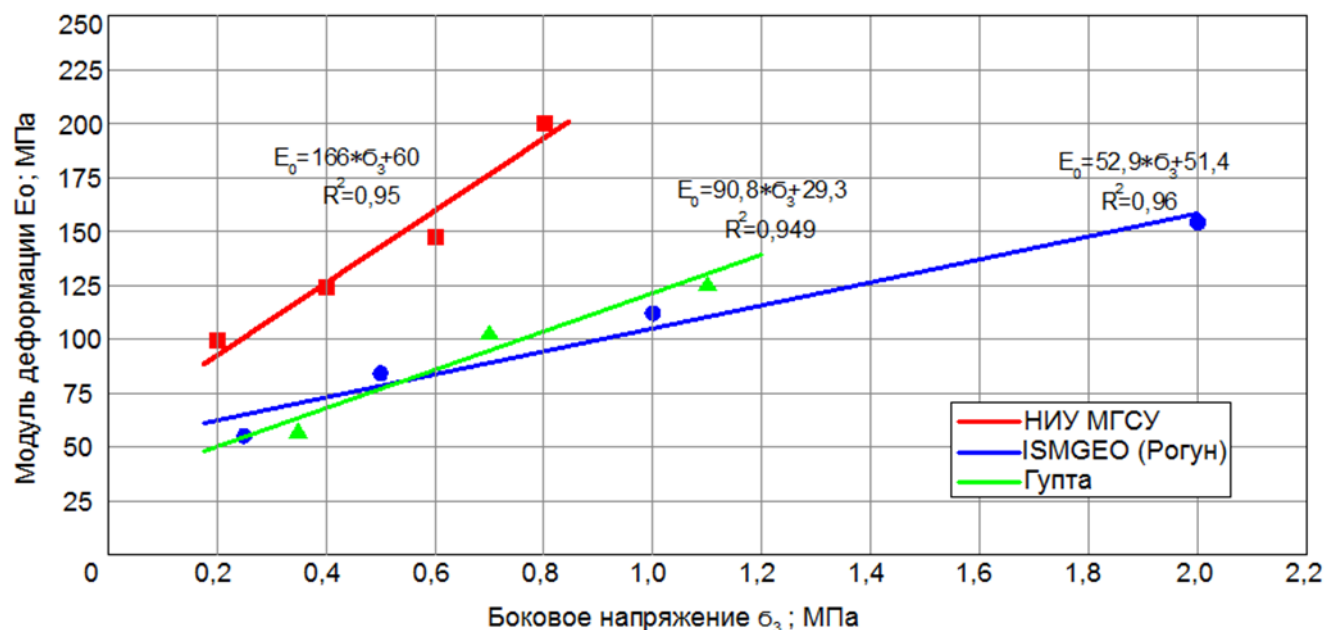


Рисунок 3.7 – Зависимость начальных модулей деформации галечника от величины бокового обжатия σ_3

Этот же характер изменения начального модуля деформации от напряжений бокового обжатия можно увидеть на рисунке 3.8а при $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 2$. Таким образом, начальный модуль деформации при боковом обжатии $\sigma_3 = 0,2$ МПа составляет $E_{нач.} = 100$ МПа, при $\sigma_3 = 0,8$ МПа $E_{нач.} = 180$ МПа и изменяется линейно. По

мере приближения грунта к предельному состоянию, зависимость модуля от величины бокового обжатия снижается и при $\sigma_1/\sigma_3=6$ для всех экспериментов модуль деформации составляет около 40 МПа [3, 4].

Значения коэффициентов Пуассона вычислены по формуле [34, 50]:

$$\mu_0 = \frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_y} = \frac{\Delta\varepsilon_0 - \Delta\varepsilon_y}{2 \cdot \Delta\varepsilon_y} \quad (3.4)$$

где:

$\Delta\varepsilon_0$ – приращение относительной объемной деформации образца;

$\Delta\varepsilon_x$ и $\Delta\varepsilon_y$ – приращение относительных вертикальной и поперечной деформаций образца.

На рисунке 3.8 приведены графики изменения коэффициента Пуассона в зависимости от соотношения σ_1/σ_3 .

Как видно, графики имеют характерный минимум значения коэффициента Пуассона при $\sigma_1/\sigma_3 = 2,5 \div 3,5$. Минимальное значение коэффициента Пуассона составляет $\mu_{min} = 0,20$ для бокового обжатия $\sigma_3 = 0,8$ МПа, а при $\sigma_3 = 0,2$ МПа минимальный коэффициент Пуассона получен $\mu_{min} = 0,27$. С ростом осевых напряжений коэффициент Пуассона увеличивается и приближается к 0,5 при потере устойчивости грунта [3, 4], что характеризуется максимальной степенью разуплотнения [4].

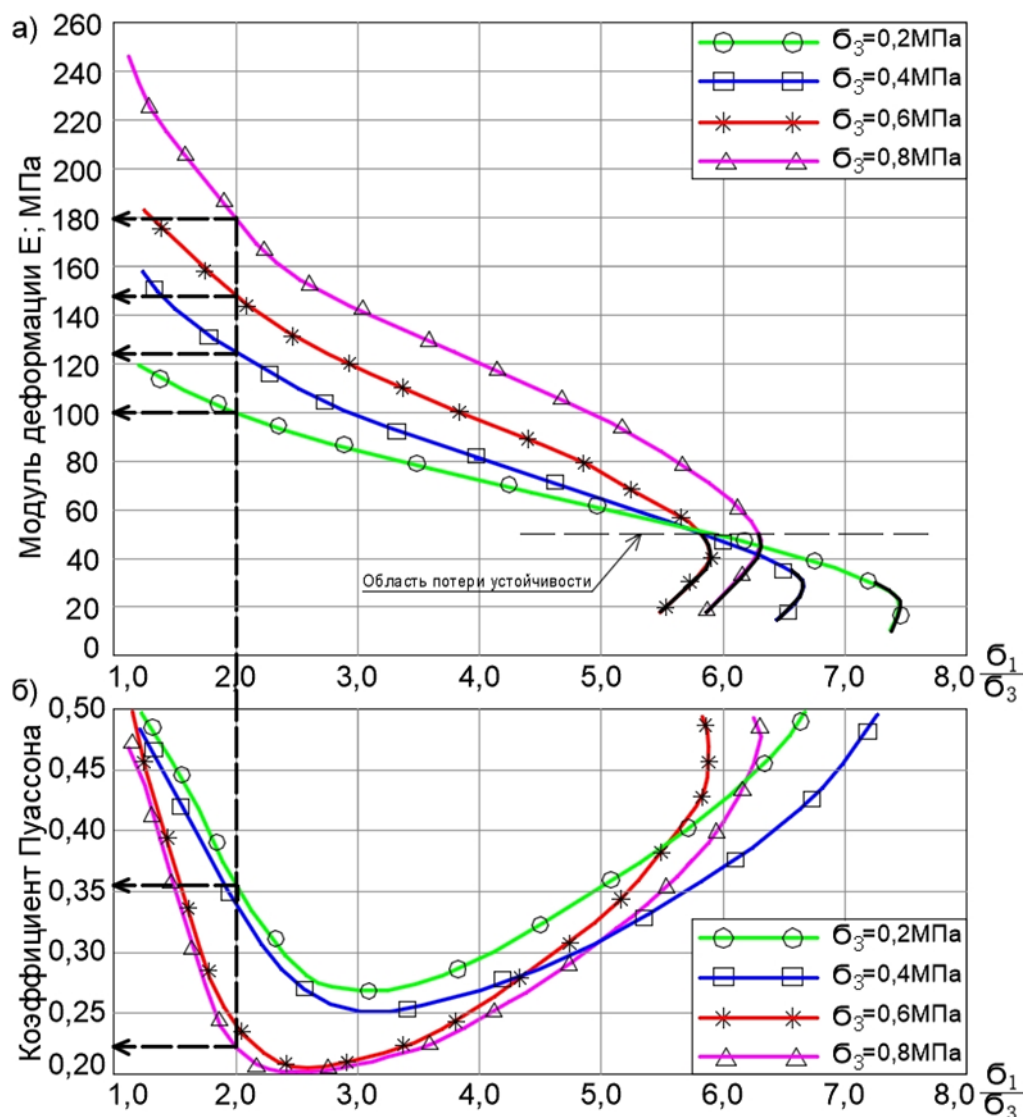


Рисунок 3.8– а) и б) Изменение модуля деформации и коэффициента Пуассона в зависимости от соотношения σ_1/σ_3

3.3.2 Опыты с разной схемой укладки частиц для исследования анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта

Поскольку основной целью данной работы является выявление анизотропных механических свойств галечника, то представим полученные результаты экспериментов с разными схемами укладки грунта в стабилометре (горизонтальная и вертикальная слоистость). Зависимости относительных деформаций ε_i от девиатора напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) приведены на рисунке 3.9 а, б.

В первой серии экспериментов с горизонтальным расположением частиц осевые деформации превышают подобные деформации второй серии

экспериментов с вертикальным расположением частиц. Например, в эксперименте с $\sigma_3=0,6$ МПа, при девиаторе $(\sigma_1 - \sigma_3)=1,5$ МПа разница в деформировании составляет около 23% (Рисунок 3.8а точки A_1 и A_2), что говорит о том, что модуль деформации для образцов с вертикальной ориентацией частиц E_{\parallel} - вдоль оси слоистости больше, чем с горизонтальной E_{\perp} - в перпендикулярном направлении оси слоистости.

С ростом вертикальных напряжений, после достижения точки максимального уплотнения грунта (обозначено «*» рисунок 3.8), характер деформирования образцов изменяется. Для образцов с вертикальным расположением частиц разуплотнение протекает быстрее, и их кривая деформирования располагается теперь ниже, чем у грунта с горизонтальным расположением частиц. При дальнейшем увеличении девиатора напряжений идет процесс разуплотнения образцов с прогрессирующим течением [3, 4].

Похожая картина наблюдалась и в трехосных испытаниях образцов с разными ориентациями напластований озерно-ледниковых отложений акватории Финского залива, приведенными в работах, Бугров А. К., Голубев А. И. [27].

Соотношения между начальными модулями деформаций при увеличении боковых напряжениях σ_3 снижается. Поскольку соотношение моделей деформации может быть описано величиной коэффициента деформационной анизотропии η , то можно сказать, что с увеличением бокового обжатия коэффициент анизотропии снижается. К примеру, при $\sigma_3 = 0,2$ МПа коэффициент анизотропии $\eta = 1,37$ и при $\sigma_3 = 0,8$ МПа коэффициент анизотропии $\eta = 1,24$.

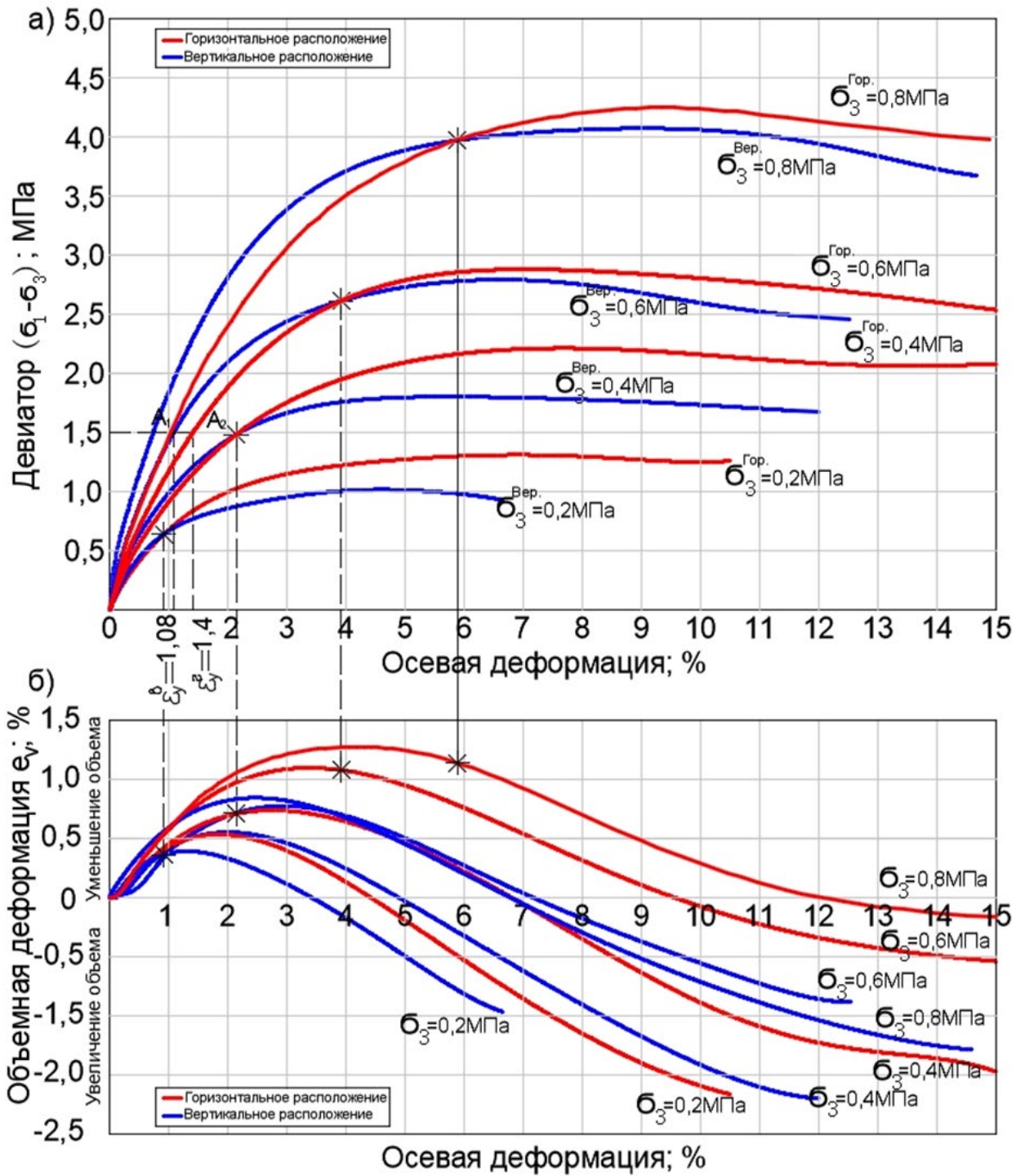


Рисунок 3.9 – а) Зависимости ϵ_y и ϵ_y от девиатора напряжений;
 б) Зависимости e_y и e_y от девиатора напряжений

Зависимости начальных модулей деформации от боковых напряжений $E_0 = f(\sigma_3)$ для различных схем укладки, приведены на рисунке 3.10.

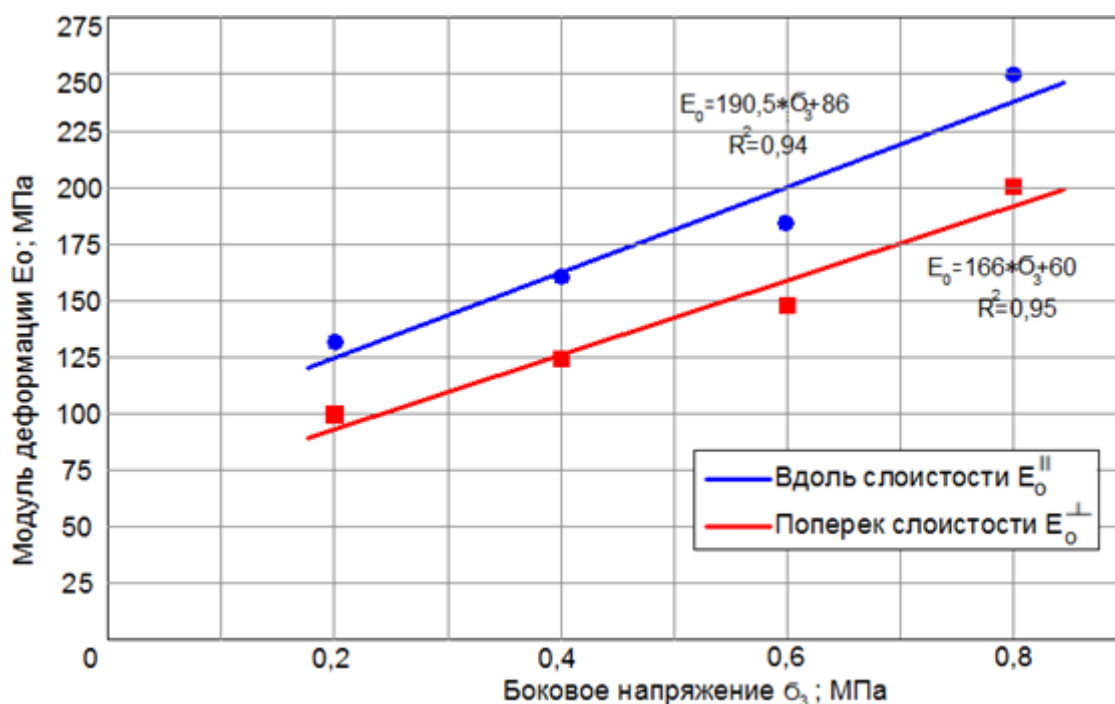


Рисунок 3.10 – Зависимости начальных модулей деформации от боковых напряжений $E_0 = f(\sigma_3)$

Так, как исследования деформационной анизотропии в большом трехосном приборе, в одометре и в вакуумном стабилометре были выполнены с одним и тем же грунтом с одинаковыми физическими характеристиками, то результаты экспериментов можно представить в одном графике (рисунок 3.11) [3, 4]. На графике коэффициент анизотропии η характеризует соотношение деформаций грунта относительно направления оси слоистости, которую грунт приобретает в ходе послойного уплотнения:

$$\eta = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} \quad (3.5)$$

где:

ε_x - относительные деформации грунта вдоль оси слоистости грунта;

ε_y - относительные деформации по направлению перпендикулярному оси слоистости грунта;

Также в работе используется обозначение коэффициента анизотропии через соотношение модулей деформации грунта вдоль оси слоистости и перпендикулярно оси слоистости:

$$\eta = \frac{E_x}{E_z} \quad (3.6)$$

где:

$E_x = \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\varepsilon_x^i}$ - модуль деформации грунта вдоль оси слоистости грунта;

$E_z = \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\varepsilon_z^i}$ - модуль деформации по направлению перпендикулярному оси слоистости грунта;

слоистости грунта;

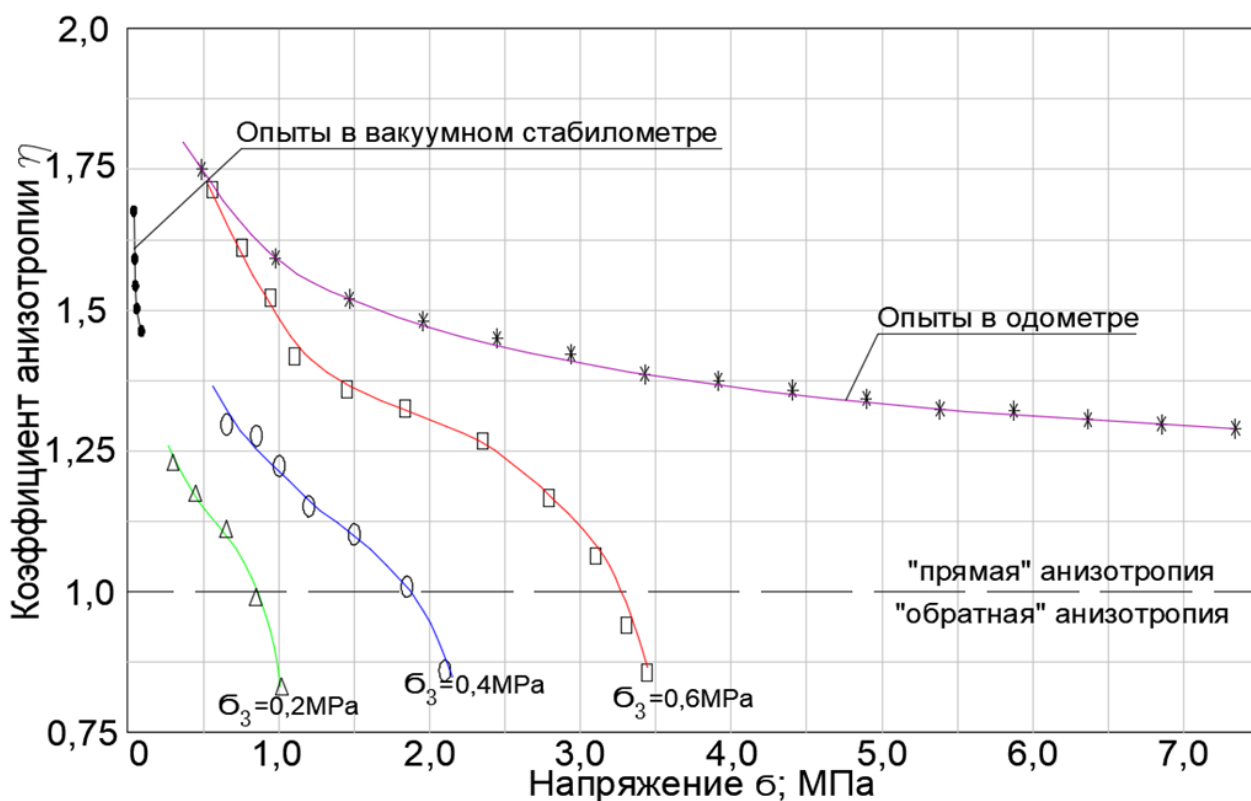


Рисунок 3.11 – Зависимость коэффициента деформационной анизотропии η от действующего напряжения $\eta=f(\sigma_1)$

На графиках видно, что во всех исследованиях коэффициент деформационной анизотропии η имеет максимальные значения при маленьких нормальных напряжениях σ_1 около $\eta \approx 2$, с увеличением напряжений он снижается.

Однако, так называемая “прямая” анизотропия ($\eta > 1$), при которой деформирование грунта по направлению слоистости грунта меньше, чем по перпендикулярному слоистости направлению, т.е. $\varepsilon_y^{гор.} < \varepsilon_y^{верт.}$ свойственна

только этапу уплотнения. После достижения максимальной плотности, что отмечено “*” на графиках рисунка 2.25, наблюдается “обратная” анизотропия ($\eta < 1$), при которой деформации по направлению слоистости превышают деформации по направлению, перпендикулярному слоистости, т.е. $\varepsilon_y^{гор.} > \varepsilon_y^{верт.}$. Явление обратной анизотропии получено только в трехосных экспериментах, и оно связано с потерей устойчивости грунта.

Снижение коэффициента анизотропии по мере увеличения нормальных напряжений означает, что в грунтовых плотинах максимальное значение коэффициента анизотропии будет наблюдаться в приоткосных зонах плотины, где модуль деформации по горизонтальному направлению (для горизонтальной слоистости грунта) будет превышать модуль деформации по вертикальному направлению $E_x > E_y$, что, согласно выводам [47, 77], ведет к снижению вертикальных напряжений в приоткосных зонах плотины. Этот вывод подтверждает предположение о том, что учет анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов необходим и может привести к снижению коэффициентов устойчивости.

3.4 Изменение сдвиговой прочности грунтов в зависимости от напряжений

Известно, что сопротивление сдвига крупнообломочных грунтов зависят от физических характеристик и их напряженного состояния. Как правило угол сдвига φ имеет максимальное значение при малых напряжениях и уменьшается с их ростом. Например, для галечникового грунта по экспериментальным исследованиям Л.Н. Рассказов, П.И. Гордиенко [15] получено, что при напряжении $\sigma = 0,5$ МПа угол сдвига имеет значение $\varphi = 47^\circ$ и при напряжении $\sigma = 2,0$ МПа угол сдвига равен $\varphi = 40^\circ$ (рисунок 3.12). По экспериментальным исследованиям А.А. Кагана [35] для крупнообломочных грунтов с объемным весом $\gamma=21$ кН/м³ получены схожие углы сдвига $\varphi = 50^\circ$ и $\varphi = 39^\circ$ при напряжениях $\sigma = 0,5$ МПа и $\sigma = 2,0$ МПа соответственно. Также в исследованиях А.А. Кагана приводятся кривые изменения прочностных свойств

крупнозернистых грунтов в зависимости от их плотности укладки (рисунок 3.13).

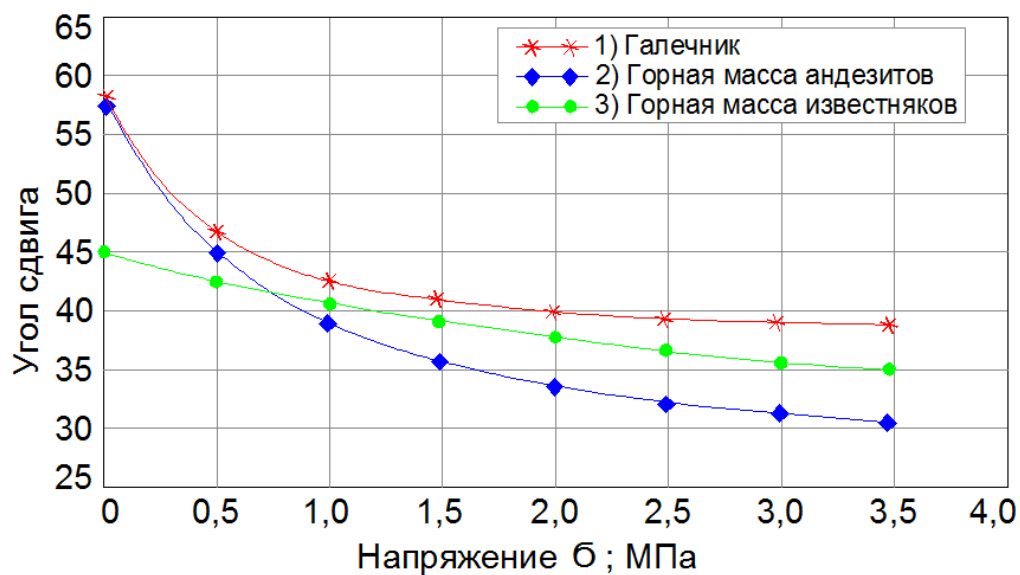


Рисунок 3.12 – Зависимость сопротивление сдвигу крупнообломочных грунтов по Рассказову Л.Н. – Гордиенко П.И. [15]

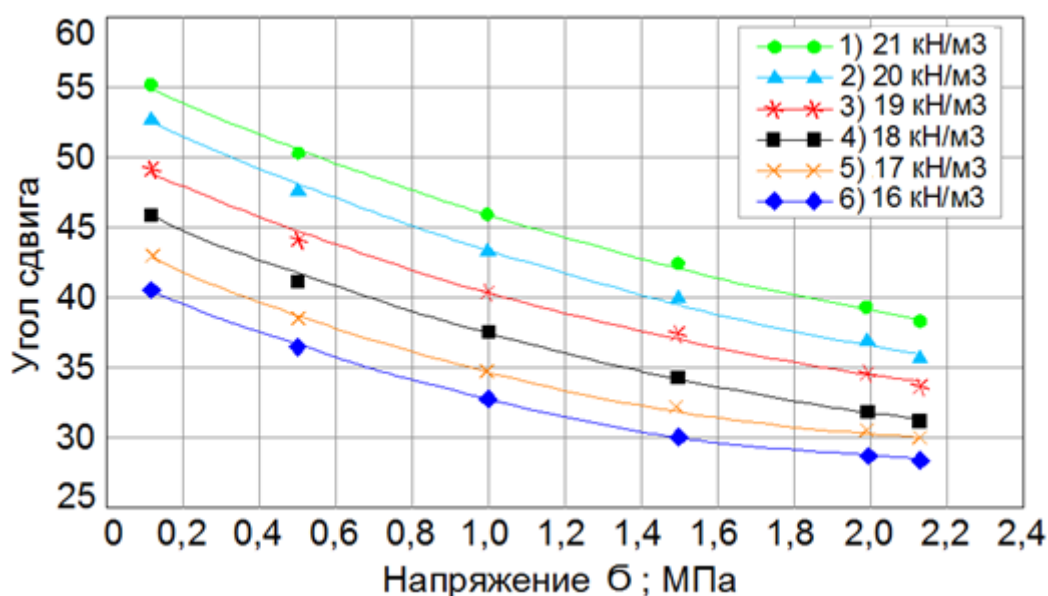


Рисунок 3.13 – Зависимость сопротивление сдвигу крупнообломочных грунтов по Кагану А.А.

Ниже приведены результаты экспериментальных исследований гравийно-галечниковых грунтов в крупномасштабных трехосных приборах Marsal R. J. [112, 111] (рисунок 3.14) и результаты Loh A.K. [109, 110] (рисунок 3.15) обработанных Л.Н. Рассказовым [64]. По результатам экспериментов в большом трехосном стабилометре с доведением образцов до разрушения (сдвига) были построены круги Мора и определены прочностные характеристики

испытываемых грунтов - углы внутреннего трения на основе закона прочности в форме Кулона-Мора:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2C \operatorname{ctg} \varphi} \quad (3.7)$$

Ввиду отсутствия сцепления у крупнозернистых грунтов условие прочности может быть записано в виде:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (3.8)$$

Полученные значения углов внутреннего трения выше 45° означают дополнительную прочность грунта, которая формируется на контактах-зацеплениях частиц при сдвиге, что определяет большую длину плоскости сдвига, а соответственно и сил трения на контактах между частицами. По этой причине у крупнозернистых грунтов параметр прочности называют не угол внутреннего трения, а угол сдвига.

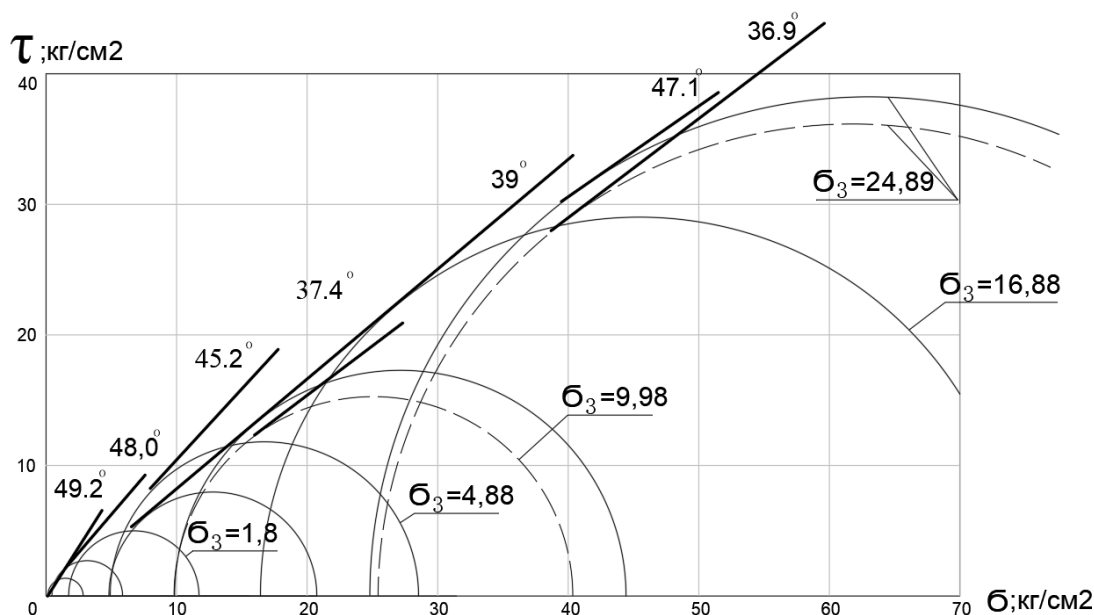


Рисунок 3.14 – Изменение угла сдвига по результатам трехосных испытаний галечника по данным Marsal R. J. (продукт взрыва конгломератов) [112, 111]

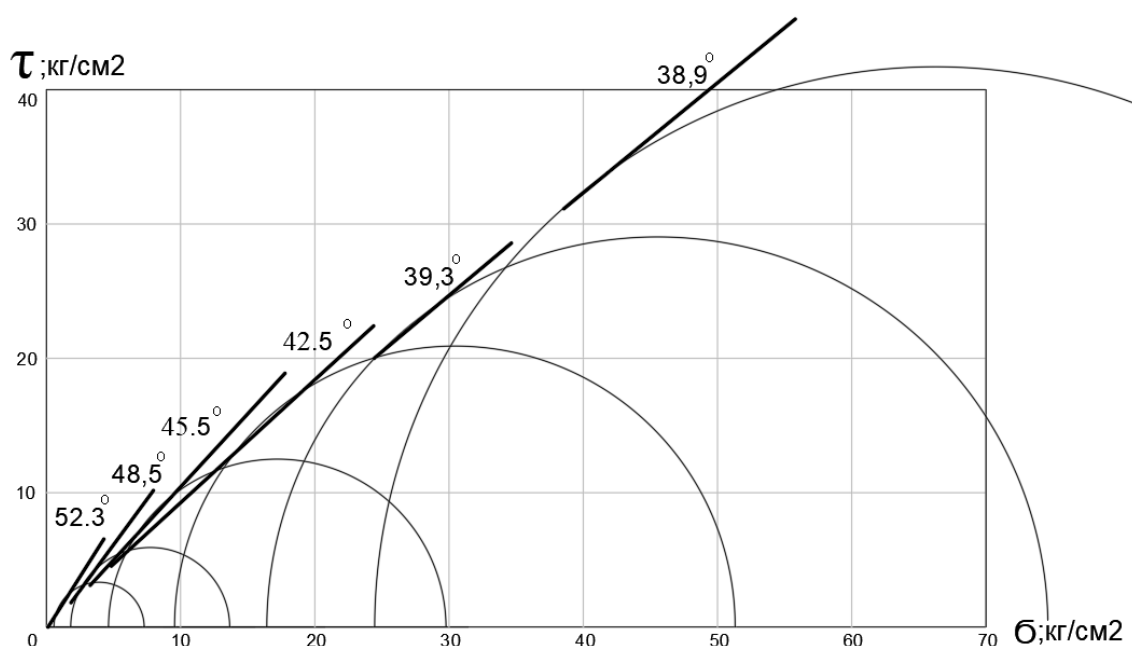


Рисунок 3.15 – Изменение угла сдвига по результатам трехосных испытаний аллювиального галечника по данным Loh A.K. [109, 110]

С целью определения прочностных характеристик гравийно-галечникового грунта были обработаны результаты двух серий трехосных испытаний грунта с разным расположением частиц камня в рабочей камере при различных величинах гидростатического обжатия ($\sigma_3 = 0,2 \div 0,8$ МПа). Для обеих схем укладки грунта в рабочую камеру (горизонтальной и вертикальной) были составлены графические "паспорта" механических свойств грунта, отражающие основные зависимости: объемного деформирования грунта - $\varepsilon_v = f(\sigma)$, осевого деформирования $\varepsilon_y = f(\sigma_1)$ и положения площадок сдвига по условию прочности Кулона-Мора (рисунки 3.16 и 3.17.)

При построении кругов Мора исходили из величины максимального главного напряжения σ_1 , зафиксированного автоматизированной системой измерений прибора «АСИС» и минимального главного напряжения, определяемого давлением жидкости в рабочей камере σ_3 . Предполагая, что в гравийно-галечниковых грунтах отсутствует начальное сцепление C , проводим касательные к кругам Мора, построенных при различных значениях бокового обжатия σ_3 в экспериментах, и получим значения углов сдвига в зависимости от напряжений для эксперимента с горизонтальной укладкой галечника (рисунок

3.18) и для эксперимента с вертикальной укладкой галечника (рисунок 3.19).

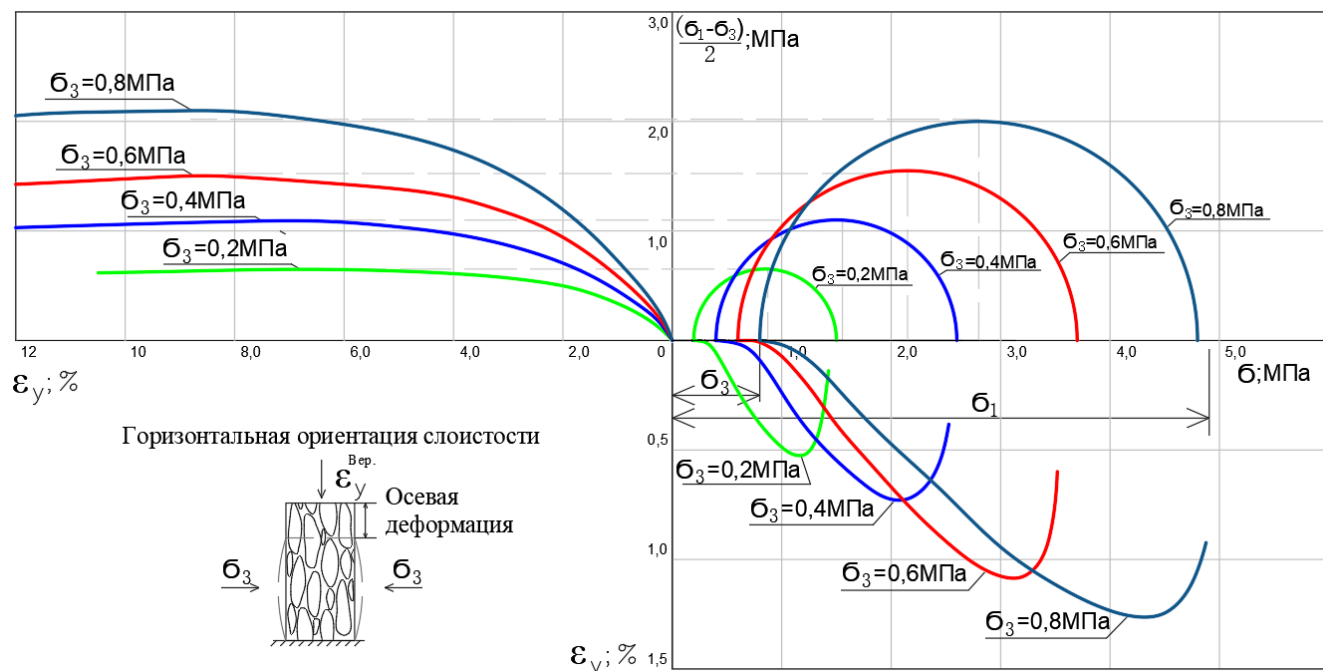


Рисунок 3.16 – Паспорт прочности грунта при горизонтальной ориентации слоистости [6]

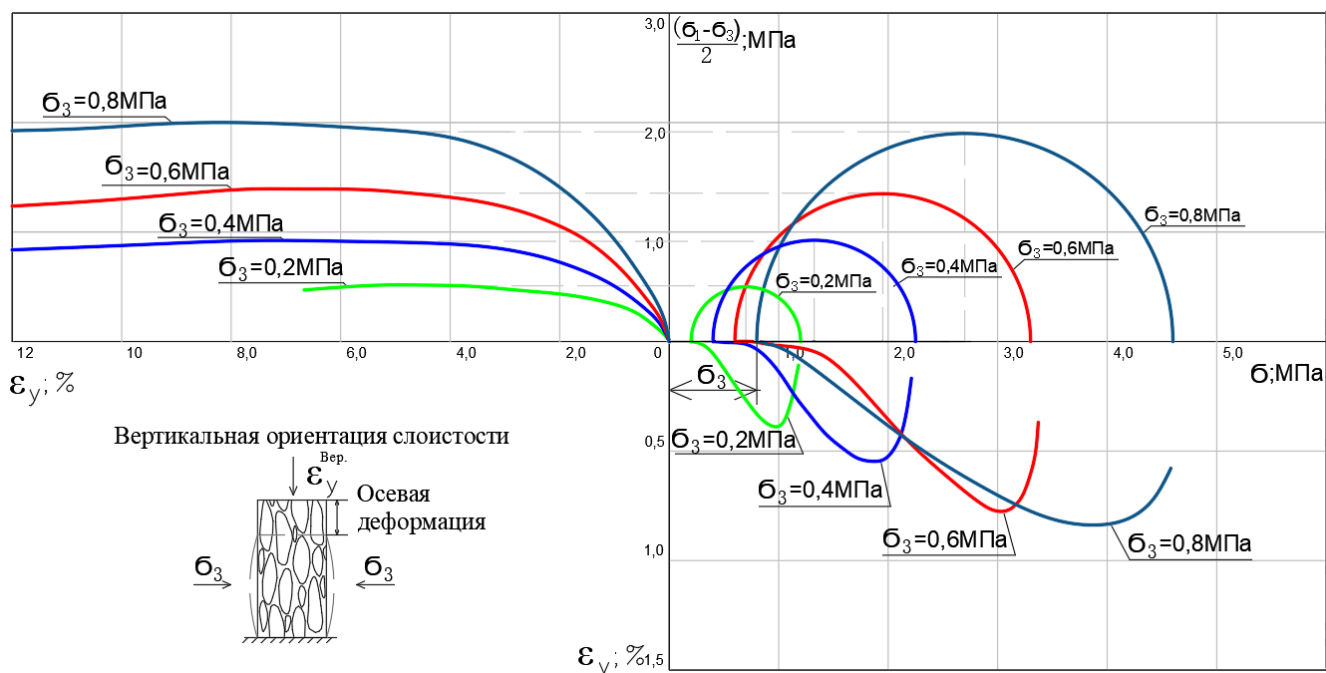


Рисунок 3.17 – Паспорт прочности грунта при вертикальной ориентации слоистости [6]

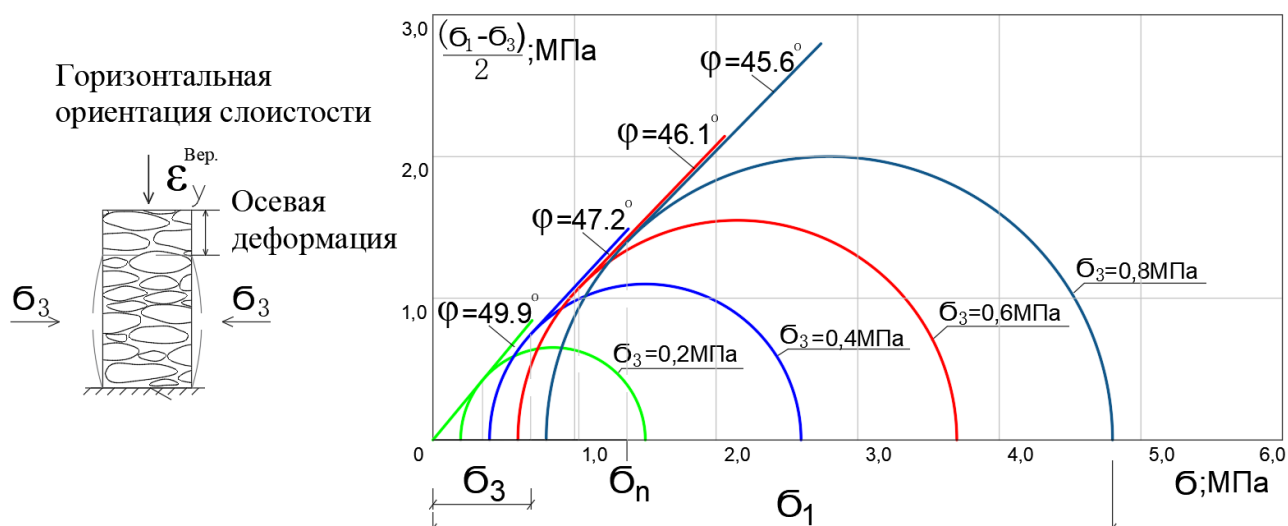


Рисунок 3.18 – Изменение угла сдвига в зависимости от боковых напряжений при горизонтальной ориентации слоистости [6]

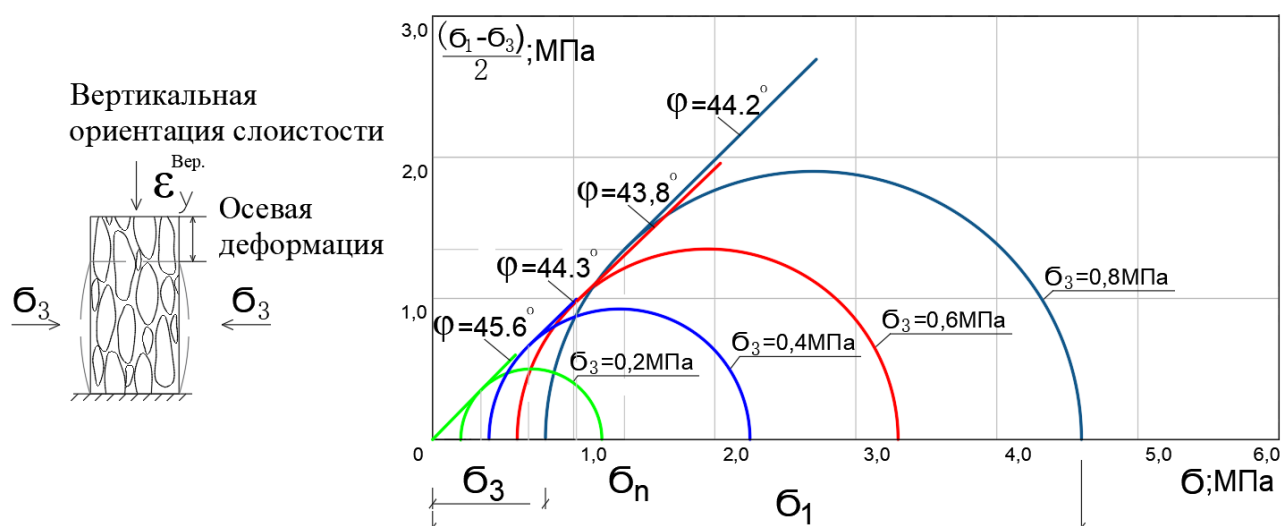


Рисунок 3.19 – Изменение угла сдвига в зависимости от боковых напряжений при вертикальной ориентации слоистости [6]

На основе проведенных экспериментов с доведением образцов до разрушения могут быть определены нормальные напряжения на площадке сдвига - σ_n и предельные касательные напряжения - $\tau_{пр}$, которые на основе закона Кулона- Мора могут быть определены по зависимостям:

$$\sigma_n = \frac{2 \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (3.9)$$

$$\tau_{пр.} = \sigma_n \cdot tg\varphi \quad (3.10)$$

Полученные графически по кругам Мора значения предельных касательных

напряжений $\tau_{пр}$ и нормальных напряжений на площадке сдвига σ_n по перпендикулярному направлению оси слоистости и по направлению оси слоистости сопоставимы с их расчетными значениями (Таблица 3.1).

Таблица 3.1 Характеристики прочности галечника для разных схем укладки

σ_3 ; МПа	$(\sigma_1 - \sigma_3)$; МПа	σ_1 ; МПа	σ_n ; МПа	$\sin\varphi$	φ ; °	$\operatorname{tg}\varphi$	τ ; МПа
По перпендикулярному направлению оси слоистости							
0,2	1,3	1,5	0,35	0,765	50	1,55	0,55
0,4	2,2	2,6	0,69	0,733	47,2	1,47	1,02
0,6	3,1	3,7	1,03	0,721	46,1	1,44	1,49
0,8	4	4,8	1,37	0,714	45,6	1,43	1,96
По параллельному направлению оси слоистости							
0,2	1	1,2	0,34	0,714	45,6	1,43	0,49
0,4	1,85	2,25	0,68	0,698	44,3	1,40	0,95
0,6	2,7	3,3	1,02	0,692	43,8	1,39	1,41
0,8	3,7	4,5	1,36	0,698	44,3	1,40	1,90

Условие прочности Кулона на площадках сдвига по результатам проведенных экспериментов, построенным по 4-м точкам для горизонтальной и вертикальной укладки, можно представить в виде графиков (рисунок 2.20):

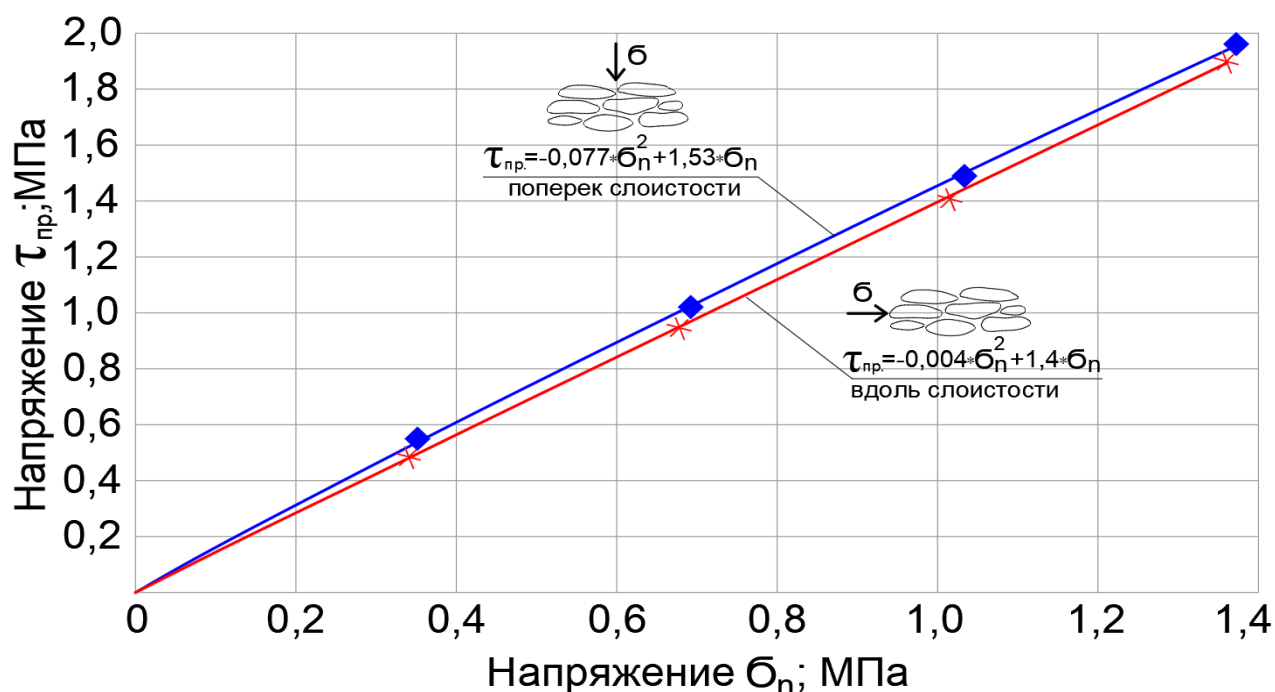


Рисунок 3.20 – Зависимость предельных касательных напряжений от нормальных напряжений $\tau_{пр} = f(\sigma_n)$

Подобранные функции изменения углов сдвига в зависимости от

действующих нормальных напряжений на площадке сдвига для двух схем укладки грунта приведены на рисунке 3.21.

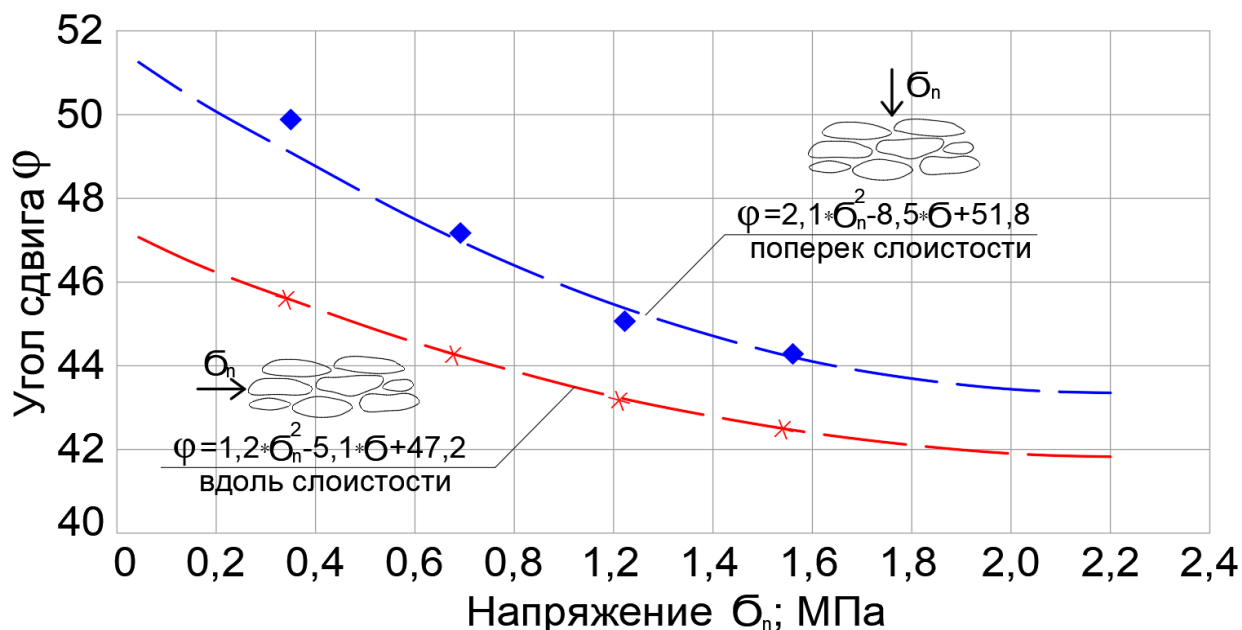


Рисунок 3.21 – Изменение угла сдвига в зависимости от нормальных напряжений на площадке сдвига $\varphi = f(\sigma_n)$ по экспериментальным данным при плотности укладки $21,5 \text{ кН/м}^3$

Проведенные экспериментальные исследования показали, что гравийно-галечниковые грунты, послойно уложенные в теле грунтовых плотин, обладают не только свойством деформационной анизотропии, но и анизотропны в своих прочностных свойствах. Получено, что значение угла сдвига по направлению слоистости φ_{\parallel} ниже, чем значения угла сдвига по направлению поперек слоистости φ_{\perp} ($\varphi_{\parallel} < \varphi_{\perp}$). Например, при напряжении $\sigma_n = 0,5 \text{ МПа}$ угол сдвига имеет значение $\varphi = 45,1^\circ$ - по направлению оси слоистости и $\varphi = 48,2$ - по направлению перпендикулярному слоистости. Изменения углов сдвига могут быть описаны по следующим подобранным зависимостям:

- $\varphi_{\parallel} = 1,2\sigma^2 - 5,1\sigma + 47,2$ - по направлению оси слоистости
- $\varphi_{\perp} = 2,1\sigma^2 - 8,5\sigma + 51,8$ - по перпендикулярному направлению оси слоистости

Функция для коэффициента прочностной анизотропии может быть получена как функция соотношения углов сдвига для различных схем укладки грунта, в зависимости от нормальных напряжений на площадке сдвига по формуле 3.11, график которой представлен на рисунке 3.21.

$$\Psi_{ан} = \frac{\varphi_{min}}{\varphi_{max}} = \frac{\varphi_{\parallel}}{\varphi_{\perp}} \quad (3.11)$$

φ_{\parallel} - по направлению оси слоистости

φ_{\perp} - по перпендикулярному направлению оси слоистости

По рисунку 3.22 видно, что в диапазоне маленьких напряжений наблюдается максимальная разница в прочностных свойствах анизотропных грунтов, по мере увеличения напряжений эта разница сокращается. Например, при нормальном напряжении на площадке сдвига равным $\sigma_n = 0,5$ МПа коэффициент прочностной анизотропии равняется $\Psi_{ан} = 0,934$ и при $\sigma_n = 1,7$ МПа коэффициент составляет $\Psi_{ан} = 0,967$ и далее остается неизменным при увеличении напряжений [9].

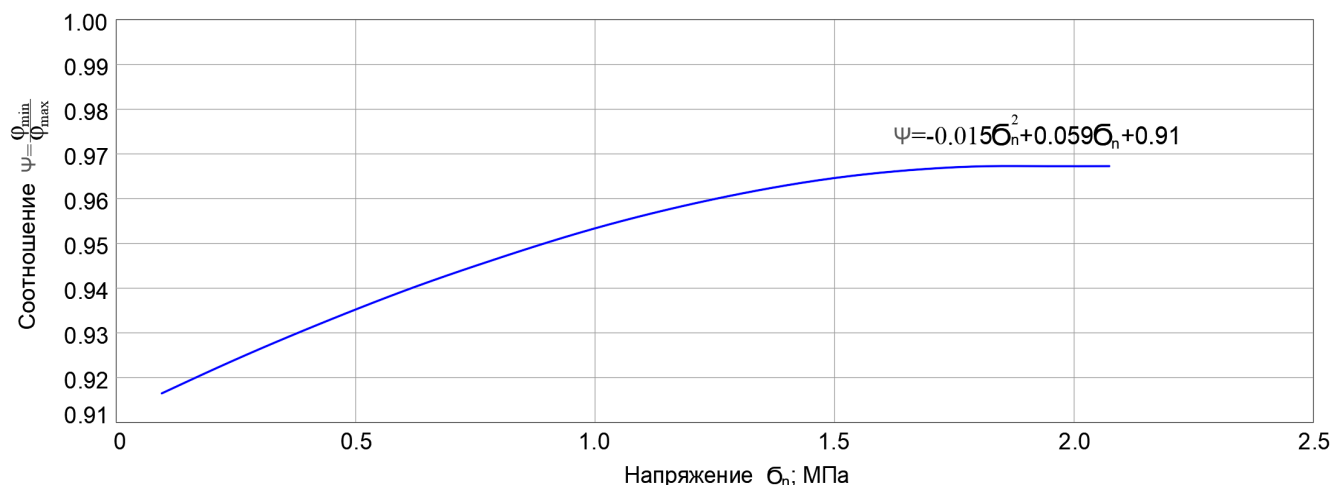


Рисунок 3.22 – Соотношение углов сдвига гравийного материала $\frac{\varphi_{min}}{\varphi_{max}}$ в зависимости от нормального напряжения на площадке сдвига для разной ориентации частиц

Результаты экспериментальных исследований показали, что наведенная анизотропия в гравийно-галечниковых грунтах максимально проявляется в приоткосных зонах и снижает значения угла сдвига, что обязательно должно быть учтено в расчетах устойчивости откосов и напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин.

3.5 Изменение прочностных свойств гравийно-галечникового грунта с учетом плотности сложения

В диссертационной работе эксперименты с гравийно-галечниковым грунтом проводились при одинаковой плотности укладки частиц. Между тем зависимость изменения углов сдвига гравийно-галечникового грунта от плотности сложения исследовалась А.А. Каганом [35], что представлено на графиках рисунка 3.13. Эти результаты используются в диссертационной работе для установления связи между плотностью грунта и его параметром прочности с учетом анизотропии. Кривые изменения углов сдвига А.А. Кагана могут быть аппроксимированы квадратичным полиномом вида:

$$\varphi_{\gamma_max}(\sigma) = 1,7\sigma^2 - 11,9\sigma + 56,2 - \text{при плотности } \gamma=21 \text{ кН/м}^3 \quad (3.12)$$

$$\varphi_{\gamma_min}(\sigma) = 2,5\sigma^2 - 11,5\sigma + 41,7 - \text{при плотности } \gamma=16 \text{ кН/м}^3 \quad (3.13)$$

Соотношение между углом сдвига при минимальной плотности и при максимальной плотности для одного уровня напряжения принято за коэффициент $K_{\gamma}(\sigma)$. Он выражается как: $K_{\gamma}(\sigma) = \frac{\varphi_{\gamma_min}(\sigma)}{\varphi_{\gamma_max}(\sigma)}$. С учетом экстраполяции графика Кагана А.А. на диапазон изменения плотностей от 22 кН/м³ до 16 кН/м³, график для коэффициента $K_{\gamma}(\sigma)$ может быть аппроксимирован дугой параболы (рисунок 3.23).

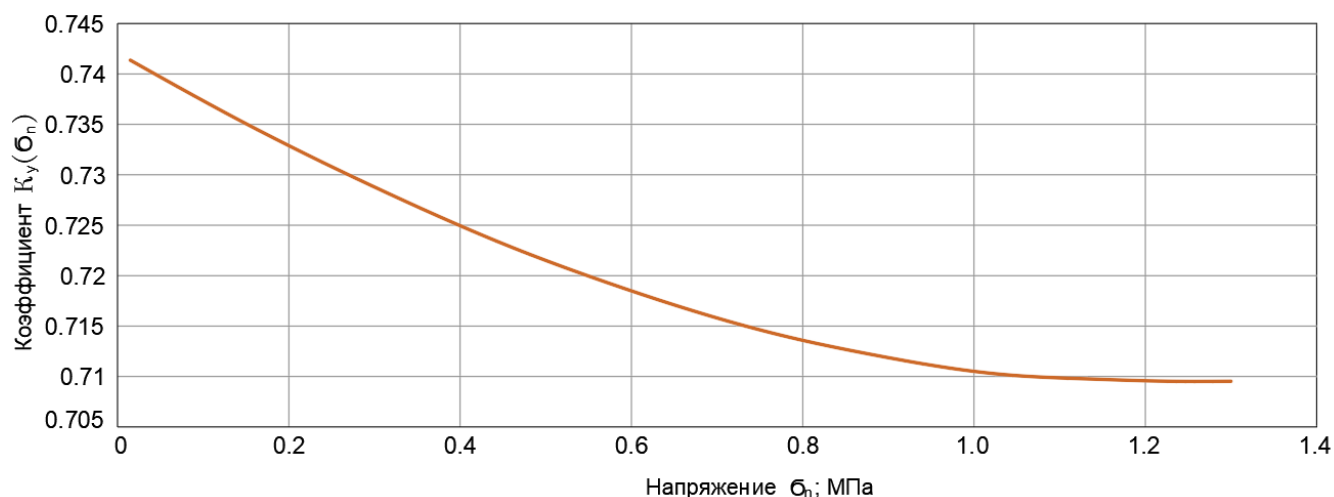


Рисунок 3.23 – Соотношение углов сдвига грунта при его максимальной и минимальной плотности ($K_\gamma(\sigma)$) по экспериментам Кагана А.А. при горизонтальной ориентации частиц

Используя полученные значения коэффициента $K_\gamma(\sigma)$, для наших экспериментальных кривых с горизонтальным и вертикальным расположением частиц (уложенных с максимальной плотностью), можно получить кривые для минимальной плотности грунта с различной схемой укладки. Полученные кривые изменения углов сдвига в диапазоне плотности $16 \div 22$ кН/м³ приведены на рисунке 3.24 – для горизонтально уложенного грунта и на рисунке 3.25 – для вертикально уложенного грунта.

Наличие верхней и нижней кривой для углов сдвига грунта с разной ориентацией частиц позволяет получить расчетные значения углов сдвига в зависимости от заданного уровня напряжений и заданной плотности грунта по интерполяционной формуле:

$$\varphi(\sigma, \gamma) = \varphi_{\gamma_{min}} + \frac{[\varphi_{\gamma_{max}} - \varphi_{\gamma_{min}}]}{[\gamma_{max} - \gamma_{min}]} \cdot (\gamma - \gamma_{min}) \quad (3.14)$$

Где:

$\varphi_{\gamma_{max}} - \varphi_{\gamma_{min}}$ - значения углов сдвига определяемых при

γ_{max} и γ_{min} соответственно;

γ – заданная плотность грунта, при которой необходимо определить угол сдвига при заданном напряжении.

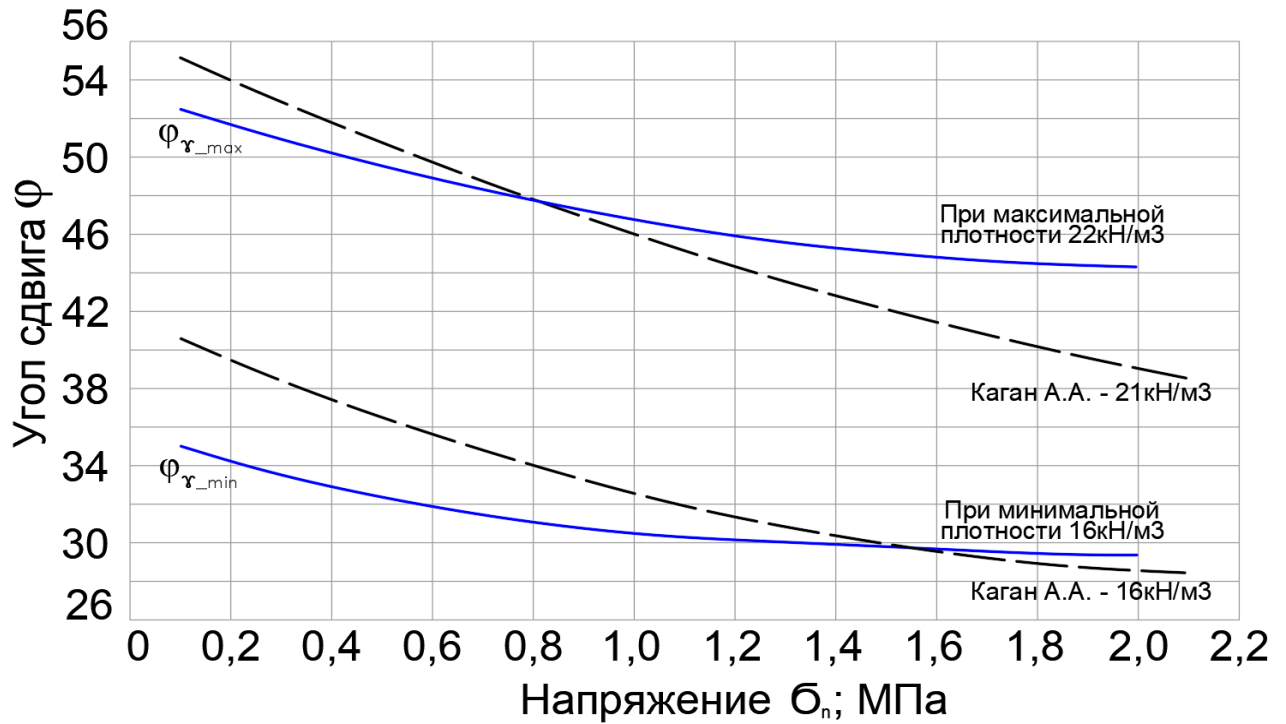


Рисунок 3.24 – Зависимость $\varphi_{\gamma_{max}}$ и $\varphi_{\gamma_{min}} = f(\sigma, \gamma)$ для горизонтально уложенного грунта

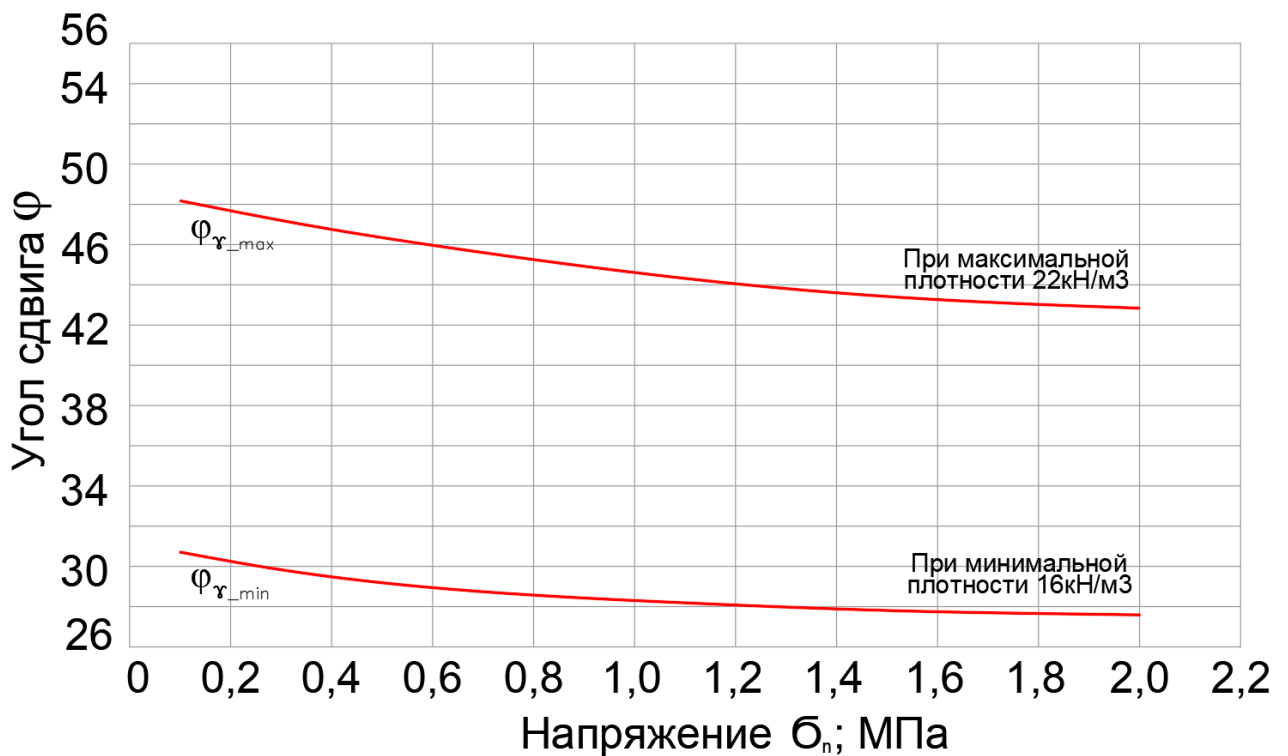


Рисунок 3.25 – Зависимость $\varphi_{\gamma_{max}}$ и $\varphi_{\gamma_{min}} = f(\sigma, \gamma)$ для вертикально уложенного грунта

Таким образом, в расчетах устойчивости откосов и напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин из галечникового грунта, можно воспользоваться полученной зависимостью $\varphi(\sigma, \gamma)$ и уточнить значения углов сдвига при разных значениях плотности укладки и разном уровне напряжений.

3.6 Изменение гранулометрического состава

Определение количества разрушенных частиц при трехосных экспериментах осуществлялось также, как и при компрессионных испытаниях, т.е. грунт просеивался через набор стандартных сит и гранулометрический состав образцов после экспериментов сопоставлялся с исходным гранулометрическим составом. Результаты измерений приведены в таблице 3.2.

Анализ данных, приведенных в таблице 3.2, показывает общую тенденцию к увеличению количества разрушенных частиц с ростом напряжений в экспериментах. Например, при боковом напряжении $\sigma_3 = 0,2$ МПа, разрушение фракций 60-40 мм при горизонтальном расположении частиц составляет 1,1%, а при вертикальном расположении частиц 0,9%. При боковом напряжении $\sigma_3 = 0,8$ МПа, разрушение фракций 60-40 мм при горизонтальном расположении частиц составляет 5,2%, а при вертикальном расположении 3,2%.

Таблица 3.2. Изменение гранулометрического состава после экспериментов

Исходный гранулометрический состав образца	Фракции; мм		60	40	20.00	10.00	5.00	<5.0
	Полные остатки; %		100	52.5	27.6	17	10.8	7.2
Изменение грансостава; %	При $\sigma_3=0,2$ МПа	Горизонтальное расположение	98.9	52.95	27.85	17.2	10.9	7.3
		Изменение в %	-1.1	0.45	0.25	0.2	0.1	0.1
		Вертикальное расположение	99.2	52.75	27.77	17.13	10.91	7.34
		Изм. в %	-0.9	0.25	0.17	0.13	0.11	0.14
	При $\sigma_3=0,4$ МПа	Горизонтальное расположение	98.1	53.1	27.9	17.2	11.1	7.7
		Изменение в %	-1.9	0.6	0.3	0.2	0.3	0.5
		Вертикальное расположение	98.5	53	27.9	17.2	11	7.5
		Изменение в %	-1.5	0.5	0.3	0.2	0.2	0.3

Продолжение Таблицы 3.2. Изменение гранулометрического состава после экспериментов

	Фракции; мм		60	40	20.00	10.00	5.00	<5.0
	Полные остатки; %		100	52.5	27.6	17	10.8	7.2
Исходный гранулометрический состав образца	При $\sigma_3=0,6\text{МПа}$	Горизонтальное расположение	96.7	53.9	28.2	17.3	11.2	7.8
		Изменение в %	-3.3	1.4	0.6	0.3	0.4	0.6
		Вертикальное расположение	97.6	53.4	28	17.3	11.1	7.7
		Изменение в %	-2.4	0.9	0.4	0.3	0.3	0.5
	При $\sigma_3=0,8\text{МПа}$	Горизонтальное расположение	94.8	54.4	28.5	17.6	11.4	8.4
		Изменение в %	-5.2	1.9	0.9	0.6	0.6	1.2
		Вертикальное расположение	96.8	53.5	28.3	17.5	11.2	7.8
		Изменение в %	-3.2	1	0.7	0.5	0.4	0.6

Уменьшение угла сдвига с ростом напряжений, связано с разрушением частиц и изменением структуры грунта, т.е. чем выше напряжение, тем больше происходит разрушения частиц.

Выводы по 3 главе

1. Эксперименты в трехосном приборе также подтвердили, что гравийно-галечниковые грунты, послойно уложенные в тело грунтовых плотин, обладают свойствами деформационной и прочностной анизотропии.
2. Максимальное соотношение в модулях деформации грунтов вдоль и поперек слоистости достигает почти двух раз, при этом получено, что модуль деформации по направлению слоистости выше, чем по направлению перпендикулярному слоистости, т.е. $E_{\parallel} > E_{\perp}$. С увеличением действующих напряжений, в том числе и бокового обжатия, коэффициент деформационной анизотропии снижается.
3. В отличие от деформационной анизотропии, где $E_{\parallel} > E_{\perp}$, значение угла сдвига по направлению слоистости φ_{\parallel} ниже, чем значения угла сдвига по направлению поперек слоистости φ_{\perp} ($\varphi_{\parallel} < \varphi_{\perp}$), максимальная разница в

углах сдвига получена в области малых напряжений, дающая различие углов сдвига почти на 5 градусов.

4. Снижение коэффициента деформационной анизотропии по мере увеличения нормальных напряжений означает, что в грунтовых плотинах максимальное значение коэффициента будет наблюдаться в приоткосных зонах плотины, где модуль деформации грунта в вертикальном направлении будет ниже, чем в горизонтальном, что приведет к снижению вертикальных напряжений в приоткосных зонах плотины. Этот вывод подтверждает предположение о том, что учет анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов необходим и может привести к снижению коэффициентов устойчивости.
5. Последний вывод подтверждается также и тем, что в приоткосных зонах плотины будет иметь место и максимальная разница в углах сдвига, которая дает меньшие значения углов сдвига на 3-5 градусов для направления вдоль слоистости, что, учитывая направление главных напряжений в приоткосных зонах плотины также способствует сдвигу грунта.
6. Поскольку как деформационная, так и прочностная анизотропия максимально проявляются в приоткосных зонах плотин, то расчеты устойчивости откосов и напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин, отсыпанных из гравийно-галечниковых грунтов, необходимо вести с учетом анизотропных свойств грунтов.
7. Получены интерполяционные формулы для углов сдвига грунта вдоль и поперек слоистости с учетом плотности грунта и нормального напряжения на площадке сдвига в виде функции: $\varphi_{max,min} = f(\gamma, \sigma)$.

ГЛАВА 4 ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ ПРОЧНОСТНОЙ АНИЗОТРОПИИ

4.1 Способы расчетов устойчивости откосов грунтовых плотин и склонов

При проектировании каменных и каменно-земляных плотин оценка устойчивости откосов является одной из важнейших задач, т.к. заложение откосов плотин оказывает существенное влияние на объем, а следовательно, и на стоимость плотин в целом. В связи с этим постоянное усовершенствование расчетных методов устойчивости откосов и выбор оптимального заложения грунтовых плотин является актуальным вопросом. Впервые задачи равновесия грунтовых массивов исследовались У. Ренкином (1857) и один из первых способов расчета устойчивости откосов, основанный на принципе Кулона, был предложен в 1920 г. Г. Франсе. В настоящее время многими учеными как в России, так и за рубежом разработано большое количество расчетных методик для оценки устойчивости откосов [69, 43, 37, 38, 51 80, 52, 87].

В расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин и склонов наиболее распространённым способом расчета является метод кругло-цилиндрических поверхностей скольжения. Данный метод решения впервые исследовал К. Терцаги и получил выражение для предельной нагрузки на грунт. Этот метод преимущественно применим для склонов из однородных грунтов. Он предполагает, что сползание грунта может произойти лишь в результате вращения оползающего «отвердевшего» массива обрушения вокруг центра O (рисунок 4.1). Следовательно, поверхность скольжения в данном случае будет ограничена дугой окружности с радиусом R , очерченной из центра O .

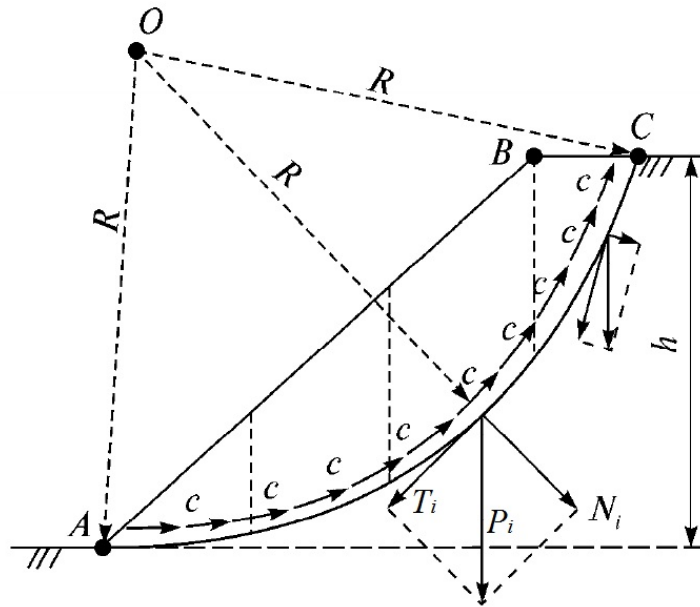


Рисунок 4.1 – Метод кругло цилиндрической поверхности скольжения

Оползающий массив находится под воздействием вращающих моментов $M_{вр}$ и удерживающих моментов $M_{уд}$. Коэффициент устойчивости откоса K_y определяется отношением сумм этих моментов:

$$K_y = \sum M_{уд} / \sum M_{вр}. \quad (4.1)$$

Ввиду отсутствия экспериментальных данных по анизотропным свойствам крупнообломочных грунтов, слагающих тело плотины, в настоящее время анизотропные прочностные свойства грунтов в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин не учитываются.

В первой главе приведены расчетные методы для оценки влияния прочностных анизотропных свойств грунтов на устойчивость склонового массива, Зерцалом О.В., Фоменко И.К., Кремнев А.П., Вишняков Н.Н. и Седун Е.А. [82, 29].

На кафедре гидротехнических сооружений в 1986 году под руководством проф. Л.Н. Рассказова, Бестужевой А.С. была написана расчетная программа «ОТКОС-386» на языке Фортран для расчета устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом сейсмических сил и сил порового давления [22]. В программе были учтены изменяющиеся под нагрузкой прочностные характеристики крупнозернистых грунтов, однако вопрос прочностной анизотропии не рассматривался.

В диссертационной работе возникла необходимость разработки нового расчетного метода для учета прочностной анизотропии в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин, в том числе и при действии сейсмических сил.

За основную идею при построении алгоритма вычислительной программы ОТКОС-22 была принята схема проведения стабилметрических экспериментов с разным способом укладки грунта в рабочую камеру. Базовой схемой принято считать схему горизонтальной укладки частиц, что задавало в эксперименте горизонтальное направление оси слоистости грунта. Поскольку в теле плотин укладка грунта осуществляется также с горизонтальной слоистостью частиц, то была поставлена задача получить функциональную связь между углом сдвига грунта и положением площадки главного напряжения.

4.2 Разработка метода расчета устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии грунтов

4.2.1 Анализ напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин для выбранных расчетных схем

В результате послойной укладки грунта в теле плотины получаем материал с горизонтальной слоистостью (трансверсально-изотропный материал), где прочностные характеристики отличаются по двум взаимно-перпендикулярным направлениям ($\varphi_{\parallel} \neq \varphi_{\perp}$). Задача данного исследования является разработка методики учета анизотропных прочностных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин.

Учет анизотропии в расчетах прочности и устойчивости откосов грунтовых плотин основывается на результаты проведенных экспериментальных исследованиях. По результатам экспериментальных исследований получено, что значение угла сдвига по направлению оси слоистости φ_{\parallel} ниже, чем значения угла сдвига по перпендикулярному направлению оси слоистости φ_{\perp} ($\varphi_{\parallel} < \varphi_{\perp}$). Причем, коэффициент прочностной анизотропии в диапазоне маленьких

напряжений имеет максимальное значение и уменьшается с ростом действующих напряжений (рисунок 3.22) [6].

Однако, как выше отметили, вектора главных напряжений в теле грунтовых плотин под воздействием гидростатического давления имеют не постоянный характер распределения и меняют свое направление по ширине и глубине плотины. Следовательно, для учета прочностной анизотропии грунта в расчетах устойчивости грунтовых плотин, необходимо корректировать полученные из экспериментов параметры прочности галечника по направлению слоистости и по направлению перпендикулярному слоистости в зависимости от угла поворота векторов главных напряжений (положения площадок главных напряжений).

С целью определения распределения главных напряжений и положения площадок главных напряжений был проведен анализ напряженно-деформированного состояния для разных типов 100 - метровой грунтовой плотины – плотина с экраном, плотина однородная, плотина с диафрагмой, плотина с центральным ядром. Расчеты были проведены с использованием ПК SAP2000-v16 по модели Мора-Кулона (МС). В расчетах гидростатическое давление задавалось по грани верхового откоса для плотины с экраном и по напорной грани ядра для плотины с ядром (рисунок 4.2).

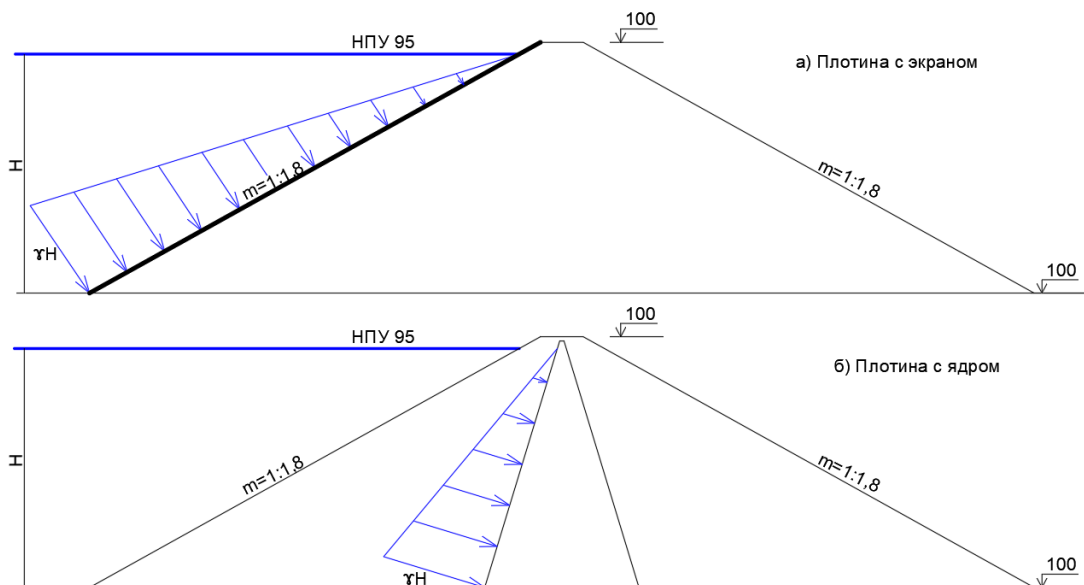


Рисунок 4.2 – Схема приложения гидростатического давления на плотины разных типов в расчетах напряженно-деформированного состояния

Исследования показали, что на характер распределения главных напряжений наибольшее влияние оказывают гидростатическое давление воды и профиль напорной грани плотины (верховой откос, напорная грань ядра или диафрагмы). Поэтому задача для плотины с ядром, наклонным ядром, с центральной диафрагмой были объединены задачей с ядром, для которой задавалась геометрия напорной грани. Таким образом, все разнообразие конструкций грунтовых плотин было объединено в решении четырех задач – двух для плотины с экраном вдоль верхового откоса и плотины с ядром при отсутствии воды в водохранилище, и двух подобных задач с водой в водохранилище.

Исследования напряженно-деформированного состояния расчетных плотин показали, что в верхней трети плотины любой конструкции характер распределения главных напряжений сходен, т.е. положение площадок главных напряжений можно считать устойчивыми. В нижней части плотины положения площадок главных напряжений зависят от наличия/отсутствия воды в водохранилище и типа противотрафиционного элемента. На низовом откосе, ввиду отсутствия воды, во всех конструкциях плотин положения площадок главных напряжений не изменяется. Таким образом, на основании проведенного анализа напряженно-деформированного состояния расчетных конструкций плотин были определены граничные условия по положению площадок главных напряжений для каждой из рассматриваемых задач.

Граничные значения для положения площадок главного напряжения задавались по точкам:

- для верхней трапеции плотины – A_B, B_B, C_B, D_B, E_B ;
- для нижней трапеции плотины – A_H, B_H, C_H, D_H, E_H ;

Расположение отмеченных узлов представлено на рисунке 4.3.

В алгоритме расчета заложен двойной принцип интерполяции для определения положения площадки главного напряжения внутри плотины:

- на первом шаге по граничным значениям углов наклона площадок главного напряжения (по отношению к оси слоистости грунта) в контрольных точках на внешнем контуре плотины (A_B, B_B, C_B, D_B, E_B и A_H, B_H, C_H, D_H, E_H), могут

быть построены эпюры изменения этих углов вдоль сторон внешнего и внутреннего контура. Во внутренний контур плотины входит ось напорной грани диафрагмы или ядра;

- на втором шаге по известным значениям углов на внешнем и внутреннем контуре плотины, могут быть определены значения углов наклона площадок главных напряжений во внутренних зонах плотины.

Таким образом, в любой точке плотины, расположенной на дуге обрушения, согласно построенным интерполяционным функциям, могут быть определены положения площадок главных напряжений или углы между направлением главного напряжения и осью слоистости грунта, что представлено на рисунке 4.3.

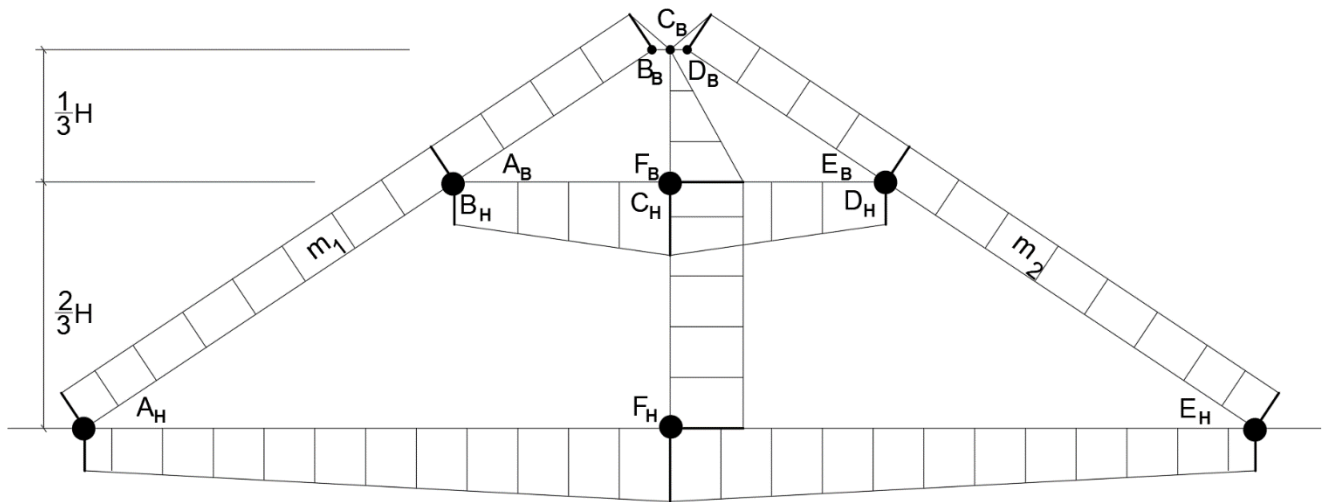


Рисунок 4.3 – Интерполяционная схема для определения углов между направлением главного напряжения и осью слоистости грунта

На основе анализа напряженно-деформированного состояния расчетных схем грунтовых плотин были определены граничные условия в контрольных точках на внешнем и внутреннем контурах плотин.

1. Задача с экраном без учета воды в водохранилище. В этой задаче вектор главных напряжений в приоткосных зонах плотины направлены вдоль откосов по всей высоте плотины, угол наклона определяется заложением откосов m_1 и m_2 . В центральной части плотины, по оси плотины, вектор главных напряжений направлены перпендикулярно к основанию (рисунок 4.4). Принимая условие линейного изменения углов наклона площадок главных напряжений от откосов к

центральной оси плотины, можно получить для них интерполяционные функции согласно рисунку 4.3.

2. Задача с экраном с учетом воды в водохранилище. С учетом гидростатического давления, на напорной грани плотины, начиная с высоты $2/3H$, вектора главных напряжений меняют направление и к основанию плотины направлены перпендикулярно к откосу плотины (рисунок 4.5).

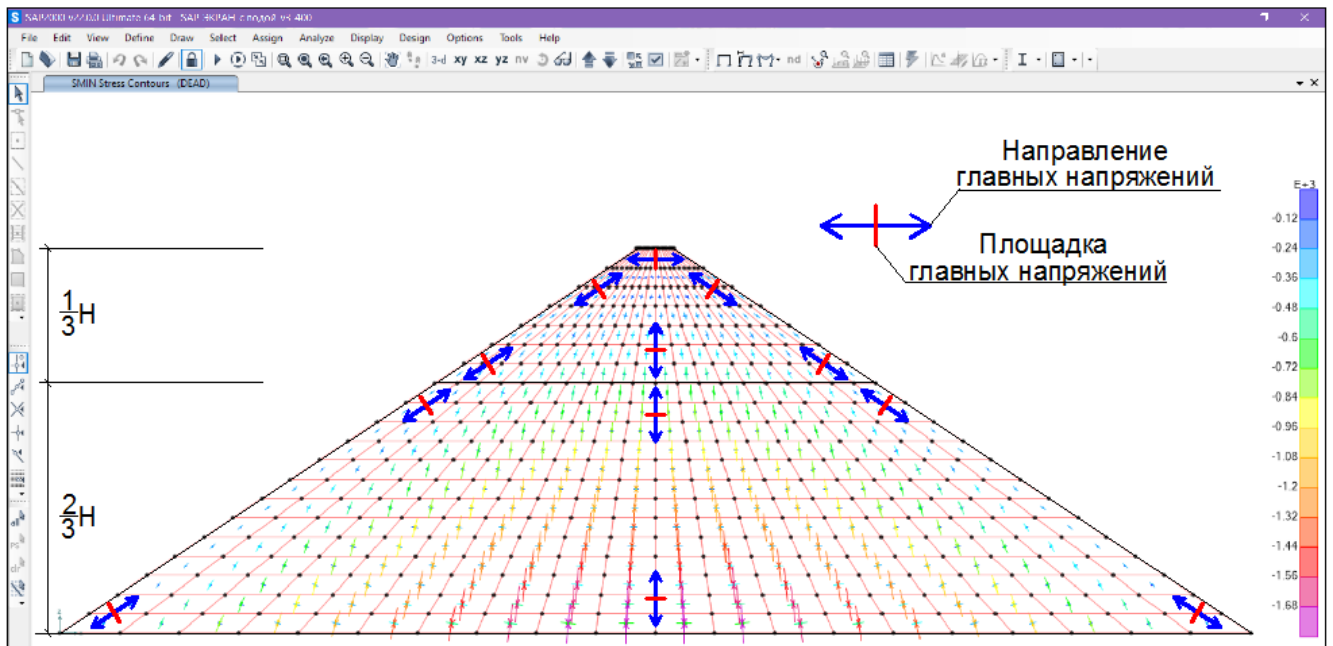


Рисунок 4.4 – Направления главных напряжений для плотины с экраном без учета гидростатики

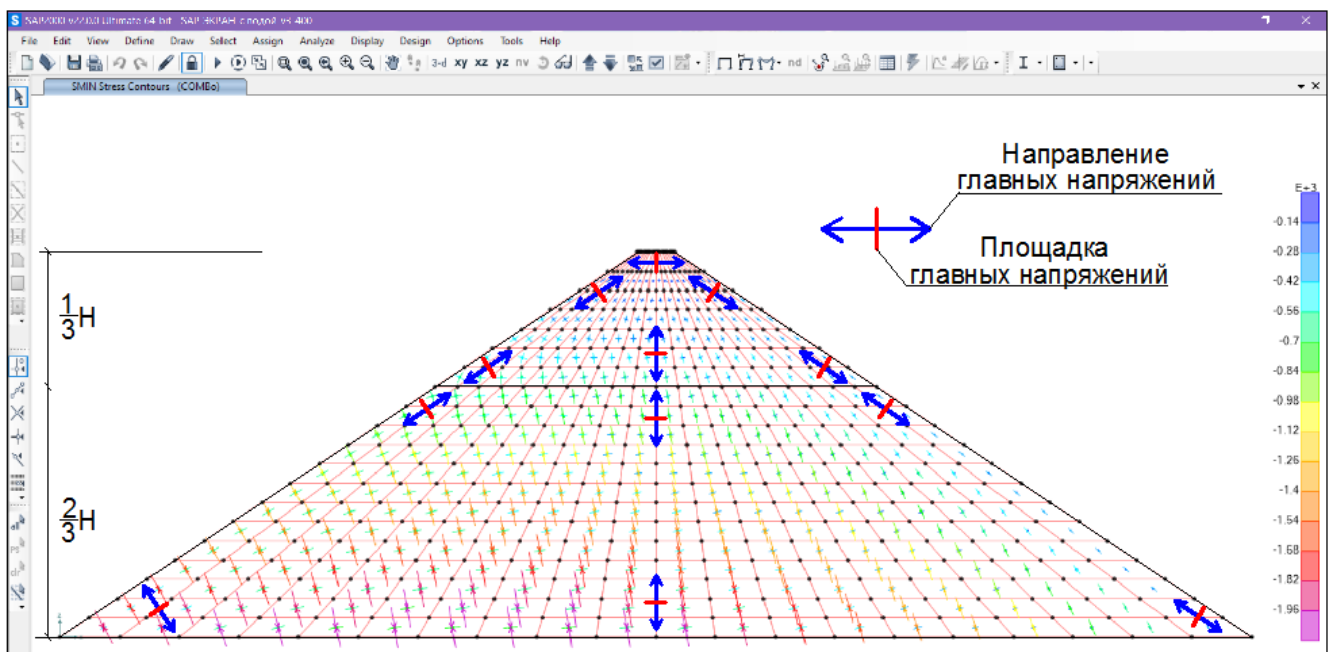


Рисунок 4.5 – Направления главных напряжений для плотины с экраном с учетом гидростатики

3. Задача с ядром без учета воды в водохранилище. В этой задаче вектора главных напряжений в приоткосных зонах направлены вдоль откосов по всей высоте плотины. По центральной оси плотины - у основания плотины вектор главных напряжений направлен перпендикулярно к основанию, а на высоте плотины около $\frac{2}{3}H$ становится параллельно основанию и до гребня плотины остается неизменным (рисунок 4.6).

4. Задача с ядром с учетом воды в водохранилище. В этой задаче граничные условия задаются не по центральной оси плотины, а вдоль напорной грани ядра. С учетом гидростатического давления вектор главных напряжений у основания плотины на напорной грани ядра направлен перпендикулярно к основанию, а на высоте плотины $\frac{2}{3}H$ до гребня становится параллельно основанию. На верховом и на низовом откосе вектора главных напряжений направлены параллельно откосам (рисунок 4.7).

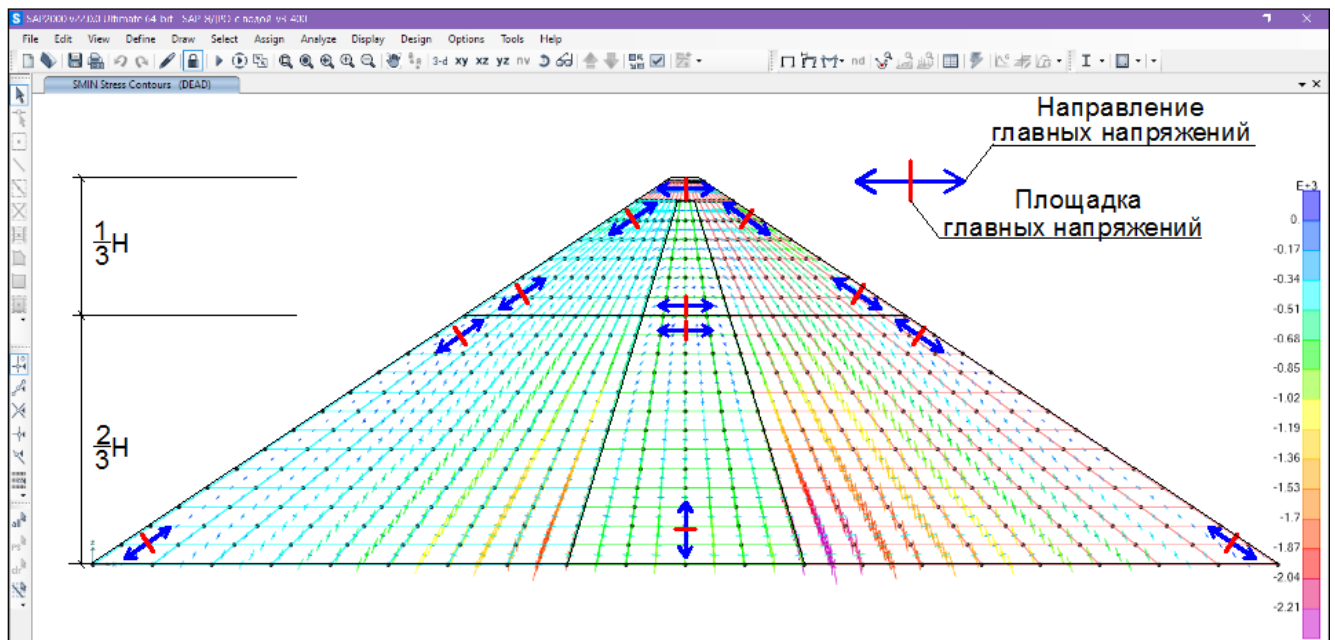


Рисунок 4.6 – Направления главных напряжений для плотины с ядром без учета гидростатики

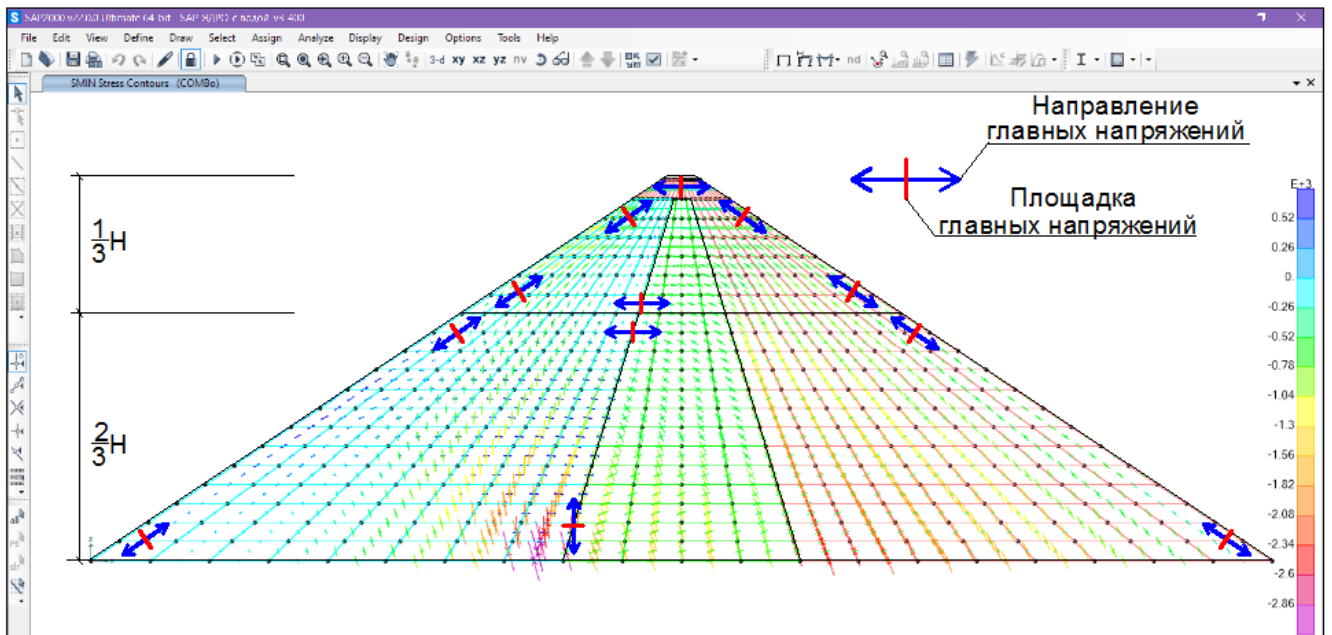


Рисунок 4.7 – Направления главных напряжений для плотины с ядром с учетом гидростатики

Характер распределения главных напряжений в теле 100 – метровой грунтовой плотины с экраном из галечникового грунта приведены на рисунке 4.8 без с учета гидростатического давления и на рисунке 4.9 с учетом гидростатического давления.

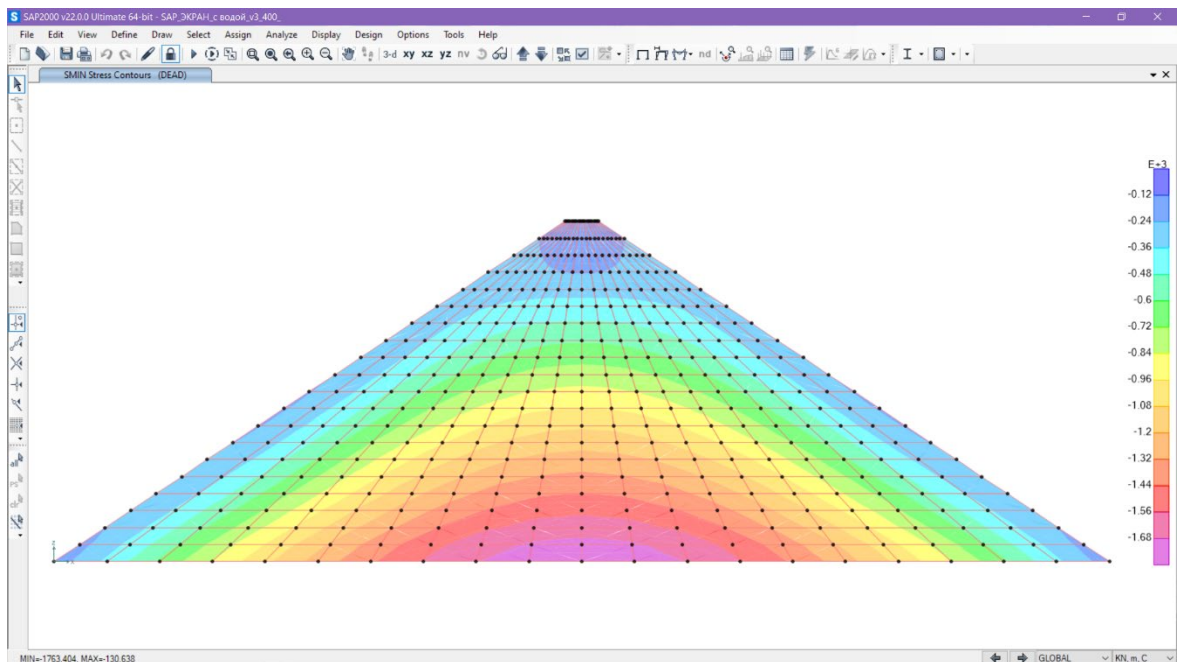


Рисунок 4.8 – Распределение главных напряжений для плотины с экраном без учета гидростатики

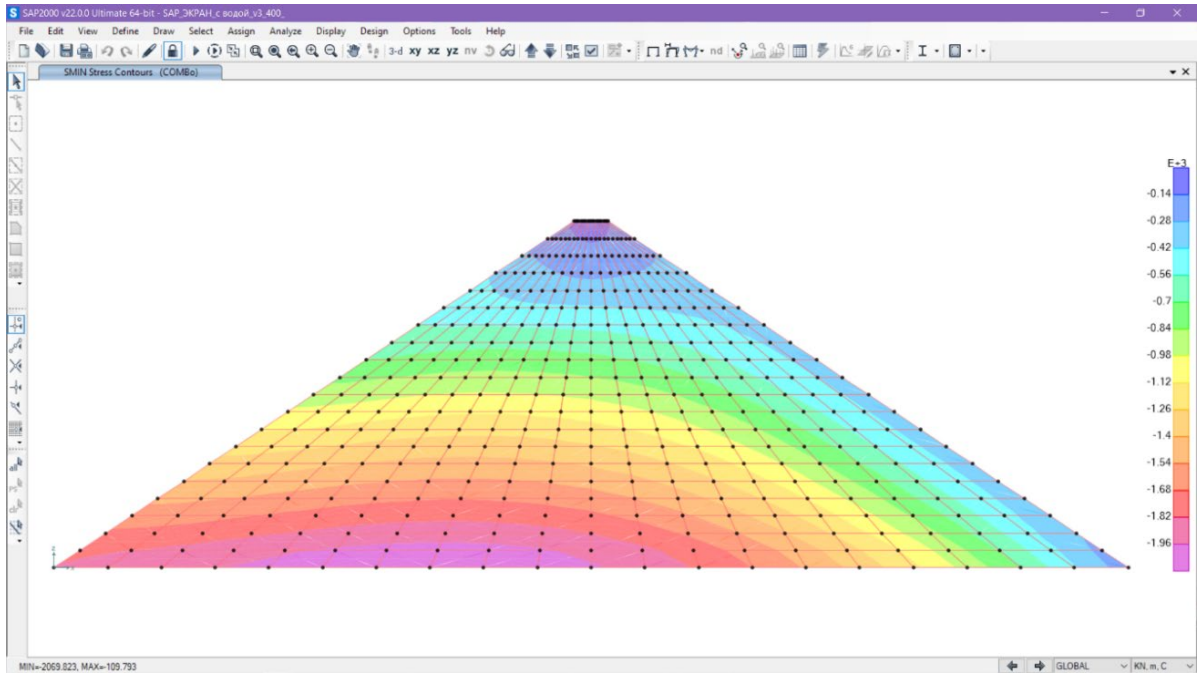


Рисунок 4.9 – Распределение главных напряжений для плотины с экраном с учетом гидростатики

Для плотины с центральным ядром характер распределения главных напряжений без с учета гидростатического давления показан на рисунке 4.10 и с учетом гидростатического давления на рисунке 4.11.

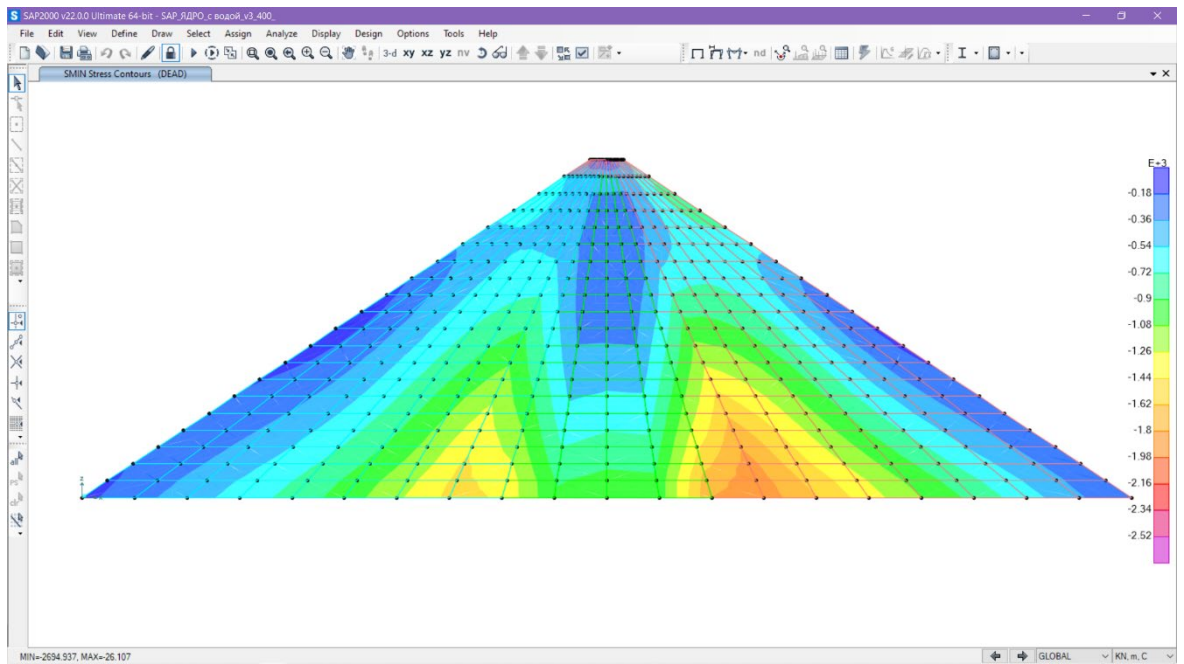


Рисунок 4.10 – Распределение главных напряжений для плотины с ядром без учета гидростатики

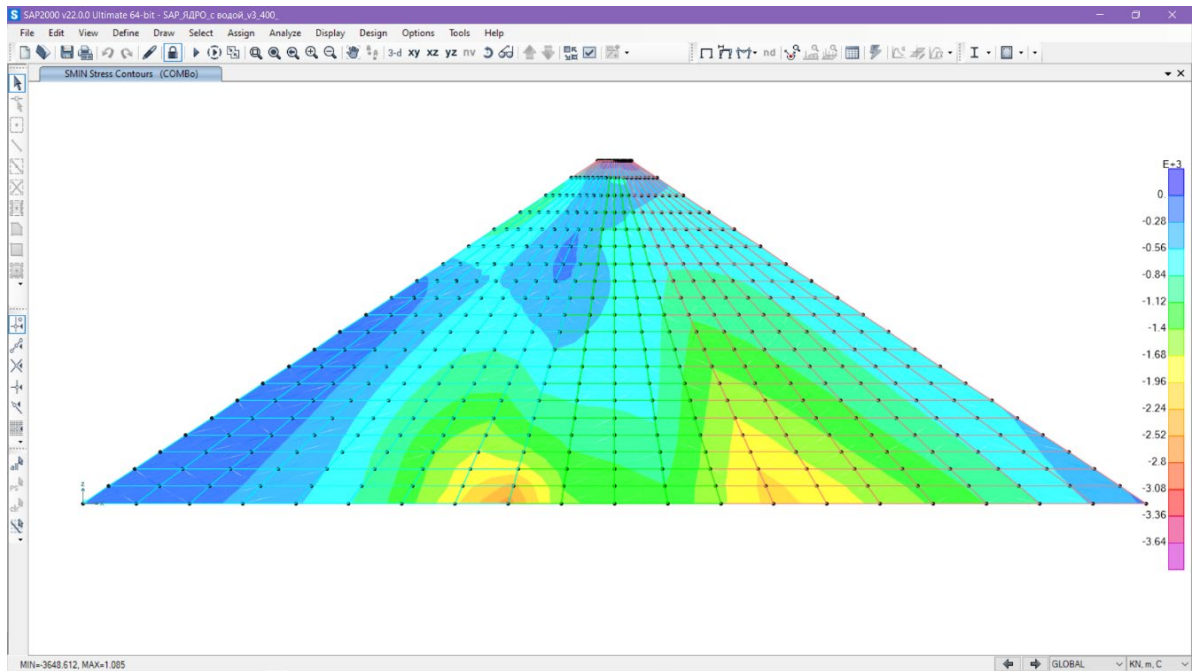


Рисунок 4.11 – Распределение главных напряжений для плотины с ядром с учетом гидростатики

Результаты численных исследований показывают, что распределение главных напряжений в теле грунтовых плотин имеет сложный характер. Поэтому значения прочностных характеристик гравийно-галечникового грунта в любой точке плотины, расположенной на площадке сдвига, зависит от уровня действующих нормальных напряжений, а также от угла наклона площадки главного напряжения по отношению к оси слоистости грунта. Следовательно, для учета анизотропии прочностных свойств галечника в расчетах прочности и устойчивости откосов грунтовых плотин, необходимо уточнить эти свойства в каждой точке плотины [6].

4.2.2 Прочностные характеристики анизотропных грунтов в теле плотины в зависимости от ее напряженно-деформированного состояния

В проведенных экспериментах было получено, что для опытов с горизонтальной слоистостью и главным напряжением (σ_1) площадка главного напряжения совпадала с осью слоистости, т.е. направление главного напряжения

было перпендикулярно оси слоистости грунта. В этом эксперименте были получены максимальные значения углов сдвига грунта $\varphi_{max,y}$.

В экспериментах с вертикальной укладкой частиц грунта, направление главного напряжения σ_1 совпадало с осью слоистости грунта. В этом эксперименте были получены меньшие значения углов сдвига $\varphi_{min,x}$.

Предполагая, что при изменении угла между направлением главного напряжения и осью слоистости грунта, углы сдвига изменяются согласно закону эллипса, то зависимость между прочностными характеристиками анизотропного грунта и положением площадок главных напряжений в плотине можно описать в виде годографа углов сдвига, изменяющихся по закону эллипса.

В качестве наибольшего и наименьшего радиуса полуосей эллипса приняты значения углов сдвига материала при расположении площадки главного напряжения вдоль и перпендикулярно оси слоистости грунта. Направление оси слоистости материала на годографе принято горизонтальным, вдоль по оси x .

Таким образом, в экспериментах с горизонтальным расположением частиц вектор главного напряжения (осевое сжатие) перпендикулярен оси слоистости, а ПГН параллельна оси слоистости (ОС) материала, в этом эксперименте угол сдвига принимает наибольшее значение: $\varphi_{max} = b$, что отложено на большой (вертикальной) полуоси эллипса (рисунок 4.12).

В эксперименте с вертикальной ориентацией частиц в рабочей камере, угол сдвига получен меньше: $\varphi_{min} = a$, он отложен на горизонтальной оси (рисунок 4.11), при этом ПГН перпендикулярна оси слоистости материала [6].

Зная граничные значения по углам сдвига исследуемого грунта при разной ориентации в нем площадки главных напряжений по отношению к оси слоистости, можно установить функциональную связь для угла сдвига в грунте при произвольной ориентации в нем площадки главных напряжений в виде:

$\varphi = f(\varphi_{max,y}, \varphi_{min,x}, \alpha)$, где α - угол между направлением наибольшего главного напряжения и осью слоистости [6].

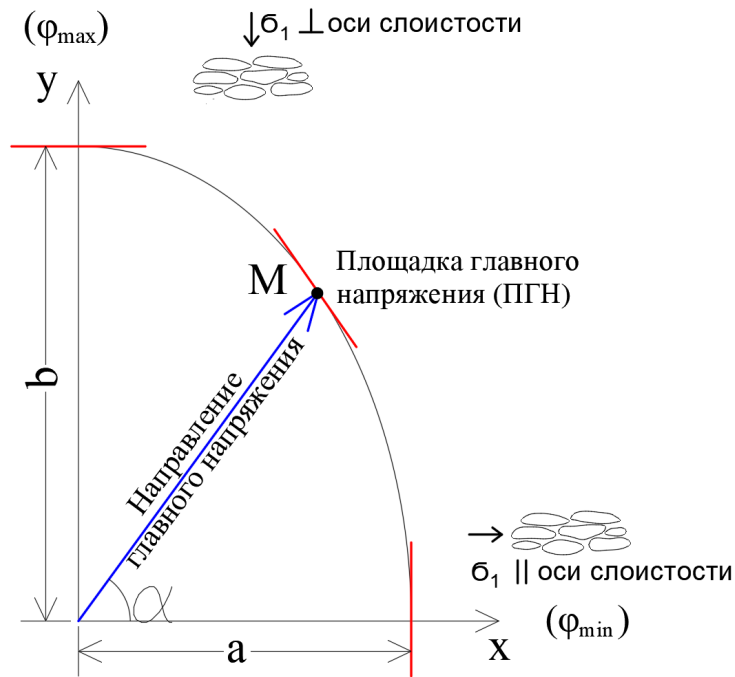


Рисунок 4.12 – Расчетная схема для определения значений $\varphi = f(\alpha)$ [6]

Для произвольного направления действия наибольшего главного напряжения по отношению к оси слоистости материала, можно получить выражение для величины угла сдвига на основе канонического уравнения эллипса, которое в декартовой системе координат записывается в виде:

$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y}{b}\right)^2 = 1 \quad (4.2)$$

где a и b – значения главных (меньшей и большей) полуосей эллипса.

Любая материальная точка на поверхности эллипса (т. М) задает направление наибольшего главного напряжения в виде вектора, соединяющего начало координат (пересечение главных осей эллипса) с самой точкой, при этом угол между направлением σ_1 и осью слоистости определяется как угол α , $0 \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}$ [6].

Далее приводим вывод формулы для определения угла сдвига при известных значениях a , b и α .

Согласно теореме Пифагора определения φ по известному углу α можно записать уравнение эллипса в параметрической форме [6]:

$$\frac{x}{\varphi} = \cos \alpha \quad \rightarrow \quad x = \varphi \cdot \cos \alpha \quad (4.3)$$

$$\frac{y}{\varphi} = \sin \alpha \quad \rightarrow \quad y = \varphi \cdot \sin \alpha \quad (4.4)$$

Полученные выражения для φ_x и φ_y ставим в уравнение эллипса и после преобразования получим:

$$\left(\frac{\varphi \cdot \cos \alpha}{a}\right)^2 + \left(\frac{\varphi \cdot \sin \alpha}{b}\right)^2 = 1 \quad (4.5)$$

$$\frac{\varphi^2 \cdot \cos^2 \alpha}{a^2} + \frac{\varphi^2 \cdot \sin^2 \alpha}{b^2} = 1 \quad (4.6)$$

$$\varphi^2 (b^2 \cdot \cos^2 \alpha + a^2 \cdot \sin^2 \alpha) = a^2 \cdot b^2 \quad (4.7)$$

$$\varphi^2 = \frac{a^2 \cdot b^2}{(b^2 \cdot \cos^2 \alpha + a^2 \cdot \sin^2 \alpha)} \quad (4.8)$$

$$\varphi = \sqrt{\frac{a^2 \cdot b^2}{(b^2 \cdot \cos^2 \alpha + a^2 \cdot \sin^2 \alpha)}} \quad (4.9)$$

Где, с учетом физической картины для эллипса углов сдвига:

α – угол между направлением наибольшего главного напряжения в т.М и осью слоистости;

a – угол сдвига по направлению оси слоистости в т.М или φ_{min} ;

b – угол сдвига по перпендикулярному направлению оси слоистости в т.М или φ_{max}

Значения углов сдвига φ для грунта с учетом анизотропии в любой точке плотины можно рассчитать на основании полученной зависимости (4.10) с учетом положения площадок главных напряжений в плотине по отношению к оси слоистости грунта и известных значений максимальных φ_{max} и минимальных φ_{min} углов сдвига, которые в каждой точке плотины определяются по

интерполяционной формуле (3.14) в зависимости от плотности грунта и нормального давления на площадке сдвига.

Таким образом, расчетная методика определения угла сдвига для гравийно-галечникового грунта в точке на кривой обрушения с учетом анизотропных свойств грунта заключается в следующей последовательности:

- определение нормальных напряжений в точке на поверхности сдвига;
- определение ($\varphi_{\gamma_{max}}$ и $\varphi_{\gamma_{min}}$) вдоль направления оси слоистости (рисунок 3.24) и ($\varphi_{\gamma_{max}}$ и $\varphi_{\gamma_{min}}$) поперек направления оси слоистости (рисунок 3.25);
- определение плотности грунта в расчетной точке;
- определение φ_{max} и φ_{min} по интерполяционной формуле (3.14) для горизонтальной и вертикальной слоистости соответственно в зависимости от плотности грунта и действующего напряжения;
- определение расчетного угла сдвига по формуле эллипса в зависимости от угла наклона главного напряжения по отношению к оси слоистости грунта α .

Таким образом, в работе получена функциональная связь между расчетным значением угла сдвига грунта в произвольной точке на поверхности сдвига в виде $\varphi = F(\sigma, \gamma, \varphi_{max}, \varphi_{min}, \alpha)$, что используется в алгоритме программы ОТКОС-22.

4.3 Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии в программном комплексе «ОТКОС-22»

На основе разработанной методики определения угла сдвига гравийно-галечникового грунта с учетом его прочностной анизотропии были внесены изменения в программный комплекс «ОТКОС-22», разработанный к.т.н. Бестужевай А.С. на языке Delphi 10. Расчет устойчивости откосов в ПК «ОТКОС-22» выполняется по методу кругло-цилиндрических поверхностей обрушения

К. Терцаги, где производится автоматический поиск наиболее опасной поверхности обрушения ($K_n^{ан} min$). Для каждой из выбранных поверхностей обрушения коэффициент запаса устойчивости $K_n^{ан}$ с учетом анизотропных свойств грунта вычисляется по формуле:

$$K_n^{ан} = \frac{\gamma_c \sum_1^n (G_n - P_b b_n) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_1^n c_n l_n}{\gamma_n \sum_1^n G_n \sin \alpha_n} \quad (4.10)$$

Где:

G_n – вес n-го отсека;

P_b – поровое давление;

φ_n, c_n – угол сдвига и сцепление грунта на дуге обрушения в n-отсеке;

b_n – ширина отсека;

l_n – дуга обрушения;

γ_n и γ_c – коэффициенты сочетания нагрузок и условий работы [110].

Для учета прочностной анизотропии, расчетный угол сдвига φ в n-отсеке на поверхности обрушения определяется по следующему алгоритму:

1. Рассчитываются φ_{γ_min} в зависимости от нормального напряжения σ_n на поверхности сдвига для горизонтальной и вертикальной ориентации частиц согласно рисункам 3.24 и 3.25 или по уравнениям:

- $\varphi_{\gamma_max \parallel} = 2,02\sigma_n^2 - 8,51\sigma_n + 53,25$ – угол сдвига при плотности грунта 22 КН/м³ для вертикальной ориентации частиц, когда вектор главного напряжения параллелен оси слоистости грунта;
- $\varphi_{\gamma_min \parallel} = 1,96\sigma_n^2 - 6,78\sigma_n + 35,45$ – угол сдвига при плотности грунта 16 КН/м³ для вертикальной ориентации частиц, когда вектор главного напряжения параллелен оси слоистости грунта;
- $\varphi_{\gamma_max \perp} = 1,12\sigma_n^2 - 5,11\sigma_n + 48,65$ – угол сдвига при плотности грунта 22 КН/м³ для вертикальной ориентации частиц, когда вектор главного напряжения параллелен оси слоистости грунта;

- $\varphi_{\gamma_{min \perp}} = 0,94\sigma_n^2 - 3,43\sigma_n + 30,9$ – угол сдвига при плотности грунта 16 КН/м³ для вертикальной ориентации частиц, когда вектор главного напряжения параллелен оси слоистости грунта;

2. Рассчитываем угол φ_{max} и φ_{min} в зависимости от заданной плотности грунта в расчетной точке на поверхности сдвига по интерполяционной формуле:

$$\varphi_{min}(\sigma, \gamma) = \varphi_{\gamma_{min \parallel}} + \frac{[\varphi_{\gamma_{max \parallel}} - \varphi_{\gamma_{min \parallel}}]}{[\gamma_{max} - \gamma_{min}]} \cdot (\gamma - \gamma_{min})$$

$$\varphi_{max}(\sigma, \gamma) = \varphi_{\gamma_{min \perp}} + \frac{[\varphi_{\gamma_{max \perp}} - \varphi_{\gamma_{min \perp}}]}{[\gamma_{max} - \gamma_{min}]} \cdot (\gamma - \gamma_{min})$$

3. Рассчитываем угол φ в зависимости от угла наклона направления главного напряжения по отношению к оси слоистости α по формуле:

$$\varphi = \sqrt{\frac{\varphi_{min}^2 \cdot \varphi_{max}^2}{(\varphi_{max}^2 \cdot \cos^2 \alpha + \varphi_{min}^2 \cdot \sin^2 \alpha)}}$$

Направления для векторов главных напряжений получены на основе расчетов напряженно-деформированного состояния плотин разных конструкций и приведены на рисунках 4.4 – 4.7.

Были проведены расчеты плотин разных конструкций и разной высоты с учетом и без учета анизотропного различия прочностных характеристик материала. На основе проведенных расчетов были получены корректирующие коэффициенты ($k_{ан}$) для учета анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов различных типов плотин по формуле [6]:

$$k_{ан} = \frac{K_n^{ан}}{K_n} \quad (4.11)$$

где:

$K_n^{ан}$ – коэффициент запаса устойчивости откосов плотины в расчете с учетом свойств прочностной анизотропии гравийно-галечникового грунта;

K_n – коэффициент запаса устойчивости откосов плотины в расчетах без учета анизотропных свойств грунта.

Серии расчетных задач включали конструкции однородных плотин, плотин

с центральным ядром, плотин с противофильтрационным экраном и плотин с диафрагмой. Типовые конструкции плотин рассматривались в вариантах разной высоты: 20 м, 50 м, 150 м, 200 м, 250 м, 300 м и разного заложения откосов, которое принималось одинаковым для верховой и низовой призмы, при этом рассматривались варианты заложения: 1:1,6 и 1:2,4.

Интерфейс программного комплекса с расчетом представлены на рисунке 4.13 для каменно-насыпной плотины с диафрагмой 200 - метровой высоты с заложение откосов 1:2,4 [6].

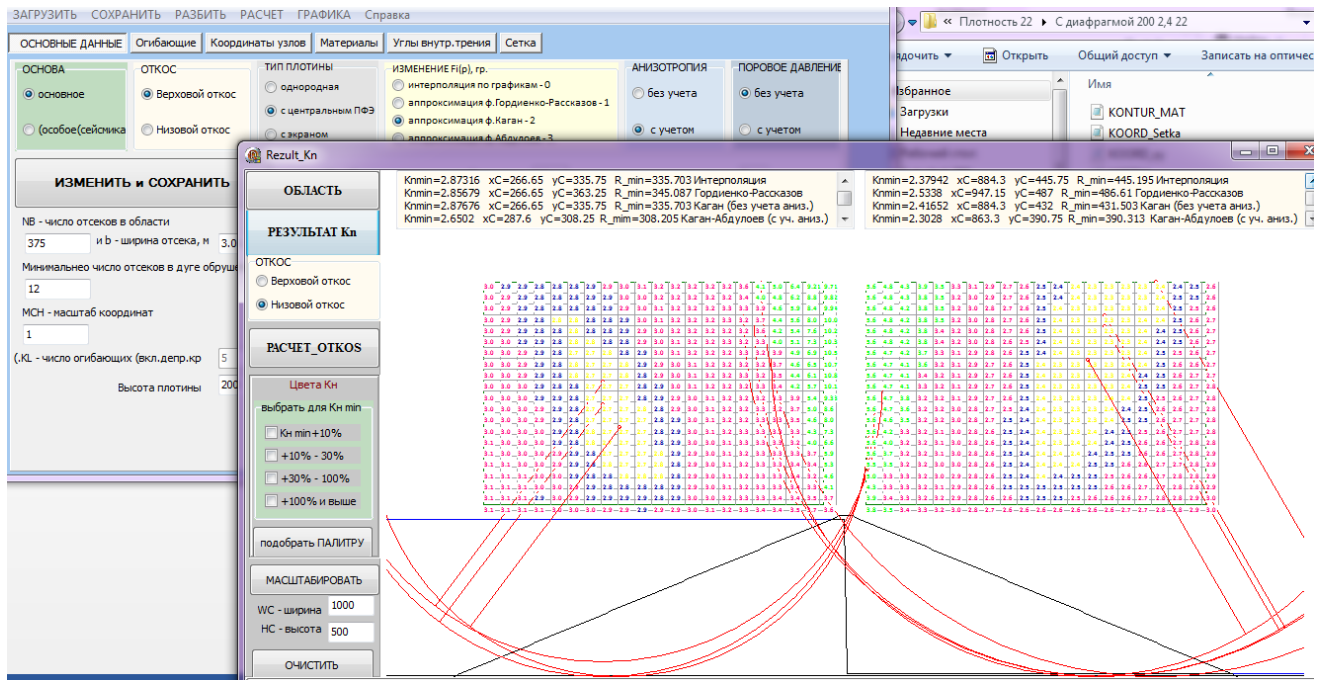


Рисунок 4.13 – Расчет устойчивости откосов плотины с учетом и без учета прочностной анизотропии для плотины 200-м высоты

Тестирование программы проводилось в ходе сопоставления полученных результатов с результатами расчетов по программе «ОТКОС - 386», разработанной и используемой в практике расчетов на кафедре Гидравлики и гидротехнического строительства НИУ МГСУ [6] более 35 лет (авторы Л.Н. Рассказов, А.С. Бестужева) была написана расчетная программа «ОТКОС - 386» [22].

Сравнение результатов изотропных расчетов устойчивости откосов по программе «ОТКОС-22» с программой «ОТКОС-386» показали достаточно точные результаты. Например, для плотины с центральным ядром высотой 150

метров по программе «ОТКОС-386» коэффициент устойчивости получено $K_n = 1,3$ для верхового откоса (рисунок 4.14) и получено $K_n = 1,31$ для низового откоса (рисунок 4.15). А по программе «ОТКОС-22» коэффициенты получены $K_n = 1,306$ для верхового откоса и $K_n = 1,322$ для низового откоса (рисунок 4.16).

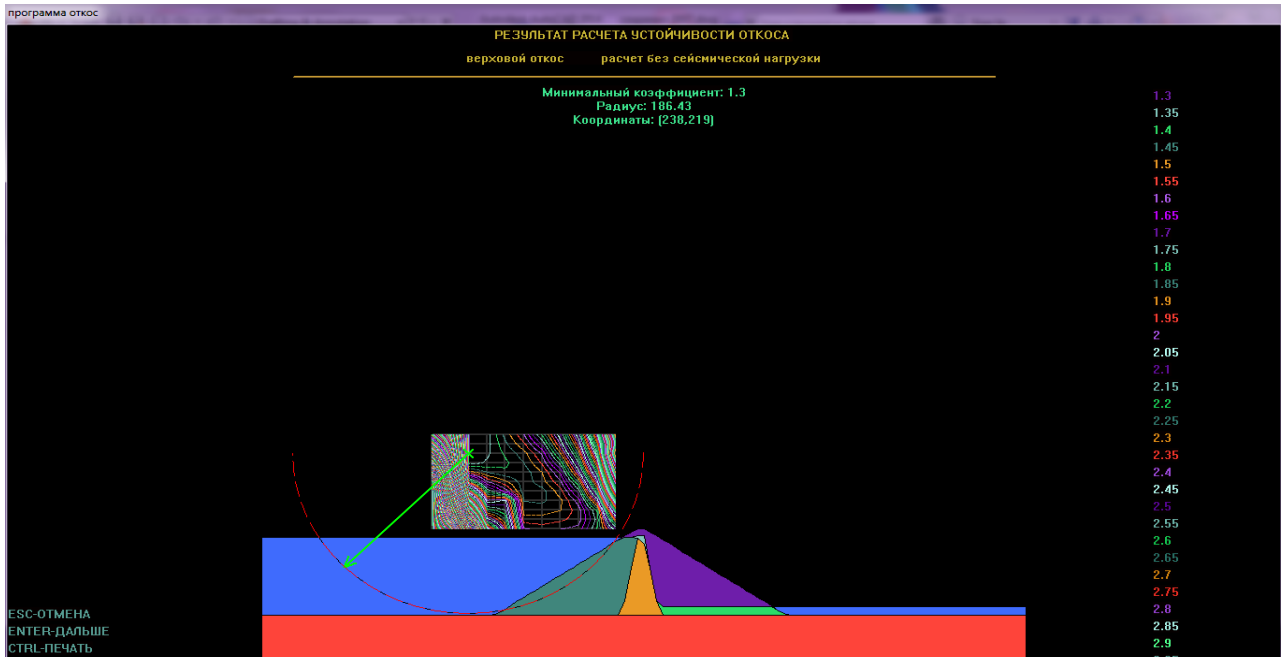


Рисунок 4.14 – Расчет устойчивости верхового откоса плотины с центральным ядром по программе «Otkos»

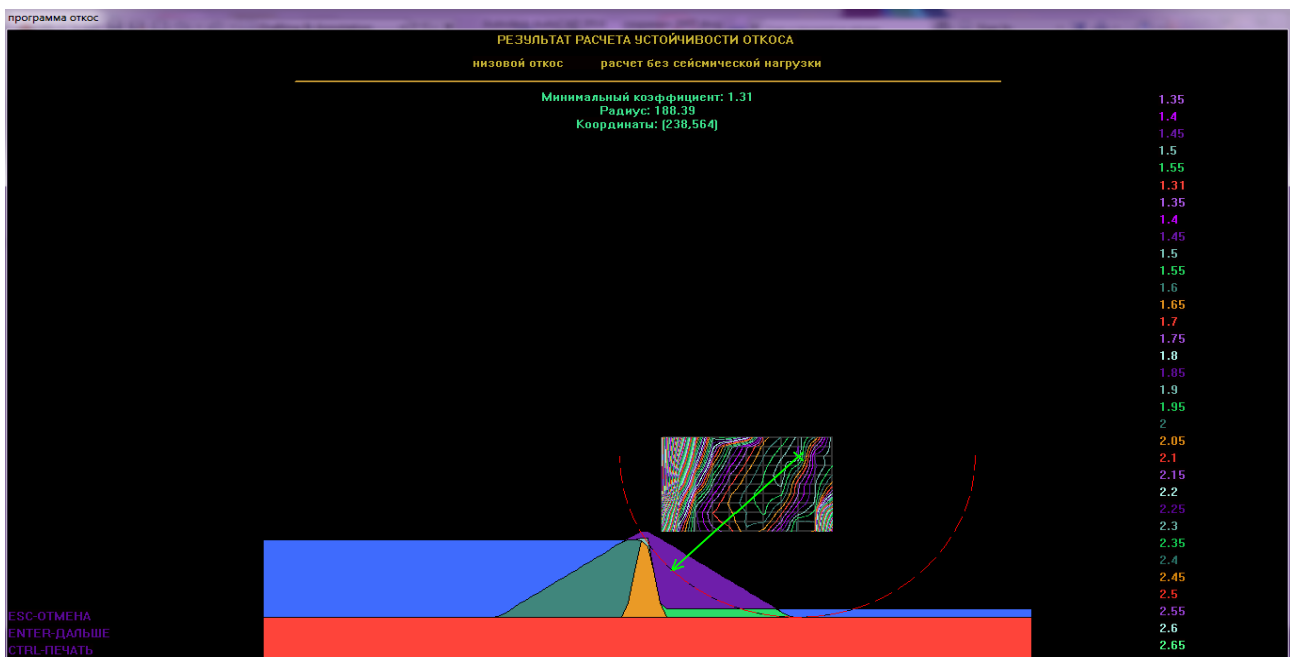


Рисунок 4.15 – Расчет устойчивости низового откоса плотины с центральным ядром по программе «Otkos»

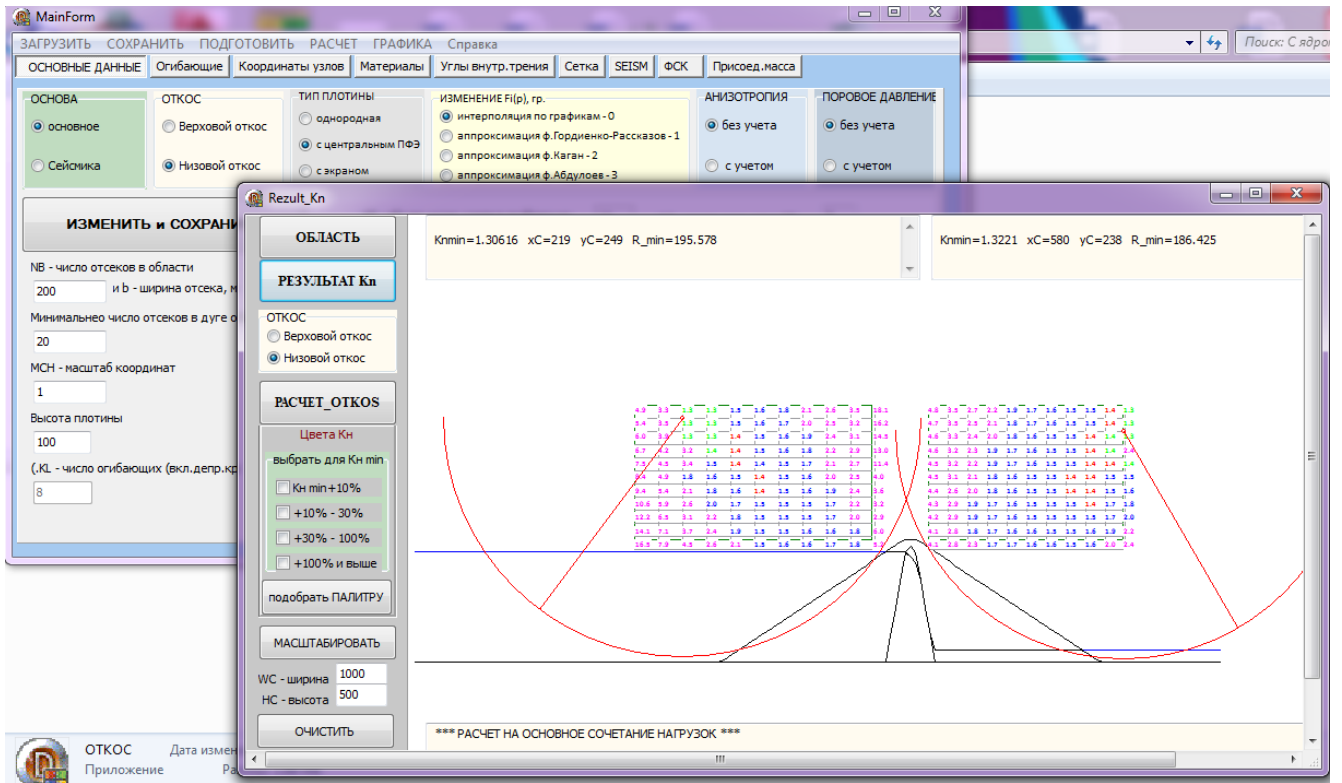


Рисунок 4.16 – Расчет устойчивости верхового и низового откосов плотины с центральным ядром по программе «ОТКОС-22»

Проведены серия расчетов устойчивости откосов грунтовых плотин из галечникового грунта разных типов, конструкции, высоты и плотности укладки с учетом прочностной анизотропии в программе «ОТКОС-22». По результатам этих расчетов, для учета прочностной анизотропии гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин из галечникового грунта были построены номограммы с корректирующими коэффициентами $K_{кор}^{ан}$.

Получено, что корректирующий коэффициент анизотропии $K_{кор}^{ан}$ зависит от высоты плотины и от плотности укладки грунта в теле плотины. С увеличением высоты и плотности укладки, влияние прочностной анизотропии увеличивается. Например, для плотины с экраном, высотой 100 м и плотностью укладки 22 кН/м³ корректирующий коэффициент анизотропии $K_{кор}^{ан}=0,937$, а при высоте плотины 300 м и плотностью укладки 22 кН/м³ корректирующий коэффициент анизотропии $K_{кор}^{ан}=0,896$ (рисунок 4.17). Аналогичные результаты получены для низового откоса плотины с экраном (рисунок 4.18). Номограммы для плотины с

центральным противофильтрационным элементом приведены на рисунке 4.19 – для верхового откоса и на рисунке 4.20 – для низового откоса [92, 1].

Плотина с экраном (для верхового откоса)

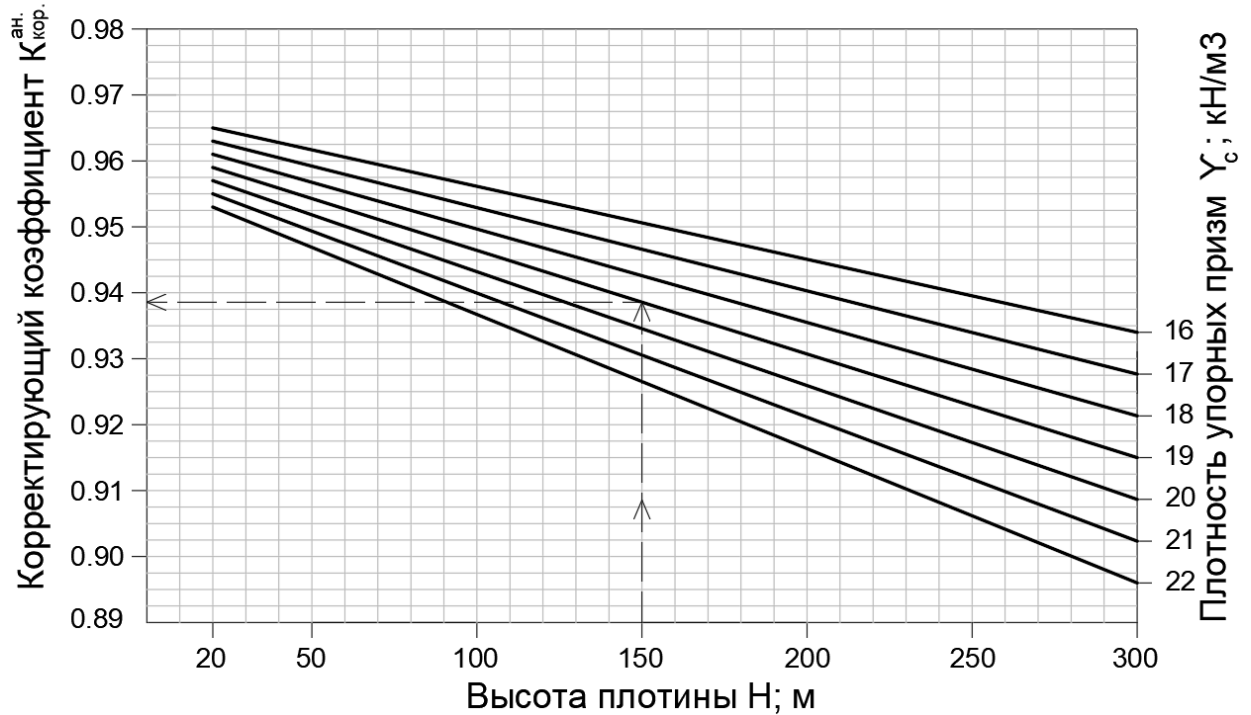


Рисунок 4.17 – $K_{кор.ан.}$ для учета прочностной анизотропии грунтовых плотин с экраном (для верхового откоса) [92]

Плотина с экраном (для низового откоса)

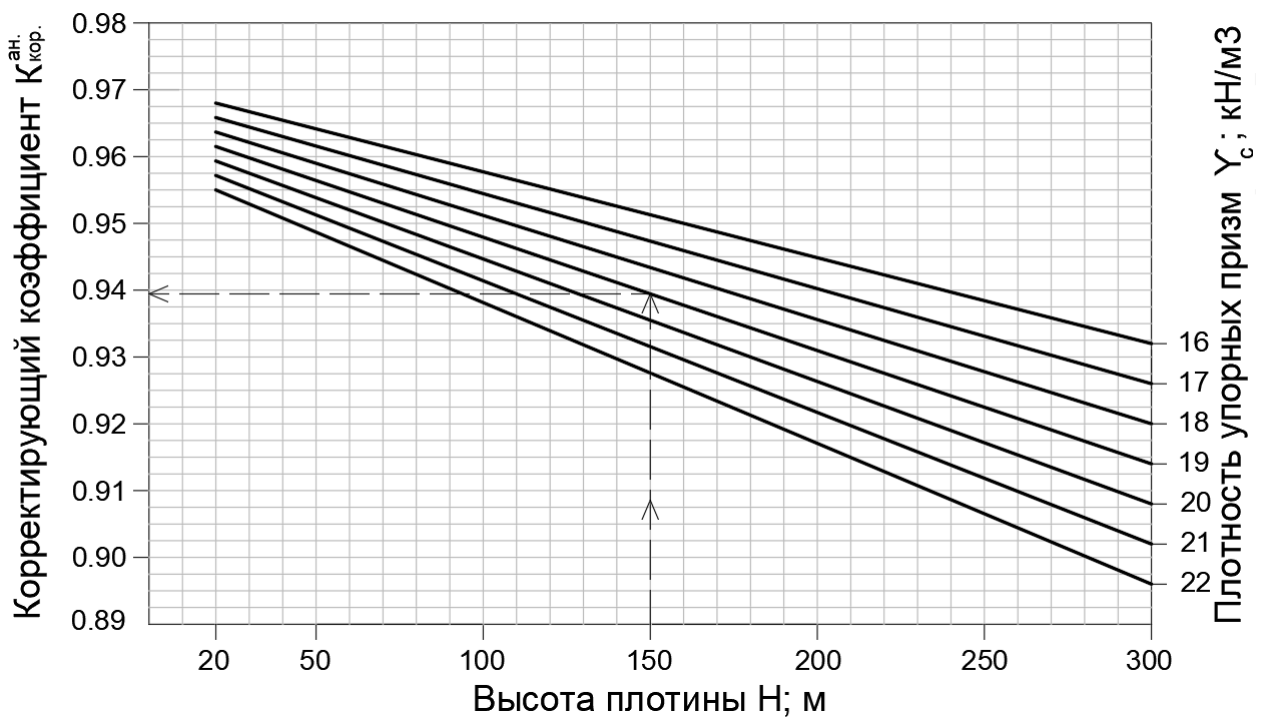


Рисунок 4.18 – $K_{кор.ан.}$ для учета прочностной анизотропии грунтовых плотин с экраном (для низового откоса) [92]

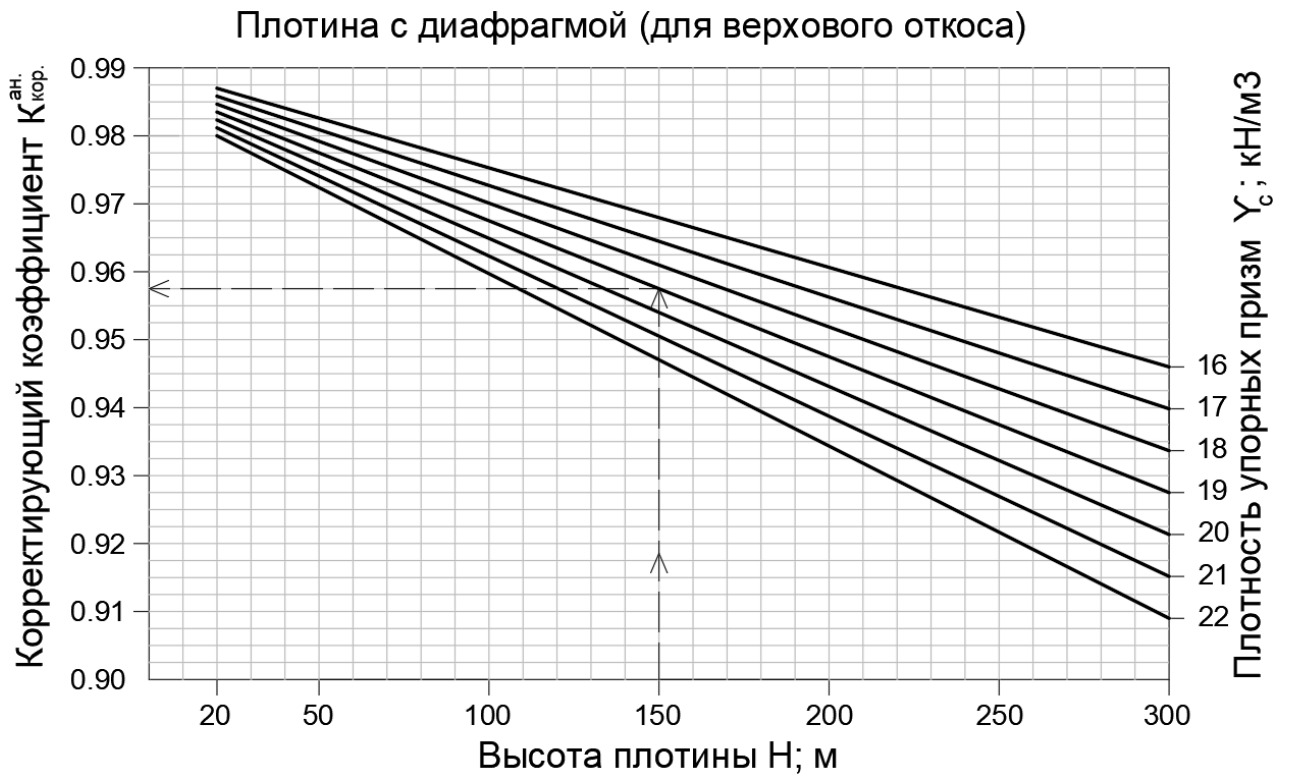


Рисунок 4.19 – $K_{кор}^{ан.}$ для учета прочностной анизотропии грунтовых плотин с центральным противофильтрационным элементом (для верхового откоса) [92]

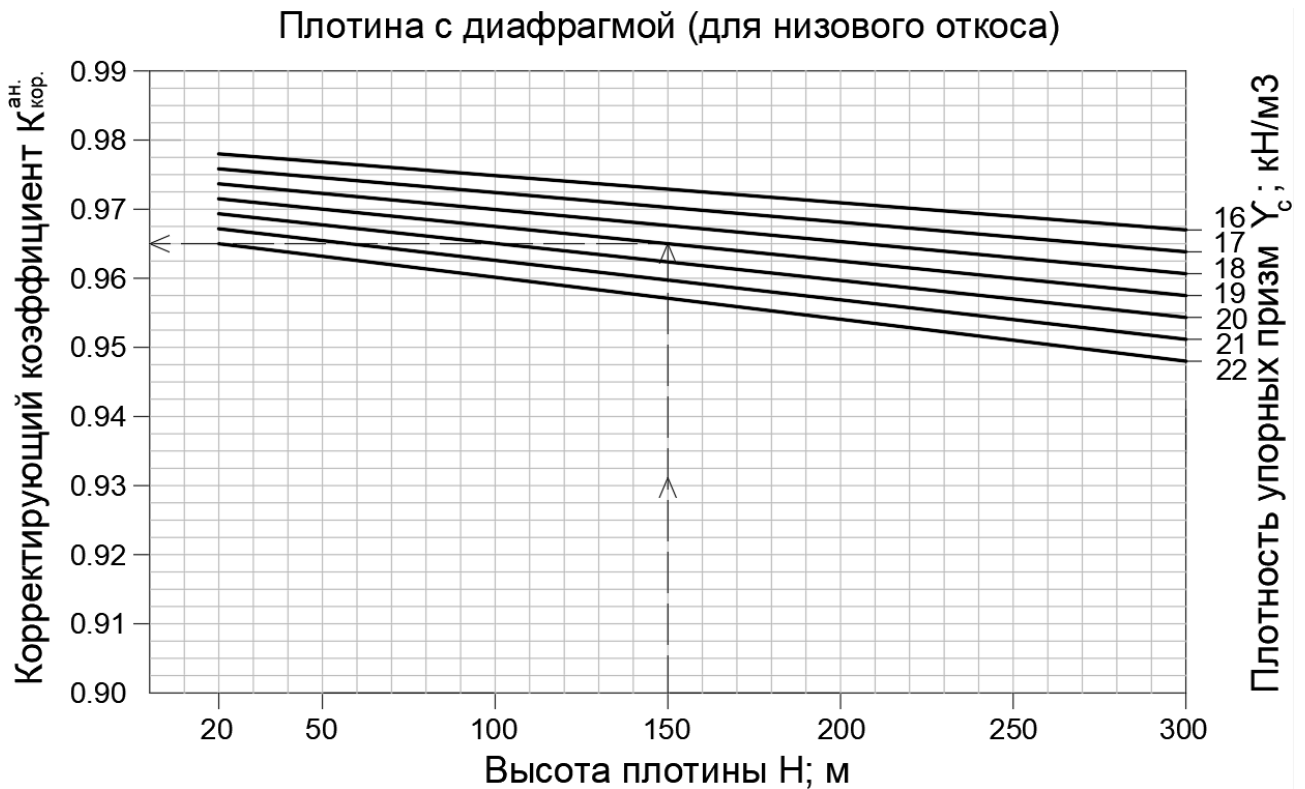


Рисунок 4.20 – $K_{кор}^{ан.}$ для учета прочностной анизотропии грунтовых плотин с центральным противофильтрационным элементом (для низового откоса) [92]

Для учета прочностной анизотропии гравийно-галечникового грунта в зависимости от типа, высоты и плотности укладки грунта, можно воспользоваться формулой:

$$K_n^{\text{ан}} = K_{\text{кор}}^{\text{ан}} \cdot K_n \quad (4.12)$$

где:

$K_n^{\text{ан}}$ - коэффициент устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом анизотропии;

$K_{\text{кор}}^{\text{ан}}$ – корректирующий коэффициент для учета прочностной анизотропии в расчетах устойчивости откосов с учетом анизотропии;

K_n - коэффициент устойчивости откосов грунтовых плотин без учета анизотропии.

Согласно полученным номограммам, влияние прочностной анизотропии проявляется в снижении коэффициентов запаса устойчивости от 3% до 11% в зависимости от типа, высоты и плотности укладки грунта тело плотины [6]. Следовательно, при проектировании грунтовых плотин, необходимо вести расчеты устойчивости откосов с учетом прочностных анизотропных свойств грунтов.

4.4 Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом прочностной анизотропии при особом сочетании нагрузок

Поскольку высокие и сверхвысокие каменно-земляные плотины возводятся в зонах высокой сейсмичности, то необходимо проводить расчеты устойчивости откосов с учетом сейсмических сил. Для выявления дополнительного влияния анизотропных механических свойств галечника на устойчивость откосов грунтовых плотин необходимо проводить следующие расчеты:

- без учета анизотропии на основное сочетание нагрузок;
- с учетом анизотропии на основное сочетание нагрузок;
- без учета анизотропии на особое сочетание нагрузок;
- с учетом анизотропии на особое сочетание нагрузок;

Расчеты проводим для грунтовой плотины из гравийно-галечникового грунта с диафрагмой высотой $H=200$ м. Результаты расчетов показаны на рисунках 4.21 - 4.24 и приведены в Таблице 4.1.

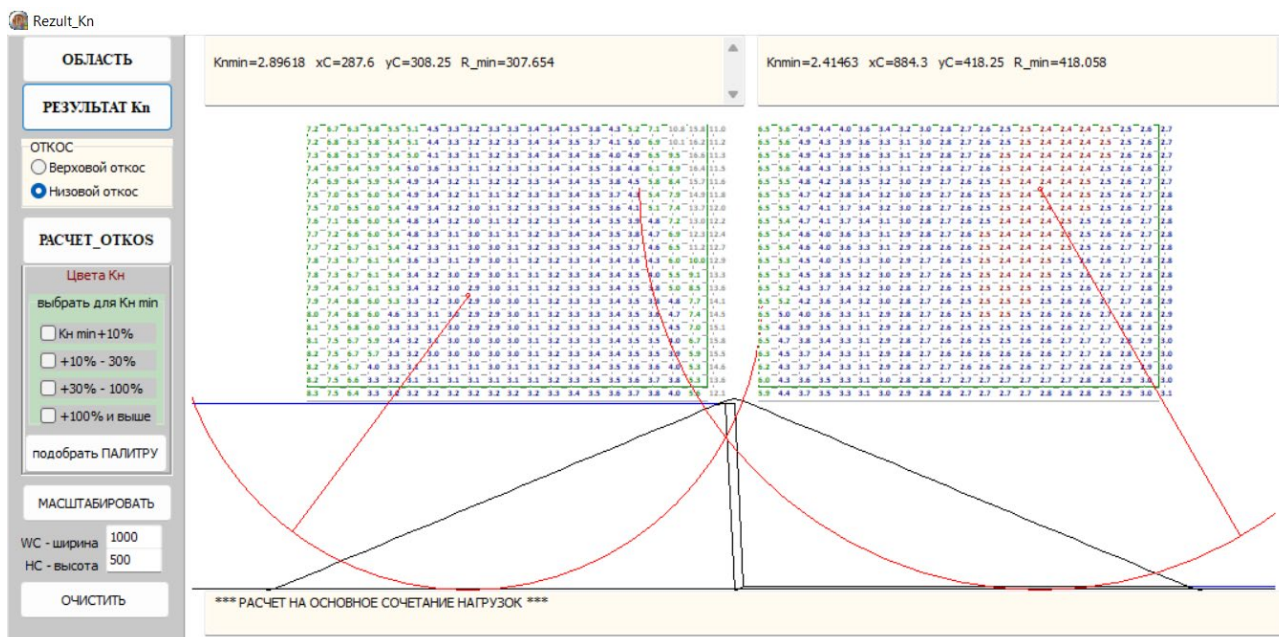


Рисунок 4.21 – Расчет устойчивости откосов на основном сочетании нагрузок без учета анизотропии

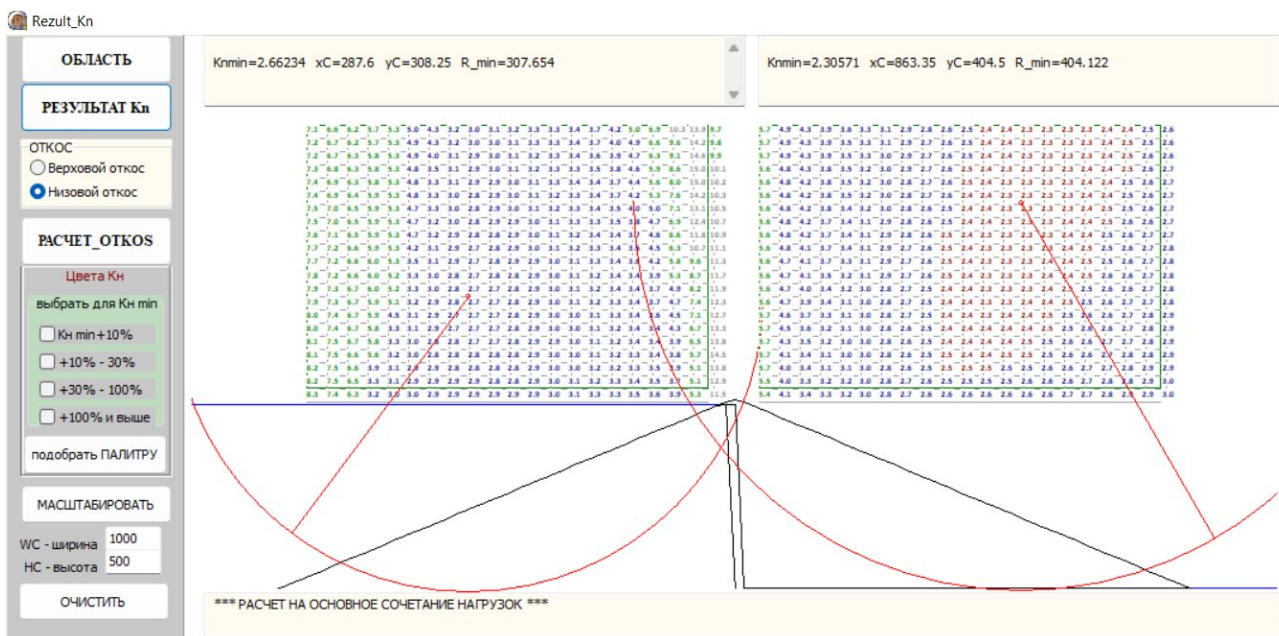


Рисунок 4.22 – Расчет устойчивости откосов на основном сочетании нагрузок с учетом анизотропии

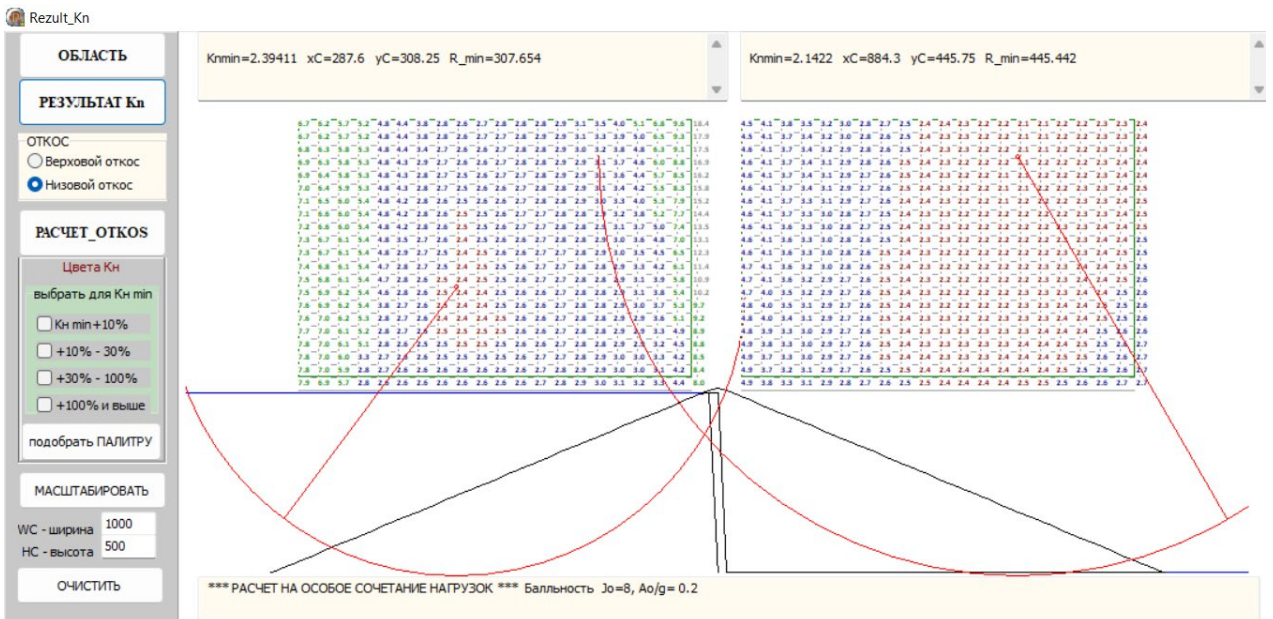


Рисунок 4.23 – Расчет устойчивости откосов на особое сочетание нагрузок без учета анизотропии

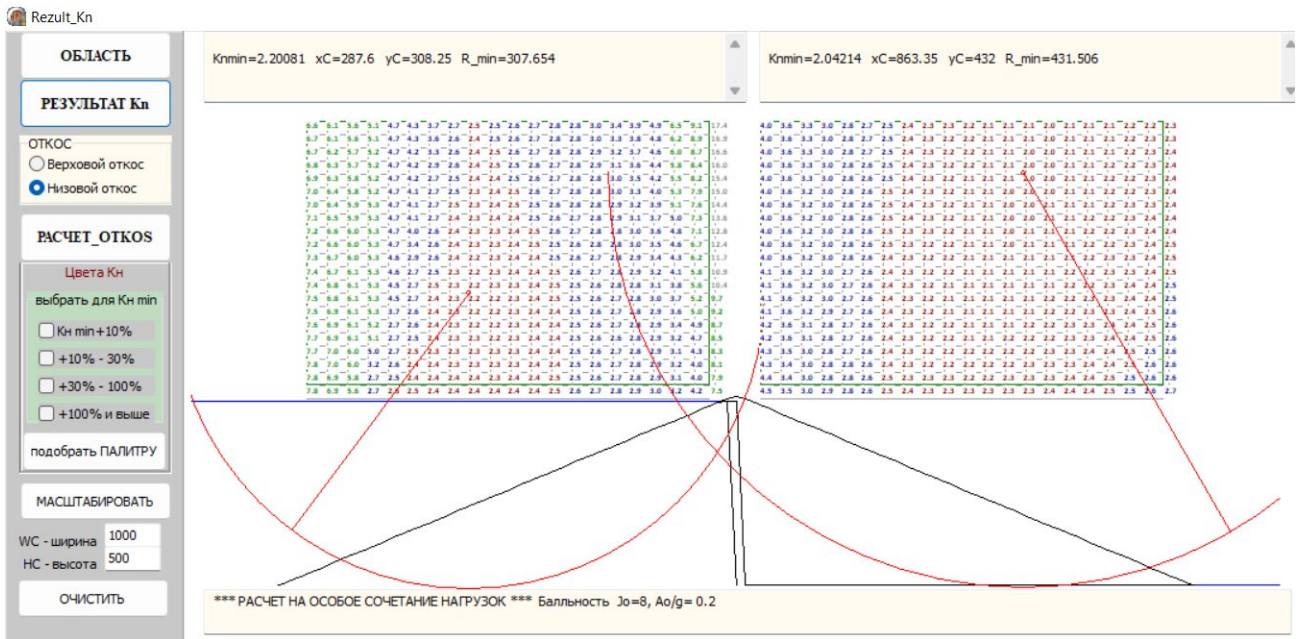


Рисунок 4.24 – Расчет устойчивости откосов на особое сочетание нагрузок с учетом анизотропии

Из таблицы 4.1 видно, что при основном сочетании нагрузок для верхового откоса коэффициент устойчивости $K_n=2,896$ без учета анизотропии и $K_{an}=2,662$ с учетом анизотропии, где влияние анизотропии составляет 8,1%. А для низового откоса $K_n=2,415$ без учета анизотропии и $K_{an}=2,306$ с учетом анизотропии, а влияние анизотропии составляет 4,5%.

Таблица 4.1. Результаты расчетов на основное и особое сочетание нагрузок с учетом и без учета анизотропии

Способ расчета	Основное сочетание нагрузок		Особое сочетание нагрузок	
	Верховой откос	Низовой откос	Верховой откос	Низовой откос
Без учета анизотропии	2,896	2,415	2,394	2,142
С учетом анизотропии	2,662	2,306	2,201	2,042
Влияние анизотропии	8,1%	4,5%	8,1%	4,6

В расчетах устойчивости откосов на особое сочетание нагрузок наблюдается аналогичная картина что и в расчетах без учета анизотропных свойств. С учетом анизотропии устойчивость верхового откоса снижается на 8,1% и устойчивость низового откоса снижается на 4,6%. Следовательно, можно сделать вывод, что анизотропные прочностные свойства галечниковых грунтов на устойчивость откосов грунтовых плотин, как при основном, так и при особом сочетании нагрузок оказывает одинаковое влияние.

Выводы по 4 главе

1. Разработана методика расчета устойчивости откосов каменных и каменно-земляных плотин с учетом прочностной анизотропии грунтов в зависимости от напряженно-деформированного состояния плотины, реализованной в программном комплексе «ОТКОС-22».
2. Получены зависимости, позволяющие описать изменение прочностных свойств гравийно-галечникового грунта, послойно уложенного в тело грунтовой плотины, в зависимости от его напряженно-деформированного состояния на площадке сдвига в диапазоне плотности $16 \div 22$ кН/м³ в виде функции $\varphi = f(\varphi_{\parallel}; \varphi_{\perp}; \gamma; \alpha)$.

3. По результатам расчетов выявлено, что корректирующий коэффициент на учет анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в расчетах устойчивости откосов $k_{ан}$ зависит от типа плотины (с экраном, с диафрагмой, с ядром), высоты и плотности укладки грунта в упорные призмы плотины. Согласно, полученным номограммам, значения корректирующего коэффициента изменяются в диапазоне 0,89 – 0,97, что дает снижение коэффициентов запаса устойчивости откосов на 3-11%.
4. Следует отметить, что данные поправочные коэффициенты получены путем обработки результатов трехосных испытаний речного галечника. Для грунтов с более ярко выраженными анизотропными прочностными характеристиками влияние анизотропии на коэффициент надежности откосов K_n может быть больше.
5. Анизотропные прочностные свойства галечниковых грунтов на устойчивость откосов грунтовых плотин, как при основном, так и при особом сочетании нагрузок оказывают одинаковое влияние.

ГЛАВА 5 СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДАННЫХ С НАТУРНЫМИ ПРИ ЧИСЛЕННОМ ИССЛЕДОВАНИИ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ С УЧЕТОМ ДЕФОРМАЦИОННОЙ АНИЗОТРОПИИ ГАЛЕЧНИКОВЫХ ГРУНТОВ

5.1 Методика расчета

В грунтовых плотинах различие деформационных и прочностных характеристик грунта по направлениям слоистости ведет к перераспределению напряжений, учет этого фактора в расчетах напряженно-деформированного состояния плотины и устойчивости откосов позволяет повысить надежность обоснования их конструкций [6].

В рамках диссертационной работы была поставлена задача показать влияния анизотропных механических свойств упорных призм грунтовых плотин из гравийно-галечникового грунта на расчетные величины осадок, смещений и коэффициент трещинообразования ядра. Учет анизотропии в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин основывается на экспериментальных исследованиях анизотропии деформационных и прочностных свойств грунтов [6].

Поскольку имеются результаты натуральных наблюдений за строительными осадками Нурекской плотины в годы ее строительства, полученные по датчикам, расположенным в галереях первого и второго яруса плотины, в центральном ядре за строительный период с 1975 по 1979 года, то для сопоставления расчетных значений с натурными данными, расчеты напряженно-деформированного состояния проводим для Нурекской плотины. Расчеты проводим программном комплексе Plaxis в плоской постановке с учетом характерных этапов строительства и наполнения. При численном исследовании сопоставлены грунтовые модели, применяемые в расчетах: модель Кулона-Мора (МК), модель «трещиноватой скалы» (JR) для изотропных грунтов и модель JR для анизотропных грунтов.

Модель трещиноватой скальной породы (Модель JR)

Модель JR представляет собой анизотропную упругоидеальнопластическую модель, для моделирования поведения трещиноватых слоистых грунтов (рисунок 5.1). С помощью данной модели характеристики трансверсально-изотропного материала задаются с помощью пяти параметров и одного направления. Предполагается, что вдоль направления слоистости напряжения сдвига ограничены в соответствии с Критерием Кулона и при достижении максимального напряжения сдвига в одном из таких направлений, возникает скольжение, причем в каждой из направлений свое значение сопротивления сдвигу [26, 79].



Рисунок 5.1 – Визуализация концепции модели трещиноватой породы

При моделировании анизотропии можно провести различие между анизотропией упругих свойств и пластической анизотропией. Пластическая анизотропия может быть сопряжена с использованием разных значений прочности в различных направлениях.

Модель грунта Мора-Кулона

Модель грунта Мора-Кулона является наиболее распространенной моделью грунта. Модель Мора-Кола – это простая линейно-упругопластическая модель грунта. Линейно-упругая часть модели грунта основана на изотропной упругости закона Гука, а пластическая часть основана на критерии разрушения Мора-Кулона в форме пластичности.

Поскольку анизотропные механические и деформационные характеристики гравийно-галечниковых грунтов меняются в зависимости от уровня действующих напряжений, то плотину условно разделяем на разные зоны, где применяются

соответствующие значения физико-механических характеристик, приведенные в Таблице 5.1. Этапы строительства показаны на рисунке 5.2.

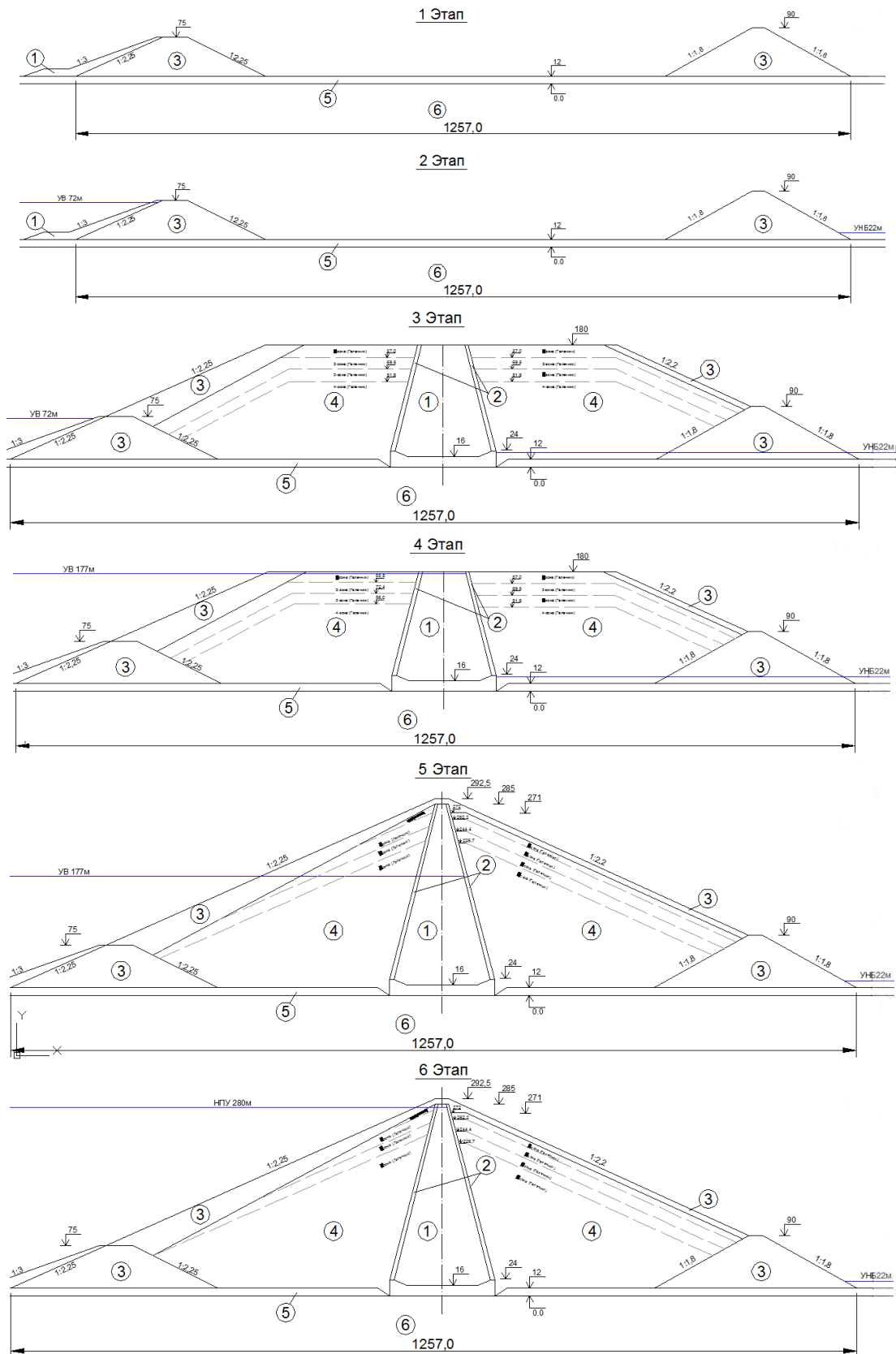


Рисунок 5.2 – Этапы строительства Нурекской плотины

Таблица 5.1. Физико-механические свойства грунтов тело плотины

№ зон	Грунтовый материал	ρ_d т/м ³	ρ_n т/м ³	N	$E_{ }$; МПа	E_{\perp} ; Мпа	M	G _x ; Мпа	G _y ; Мпа	$\varphi_{ }$; град.	φ_{\perp} ; град.	C; МПа	Угол дил.	K _ф см/с
1	Ядро (Суглинок)	2.17	2.36	0.19	40	40	0.36	14.7	14.7	31	31	0,03	1	A*10 ⁻⁶
2	Переходные зоны (Песчано-гравийный грунт)	1.99	2.21	0.22	55	55	0.32	20.8	20.8	36	36	0	6	3*10 ⁻²
3	Горная масса	2.0	2.3	0.3	60	60	0.28	23.4	23.4	42	42	0	12	0,50
4	Галечник	1-Зона $\sigma_x=0,2$ МПа; 2-Зона $\sigma_x=0,4$ МПа; 3-Зона $\sigma_x=0,6$ МПа; 4-Зона $\sigma_x=0,8$ МПа												
	1-Зона	2.25	2.45	0.2	131	99	0.27	51.6	39.0	48.6	51.3	0	20	0,10
	2-Зона	2.25	2.45	0.2	160	124	0.27	63.0	48.8	47.2	49.9	0	20	0,10
	3-Зона	2.25	2.45	0.2	184	147	0.27	72.4	57.9	45.8	48.5	0	20	0,10
	4-Зона	2.25	2.45	0.2	250	202	0.27	98.4	79.5	44.5	47.2	0	20	0,10
5	Аллюв. отложения	2.12	2.31	0.19	80	80	0.27	31.5	31.5	39	39	0	9	0,10
6	Основание	2.35	2.65	0.03	2000	2000	0.25	800.0	800.0	40	40	0.1	10	0,0017

5.2 Результаты расчетов напряженно-деформированного состояния плотины в программном комплексе Plaxis

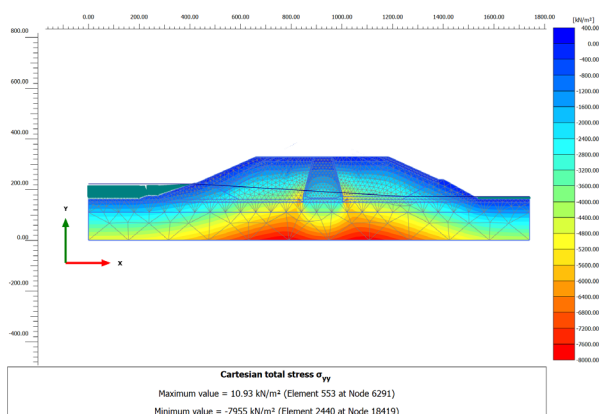
Расчеты ведем для всех 6-ти этапов, показанных на рисунке 5.2 по модели Кулон-Мора, по модели трещиноватой скалы JR (изотропный расчет) и по модели трещиноватой скалы JR (анизотропный расчет). Ниже приведены полученные результаты напряжений, осадок и смещений для каждого этапа строительства плотины.

Результаты расчетов по модели Кулон-Мора

На 3-ом этапе строительства плотины до отметки 180 м без учета гидростатического давления максимальные напряжения возникают на основании плотины у бетонной пробки на верховой и низовой призме плотины, где хорошо виден эффект зависания ядра на упорных призмах (рисунок 5.3а). Величина максимального вертикального напряжения составляет $\sigma_y=5400$ кН/м² и максимальное горизонтальное напряжение $\sigma_x=2500$ кН/м². Максимальные осадки наблюдаются на гребне ядра плотины и составляют $U_y=3,813$ м, а максимальные

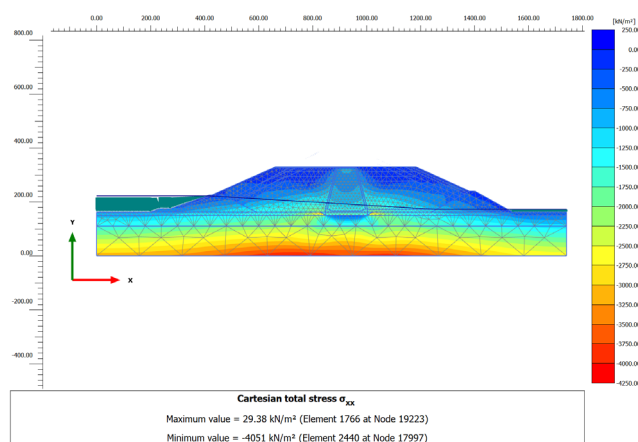
смещения на верховой призме у гребня ядра плотины составили $U_x=0,907$ м (рисунок 5.3).

а)



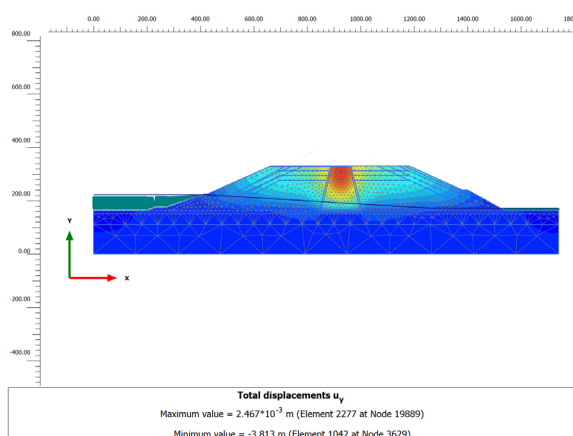
Вертикальные напряжения σ_y

б)



Горизонтальные напряжения σ_x

в)



г)

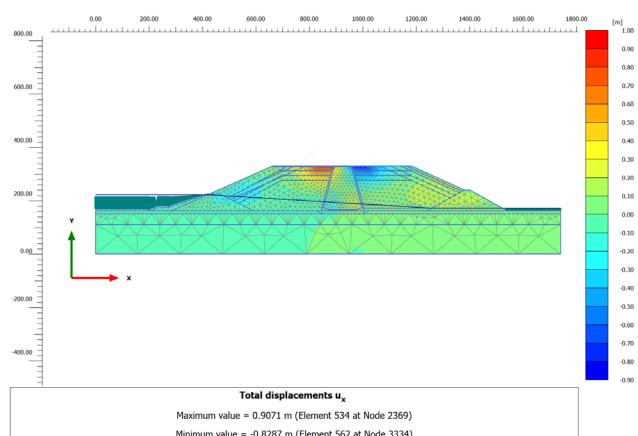


Рисунок 5.3 – НДС плотины на 3-этапе строительства (Кулон-Мора). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

На 4-ом этапе строительства плотины до отметки 180 м с добавлением гидростатического распределение напряжений имеет несимметричный характер и большее концентрация напряжений наблюдается у основания верховой призмы (рисунок 5.4). Максимальное вертикальное напряжение получено $\sigma_y=5600$ кН/м² и максимальное горизонтальное напряжение $\sigma_x=3250$ кН/м². Максимальные осадки также наблюдаются на гребне ядра плотины и составляют $U_y=2,883$ м, а

максимальные смещения на верховой призме у гребня ядра плотины составили $U_x=1,093$ м.

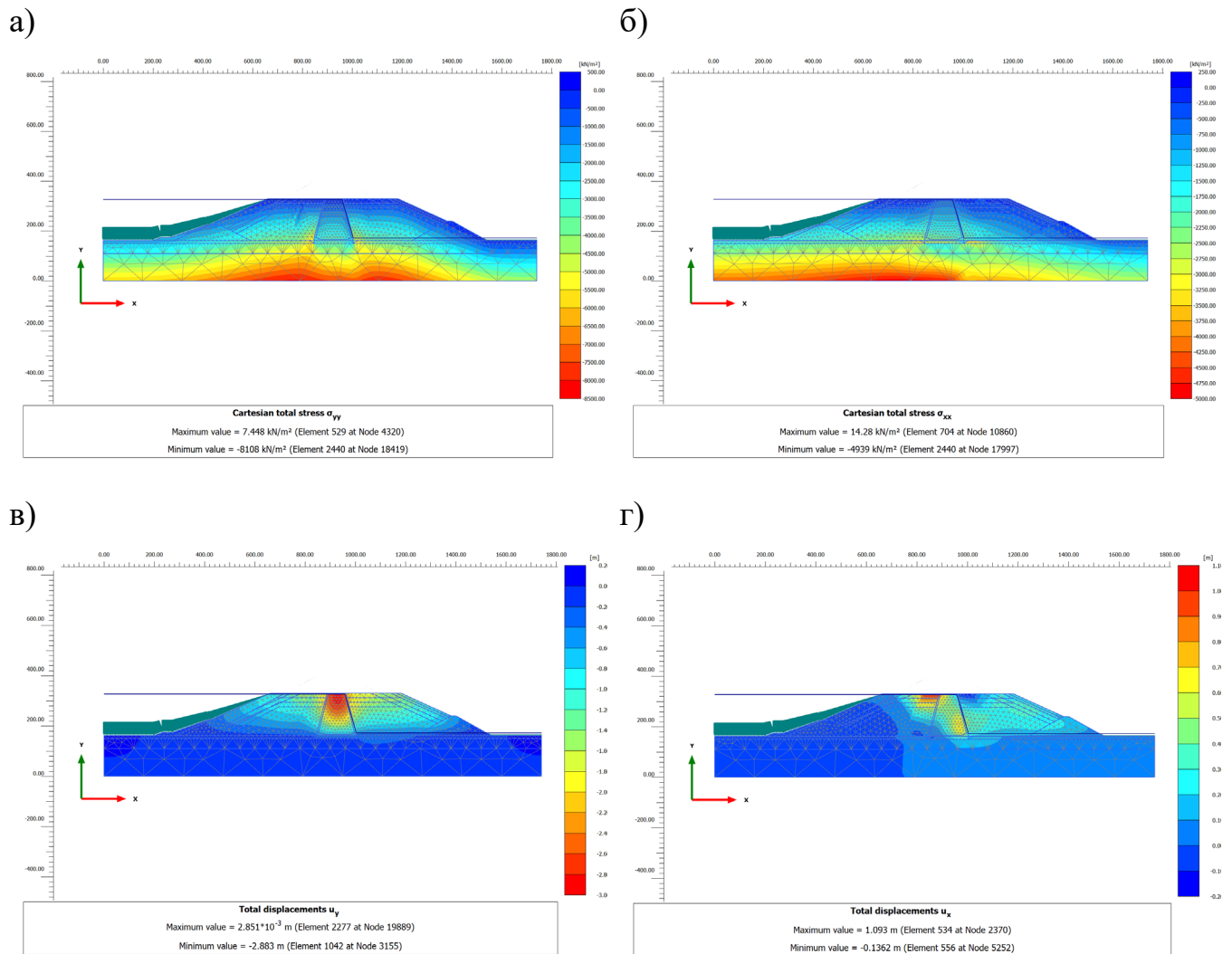


Рисунок 5.4 – НДС плотины на 4-этапе строительства (Кулон-Мора). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

На 5-ом этапе строительства рассматриваем плотину полного профиля с уровнем воды до отметки 177 м. На этом этапе характер распределения напряжений осадок и смещений похож на 3-й этап (рисунок 5.5) и максимальное вертикальное напряжение получено на основании плотины у бетонной пробки $\sigma_y=7350$ кН/м², а максимальное горизонтальное напряжение $\sigma_x=3800$ кН/м². Максимальные осадки на гребне ядра плотины составляют $U_y=3145$ м, а максимальные смещения получены верховом откосе у гребня и на низовой призме на высоте 1/3 плотины и составили $U_x=0,487$ м.

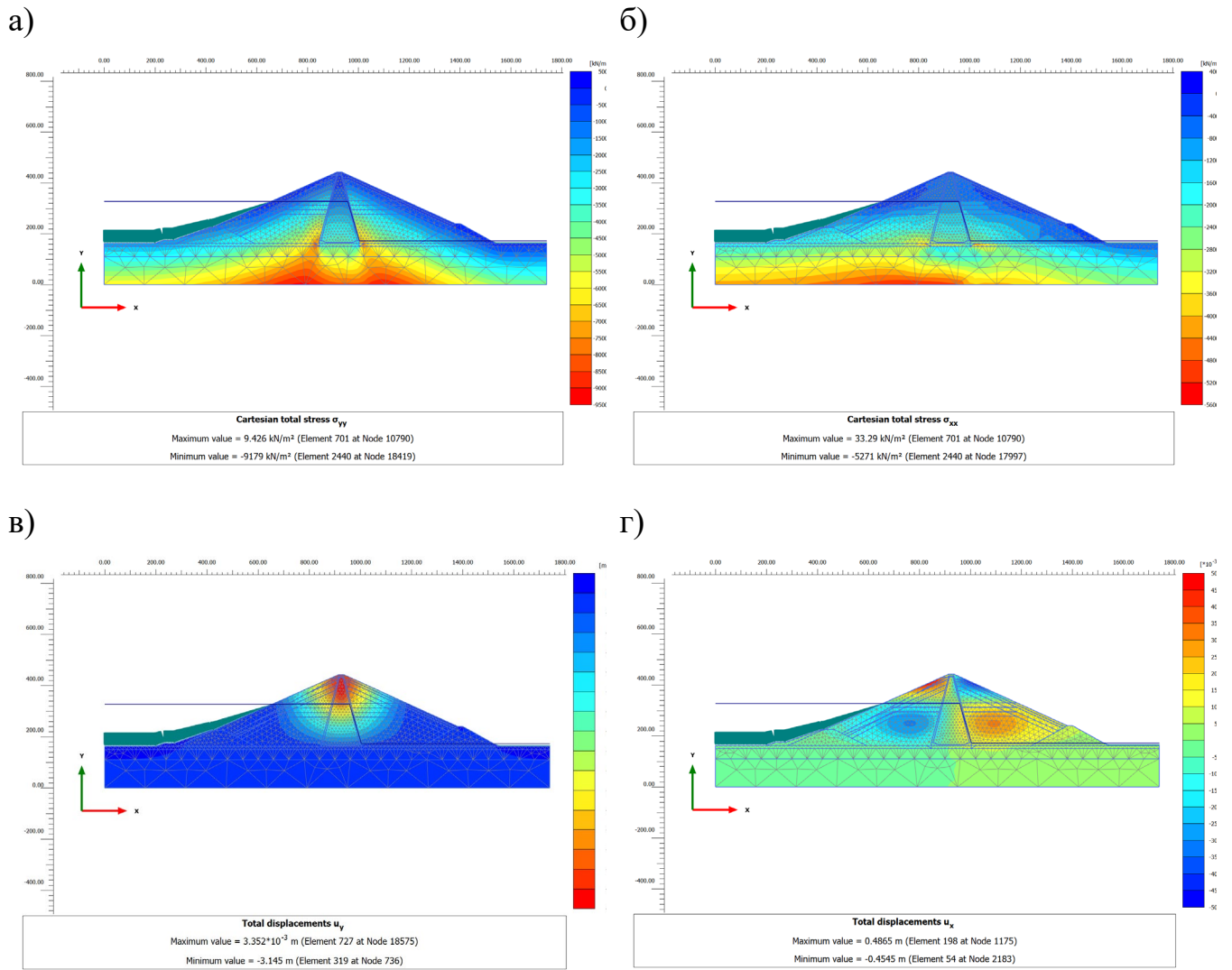


Рисунок 5.5 – НДС плотины на 5-этапе строительства (Кулон-Мора). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

А на 6-ом этапе строительства рассматриваем плотину полного профиля с уровнем воды до отметки НПУ 280 м. Для этого этапа максимальное вертикальное напряжение получено на основании плотины у бетонной пробки на верховой призме и равняется $\sigma_y=7500$ кН/м², а максимальное горизонтальное напряжение получено на низовой упорной призме у бетонной пробки $\sigma_x=4800$ кН/м². Максимальные осадки на гребне ядра плотины составляют $U_y=3,101$ м, а максимальные смещения получены на верховом откосе у гребня и на ядре плотины на высоте 1/3Н и составили $U_x=1,299$ м (рисунок 5.6).

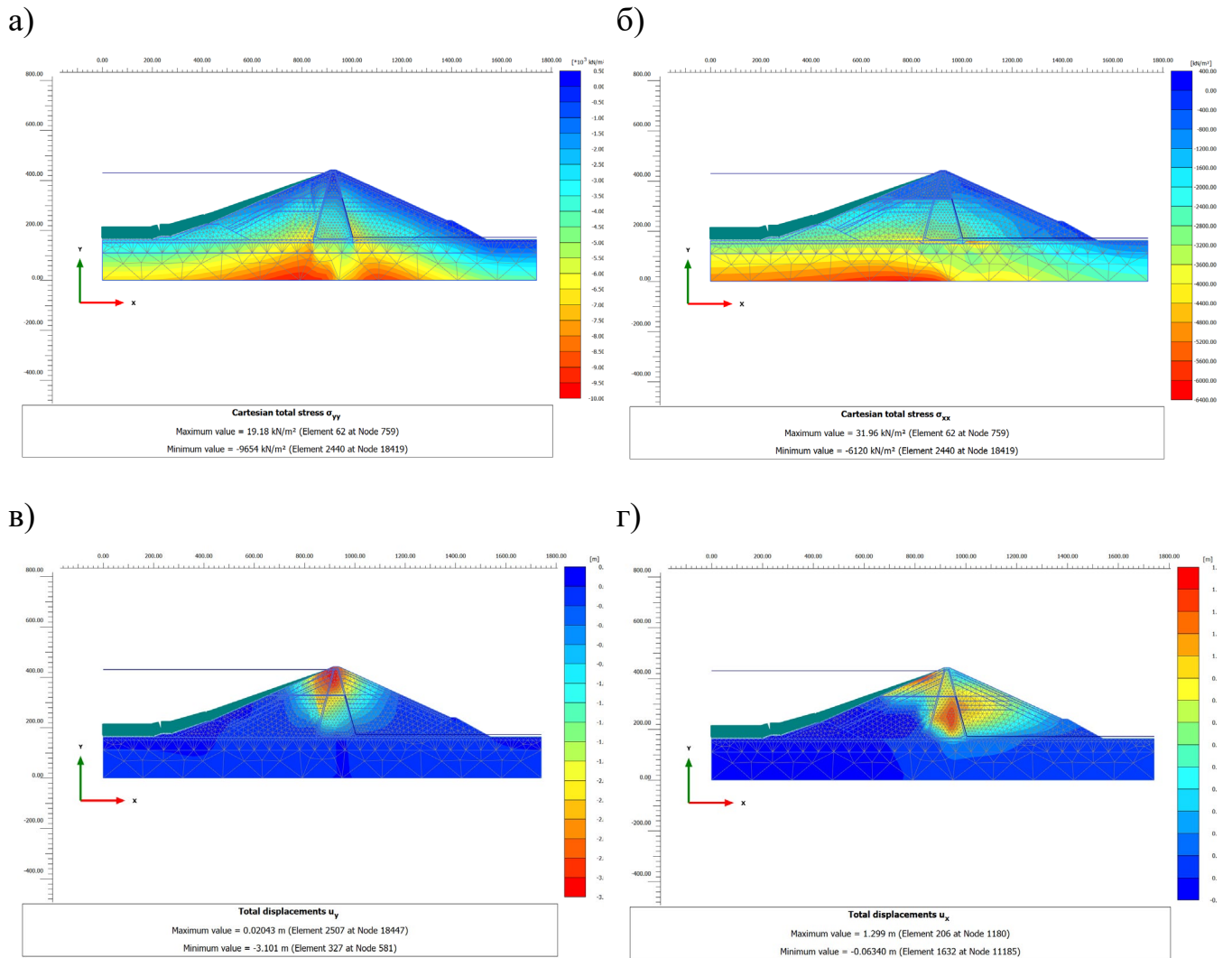


Рисунок 5.6 – НДС плотины на 6-этапе строительства (Кулон-Мора). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

Результаты расчетов по модели трещиноватой скалы JR (изотропный расчет)

Результаты напряженно-деформированного состояния плотины по модели трещиноватой скалы JR для изотропного расчета схожи с результатами, полученными по модели Кулона-Мора. При сравнении этих методов, для всех этапов наблюдается одинаковый характер распределения и величины главных напряжений. Например, для 3-го этапа по модели JR максимальное вертикальное напряжение $\sigma_y=5500$ кН/м² (рисунок 5.7), а по модели Кулона-Мора максимальное вертикальное напряжение получено $\sigma_y=5400$ кН/м².

Максимальные осадки по этим моделям наблюдаются на гребне ядра плотины и составляют $U_y=3,813$ м по модели Кулона-Мора и $U_y=3,800$ м по модели трещиноватой скалы JR. Максимальные смещения на верховой призме у гребня ядра плотины составили $U_x=0,907$ м по модели Кулона-Мора и $U_x=0,677$ м (рисунок 5.7).

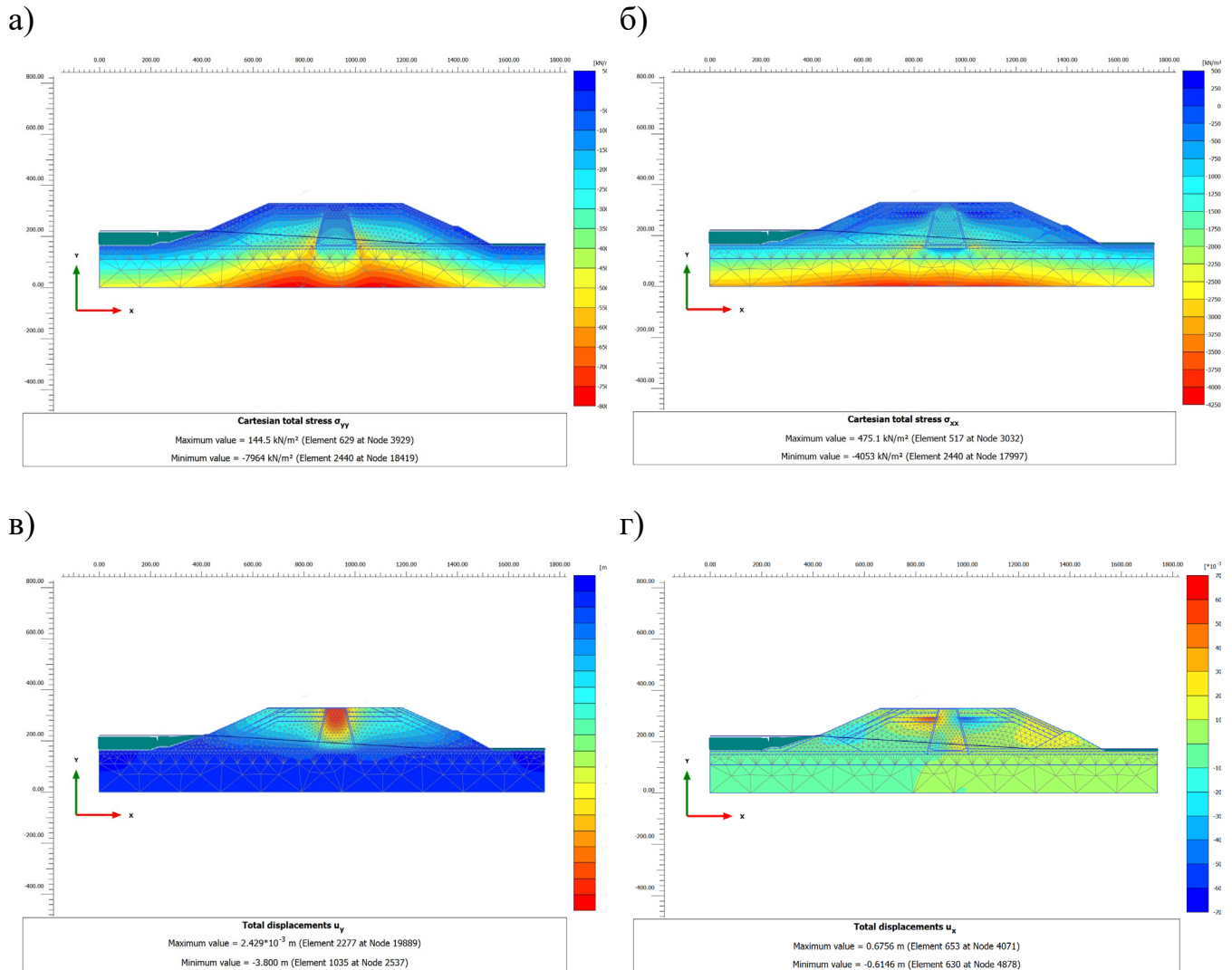


Рисунок 5.7 – НДС плотины на 3-этапе строительства (JR изотропный расчет). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

На 4-ом этапе строительства плотины до отметки 180 м с учетом гидростатического давления, наибольшая концентрация вертикальных напряжений наблюдается на основании плотины у бетонной пробки на верховой и низовой призме плотины (рисунок 5.8). Максимальное вертикальное напряжение

получено $\sigma_y=5700$ кН/м² и максимальное горизонтальное напряжение $\sigma_x=3300$ кН/м². Максимальные осадки также наблюдаются на гребне ядра плотины и составляют $U_y=2,996$ м, а максимальные смещения на верховой призме у гребня ядра плотины составили $U_x=0,694$ м.

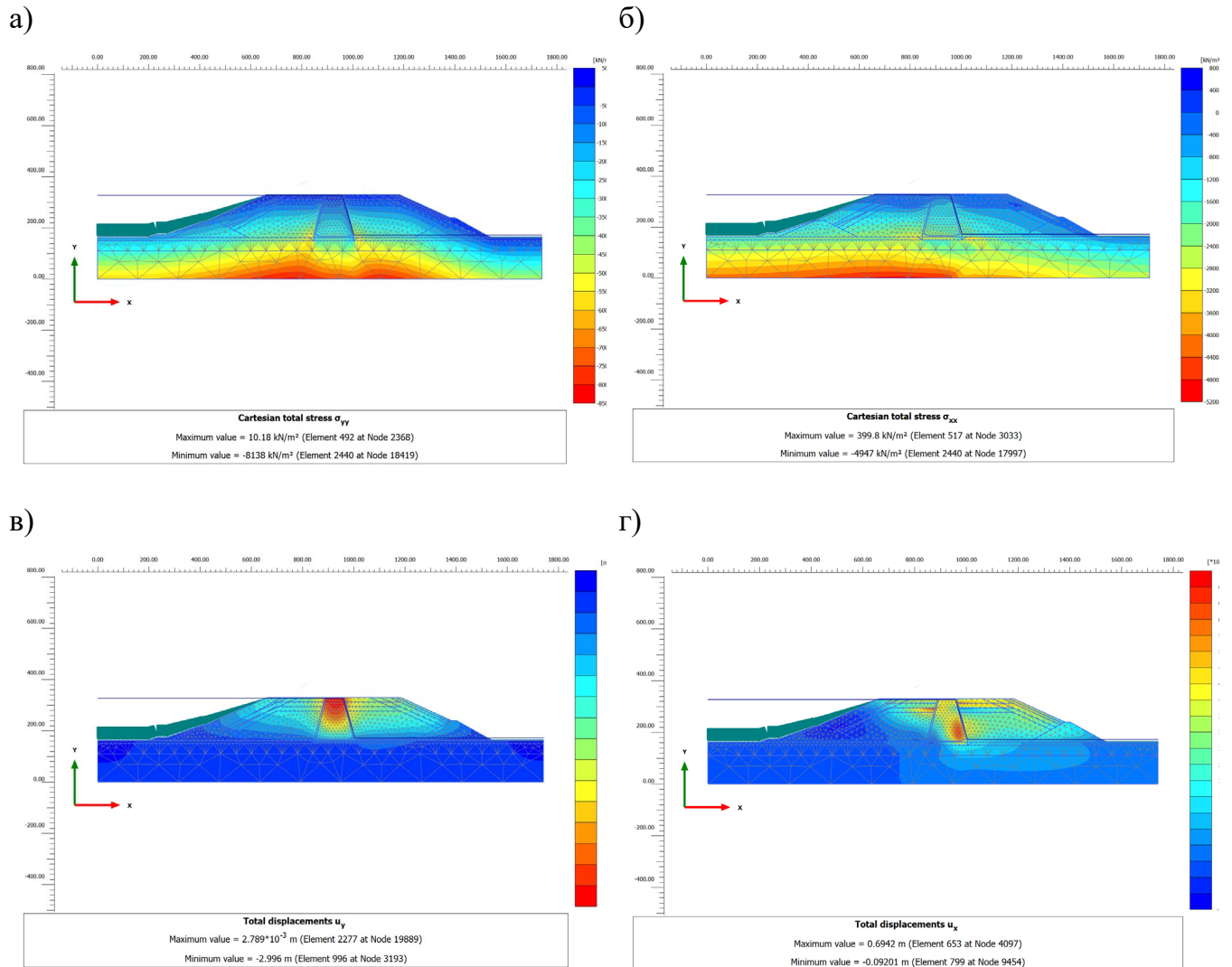
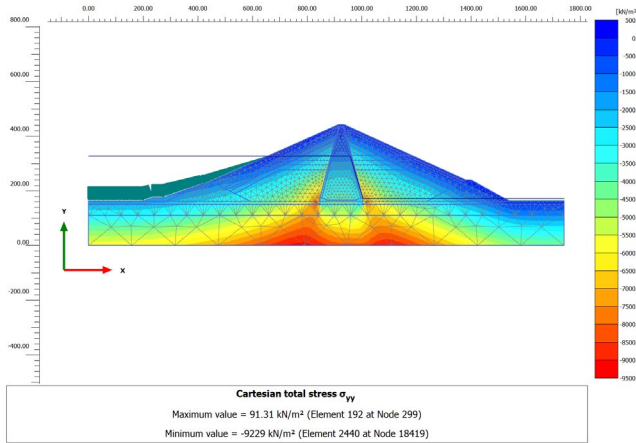


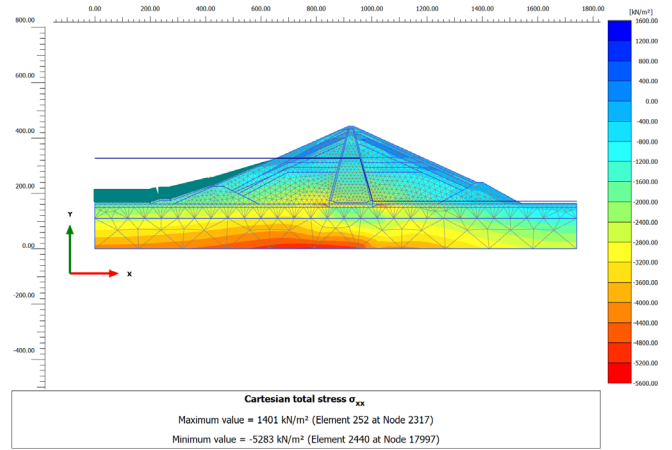
Рисунок 5.8 – НДС плотины на 4-этапе строительства (JR изотропный расчет). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

Результаты расчетов на 5-ом этапе (рисунок 5.9) и на 6-ом этапе (рисунок 5.10) по модели JR получены аналогично результатам расчетов по модели Кулона-Мора для соответствующих этапов и сведены в Таблице 5.2.

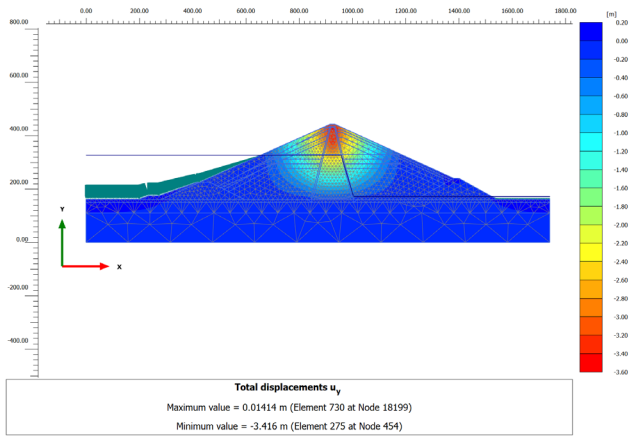
а)



б)



в)



г)

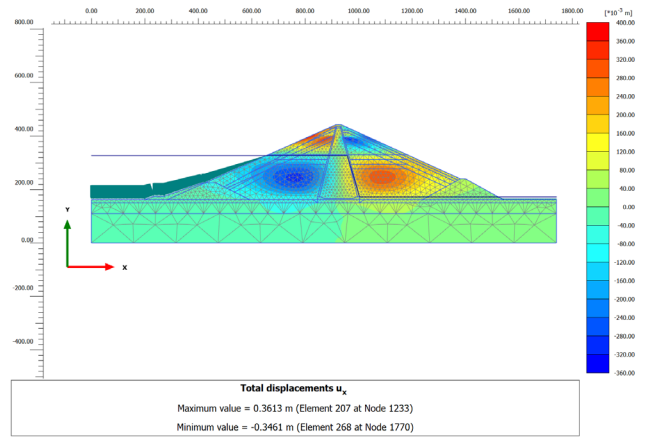
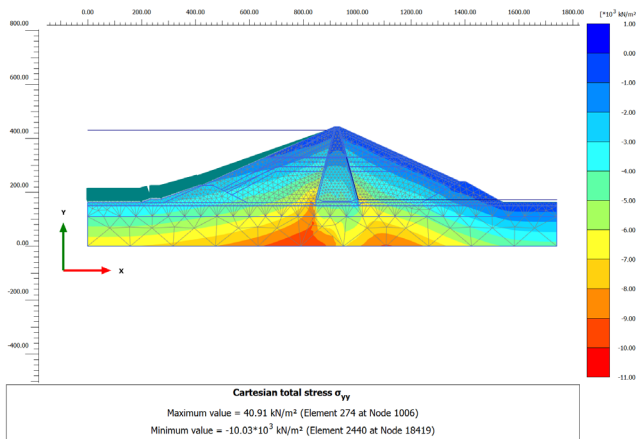
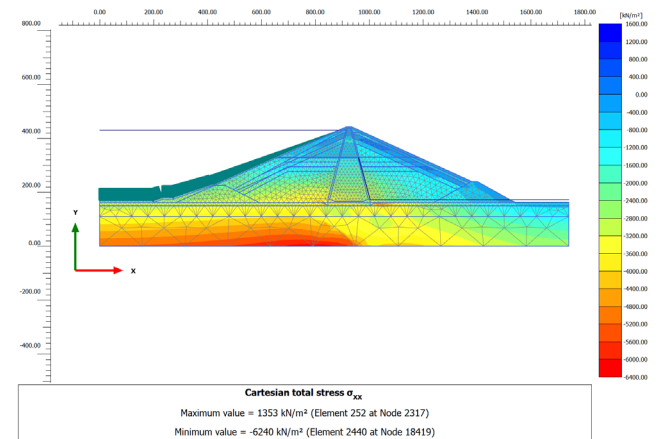


Рисунок 5.9 – НДС плотины на 5-этапе строительства (JR изотропный расчет). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

а)



б)



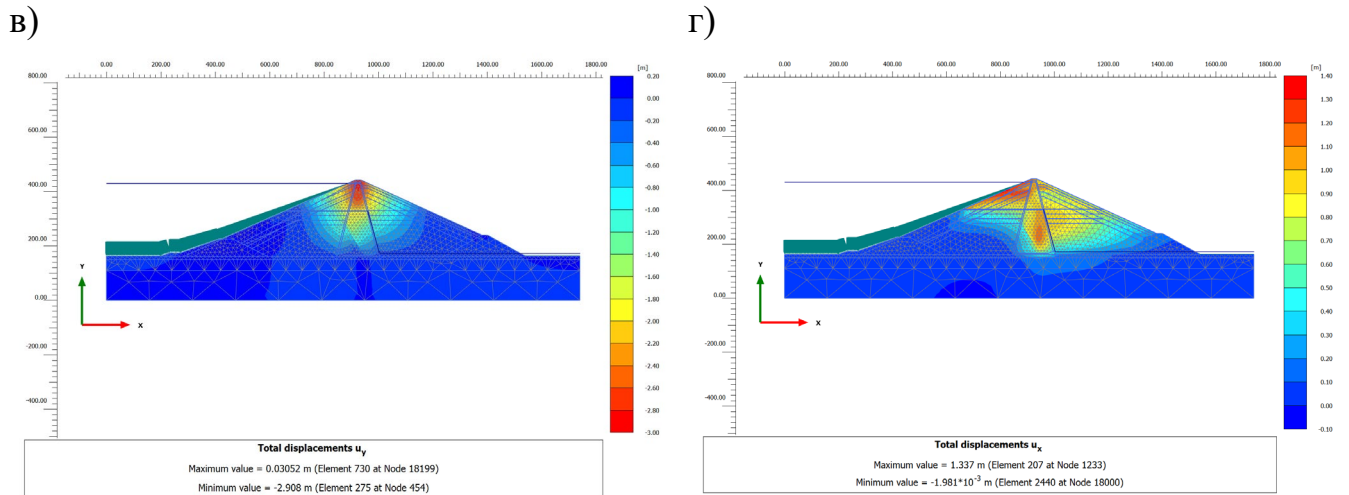


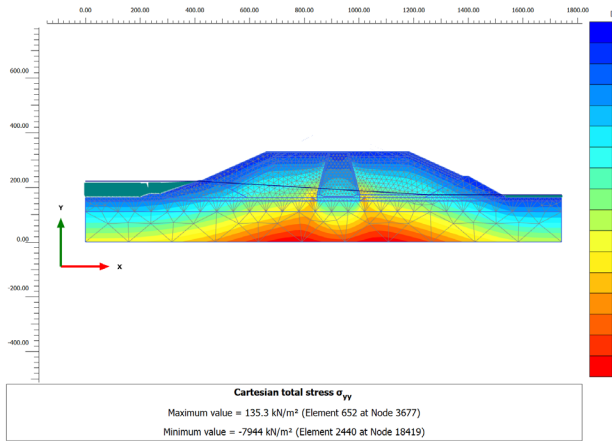
Рисунок 5.10 – НДС плотины на 6-этапе строительства (JR изотропный расчет). а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ; г) смещения U_x

Результаты расчетов по модели трещиноватой скалы JR (анизотропный расчет)

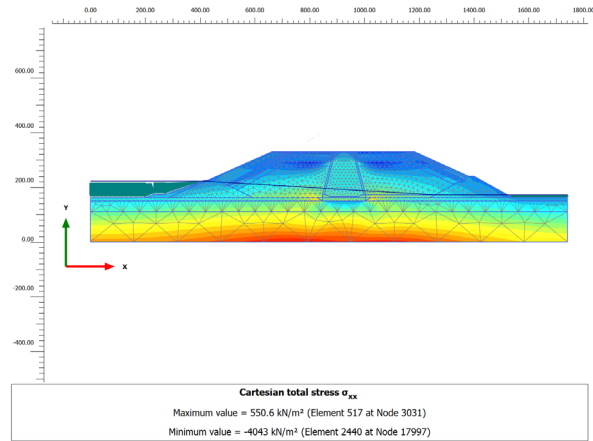
Сравнение результатов по модели трещиноватой скалы JR для изотропного и анизотропного расчета получено, что с учетом анизотропных механических характеристик грунтов тело плотины, уменьшаются расчетные величины осадок и смещений в плотине (рисунки 5.11 - 5.15). Например, для 4-го этапа расчета, максимальные осадки составляют $U_y=2,996$ м без учета анизотропии, а максимальные осадки с учетом анизотропии получены $U_y=2,925$ м, что на 2,4% меньше по сравнению с изотропным расчетом (рисунок 5.12).

Учет анизотропии больше оказывает влияние на расчетные значения горизонтальных смещений. Например, на 4-ом этапе расчета, максимальное значение горизонтального смещения для изотропного расчета получено $U_x=0,6942$ м, а для анизотропного расчета максимальное смещение получено на 4,2% меньше и составляет $U_x=0,6652$ м (рисунок 5.12).

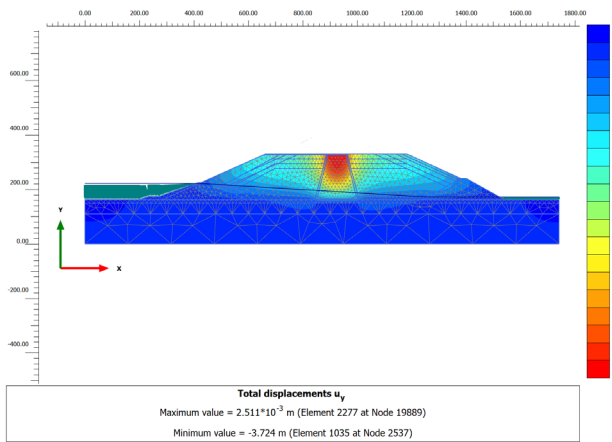
а)



б)



в)



г)

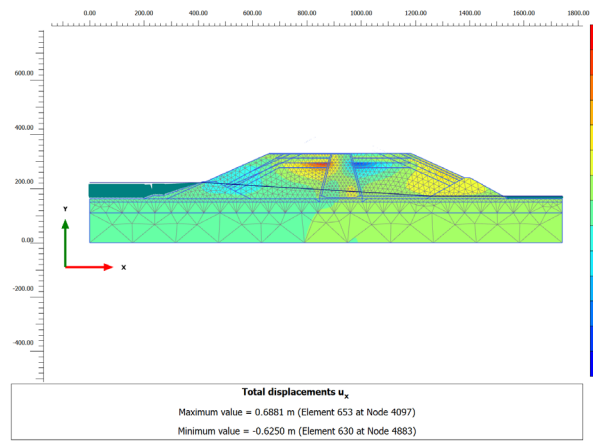
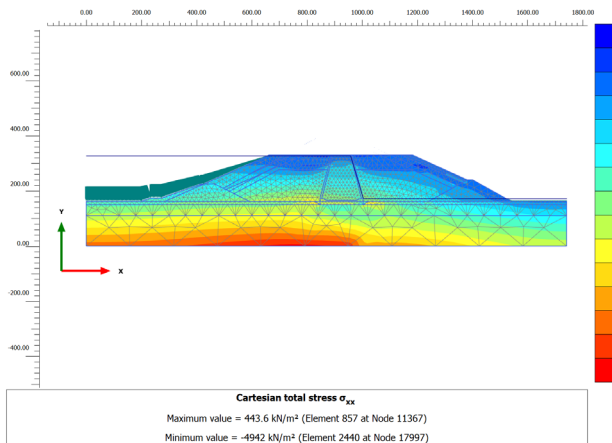


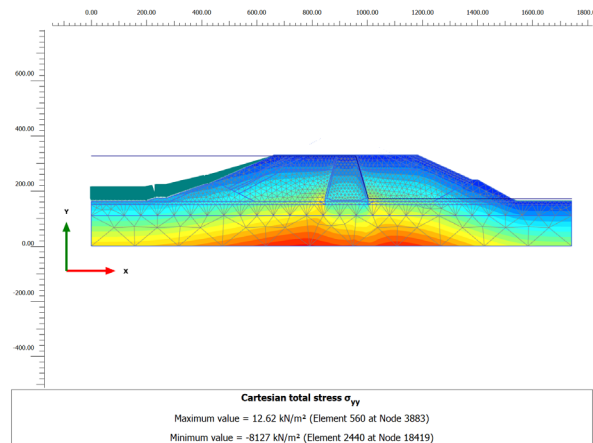
Рисунок 5.11 – НДС плотины на 3-этапе строительства (JR анизотропный расчет).

а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ;
 г) смещения U_x

а)



б)



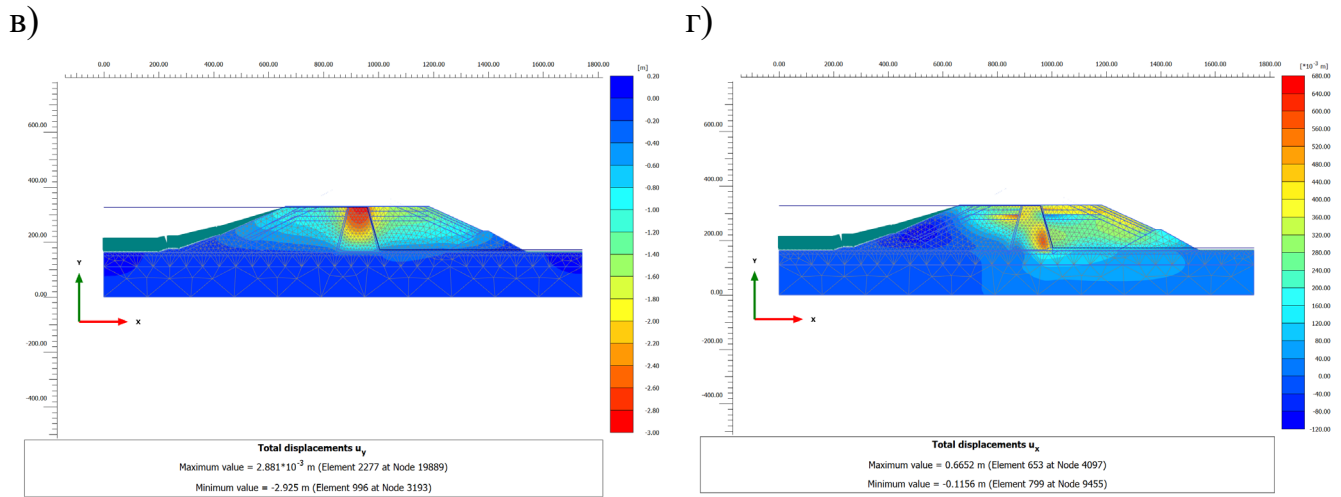


Рисунок 5.12 – НДС плотины на 4-этапе строительства (JR анизотропный расчет).

а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ;
 г) смещения U_x

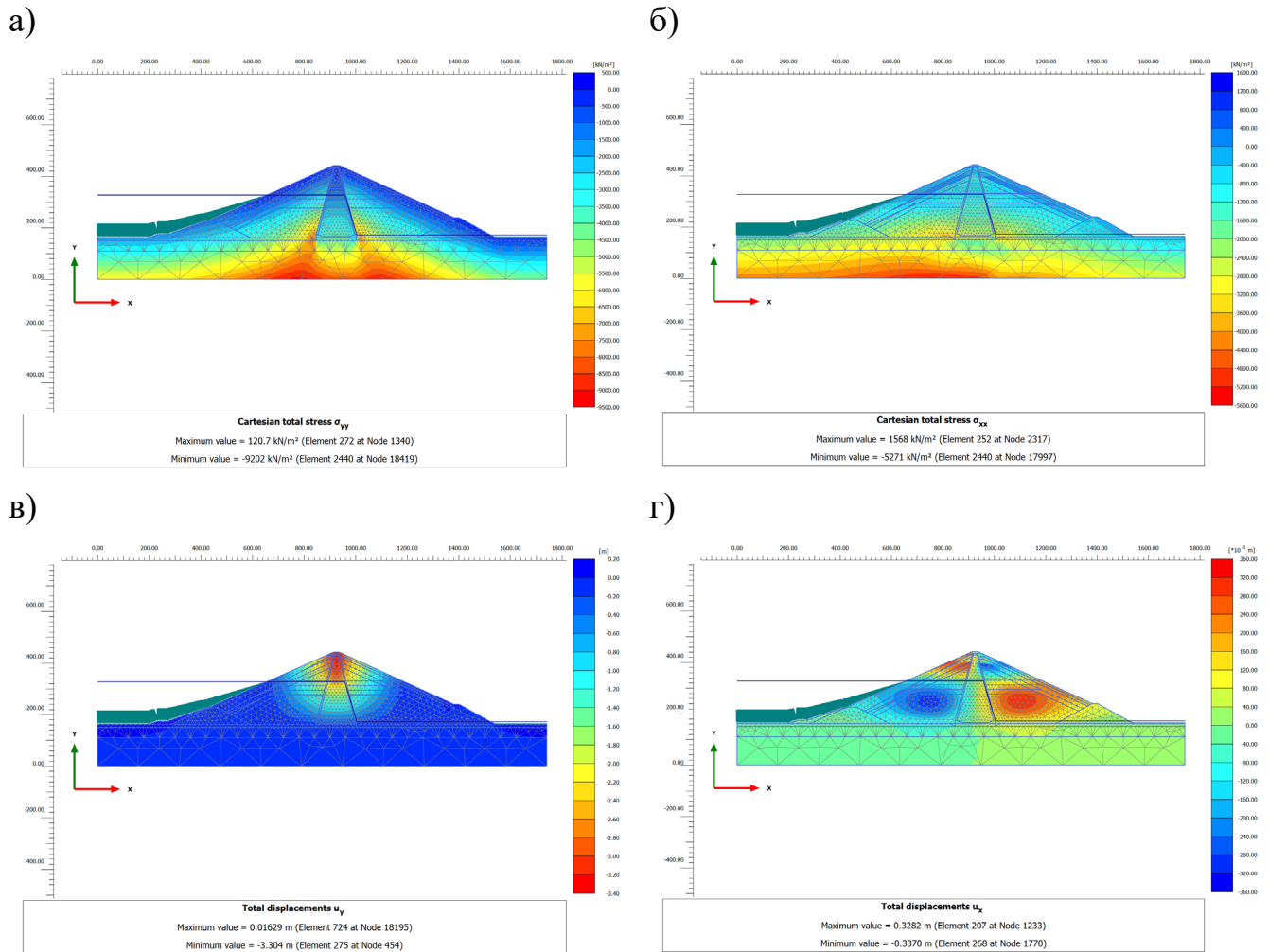


Рисунок 5.13 – НДС плотины на 5-этапе строительства (JR анизотропный расчет).

а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ;
 в) осадки U_y ; г) смещения U_x

Для 6-го этапа расчета, максимальные осадки составляют $U_y=2,909$ м без учета анизотропии и $U_y=2,775$ м с учетом анизотропии, что на 4,6% меньше расчетного значения осадки без учета анизотропии. А максимальное значение горизонтального смещения для 6-го этапа расчета, с учетом анизотропии уменьшается на 8,3% и составляют $U_x=1,337$ м для изотропного расчета и $U_x=1,227$ м для анизотропного расчета (рисунок 5.14).

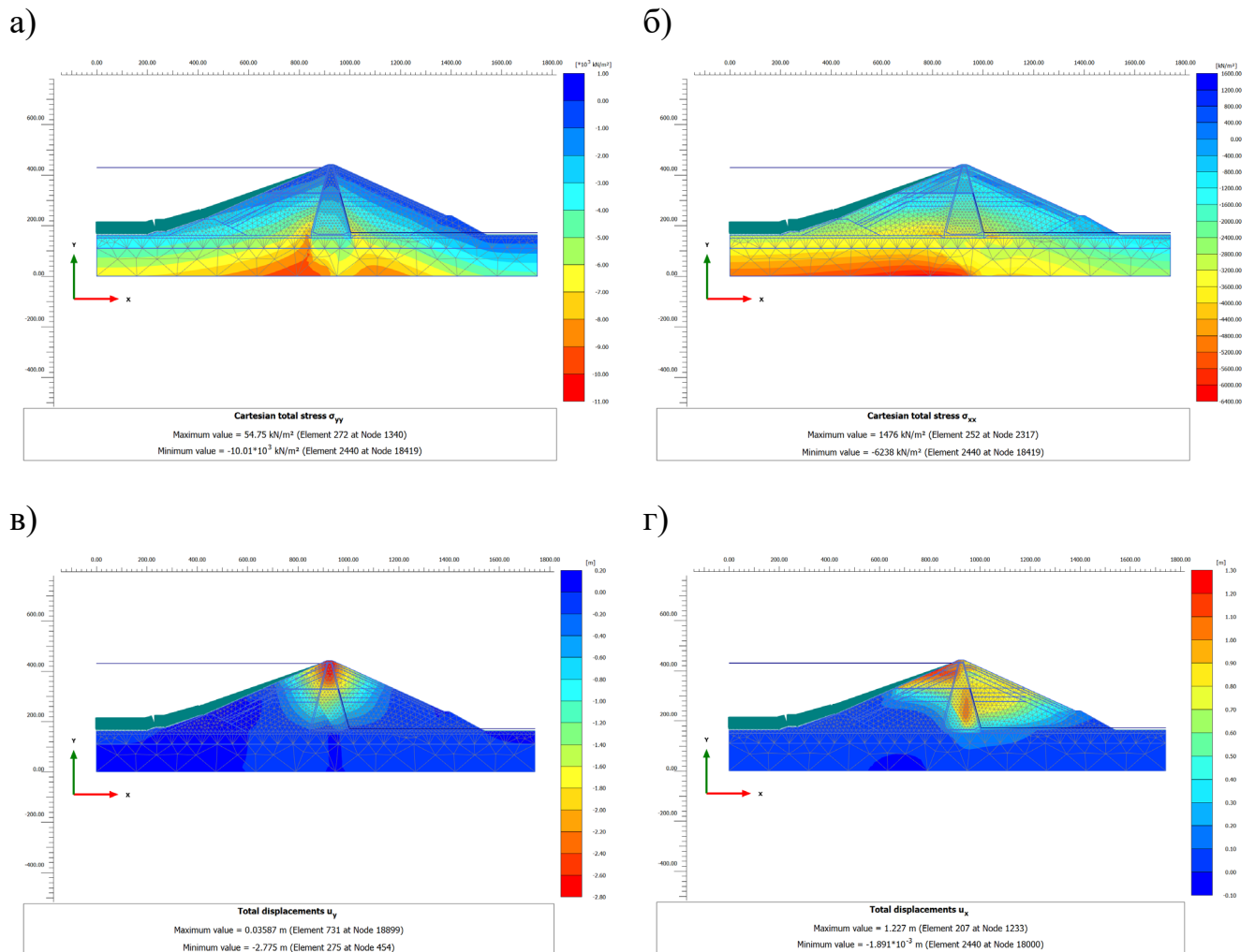


Рисунок 5.14 – НДС плотины на 6-этапе строительства (JR анизотропный расчет).

- а) вертикальные напряжения σ_y ; б) горизонтальные напряжения σ_x ; в) осадки U_y ;
г) смещения U_x

В целом, результаты расчетов показывают, что учет анизотропных механических характеристик гравийно-галечникового грунта, уложенного в упорные призмы плотины, ведет к уменьшению расчетных величин осадок и смещений в плотины. При этом для 300 метровой плотины величина максимальной осадки уменьшается на 2,4 - 4,6% и максимальное смещение

уменьшится на 4,2 - 8,3%. Результаты расчетов приведены в Таблице 5.2.

Таблица 5.2. Сводная Таблица результаты расчетов НДС Нурекской плотины

Модель (Способ расчета)	Этап	Вертикальные напряжения σ_y , кН/м ²	Горизонтальные напряжения σ_x , кН/м ²	Вертикальные осадки U_y , мм	Горизонтальные смещения U_x , мм
Модель Мора-Кулона	3	5600	2500	3813	907,1
	4	5600	3250	2883	1093
	5	7350	3800	3145	486,5
	6	7500	4800	3101	1299
Модель JR (Изотропный расчет)	3	5500	2700	3800	675,6
	4	5700	3300	2996	694,2
	5	8000	4000	3416	361,3
	6	8200	4850	2908	1337
Модель JR (Анизотропный расчет)	3	5500	2750	3724	688,1
	4	5600	3200	2925	665,2
	5	7900	3900	3304	337
	6	8150	4700	2775	1227

Интересно отметить, что при определении влияния анизотропии в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин было выявлено, что для 300-метровой грунтовой плотины с учетом анизотропии коэффициент устойчивости откосов снижаются на 8 - 10% (Номограммы (рисунки 4.21 – 4.24, глава 4). Расчеты НДС также показали, что для плотины такой высоты из галечникового грунта, с учетом анизотропии расчетные значения горизонтальных смещений снижаются на 8%.

5.3 Сопоставление натуральных данных по замерам осадок и смещений Нурекской плотины с данными численных расчетов

Опыт сопоставления натуральных данных по замерам осадок и смещений в грунтовых плотинах на этапах строительства с данными численных расчетов говорит о том, что численные модели, как правило, дают несколько завышенные величины горизонтальных смещений в плотинах [85, 59]. Отмеченные различия могут быть объяснены деформационной анизотропией грунтов, подвергнутых послойному уплотнению при возведении насыпи, при котором каждая частица галечного грунта ориентируется большей плоскостью опоры вдоль оси слоистости.

Полученные результаты интересно сопоставить с данными натурных наблюдений Нурекской плотины. Данные получены по датчикам, расположенным в галереях первого яруса на отм. 117,34 м и второго яруса плотины на отм. 203,31 м, в центральном ядре за период с 1975 по 1979 годы в строительный период. Также имеются данные по горизонтальным смещениям плотины после наполнения водохранилища до НПУ [14, 65].

По данным натурных наблюдений, максимальная величина осадки в 1975 г. на отм. 122,0 м равняется $U_y=3,31$ м. А максимальные осадки по результатам расчетов 3-го этапа на отм. 122,0 м получено $U_y=3,60$ м по изотропному расчету (где: $E_x = E_y$; $\varphi_x = \varphi_y$), а по анизотропному расчету (где: $E_x \neq E_y$; $\varphi_x \neq \varphi_y$) осадки получены $U_y=3,45$ м (рисунок 5.15).

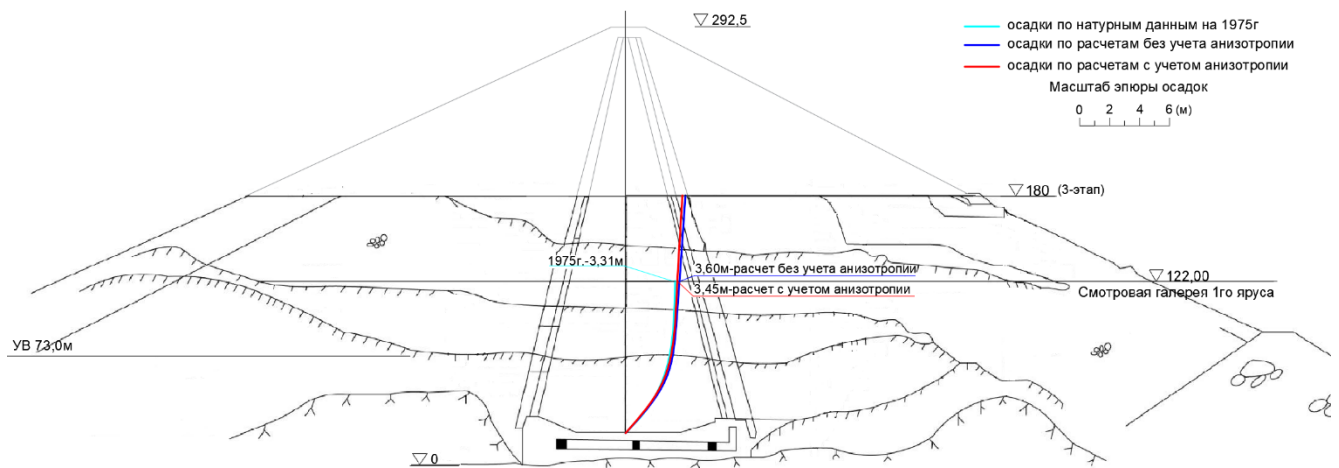


Рисунок 5.15 – Эюры осадок Нурекской плотины по натурным и расчетным данным на 1975 г.

На 1978 г. величина осадок по натурным данным на отметке 203,31 м составляют $U_y=2,62$ м. А расчетное значение осадок на 5-этапе расчета на отметке $U_y=203,31$ м получены $U_y=3,05$ м для изотропного расчета и $U_y=2,90$ м для анизотропного расчета (рисунок 5.16).

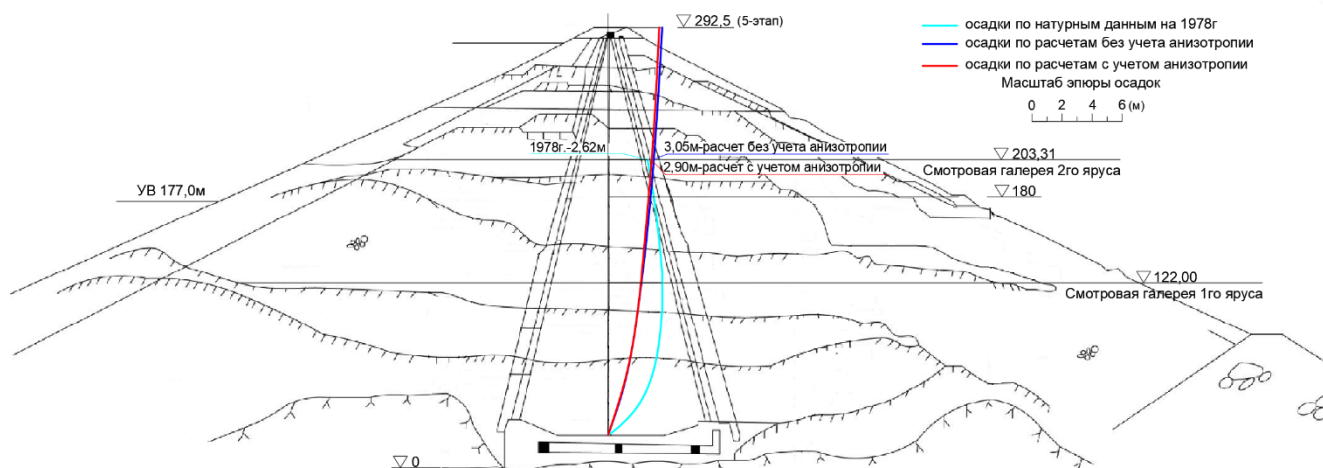


Рисунок 5.16 – Эпюры осадок Нурекской плотины по натурным и расчетным данным на 1975 г.

Максимальное горизонтальное смещение по оси ядра плотины по натурным данным в 1979 г. на отм. 122,0 м равно $U_x=93$ см, а по расчетам без учета анизотропии, смещение на отм. 122,0 м по оси ядра плотины, получено $U_x=120$ см и $U_x=114$ см получено по расчетам с учетом анизотропии (рисунок 5.6). На отметке 203,31 м по натурным данным значение максимального смещения равно $U_x=36,5$ см, а расчетное значение осадки на отметке 203,31 м получено $U_x=850$ см для изотропного расчета и $U_x=813$ см для анизотропного расчета (рисунок 5.17).

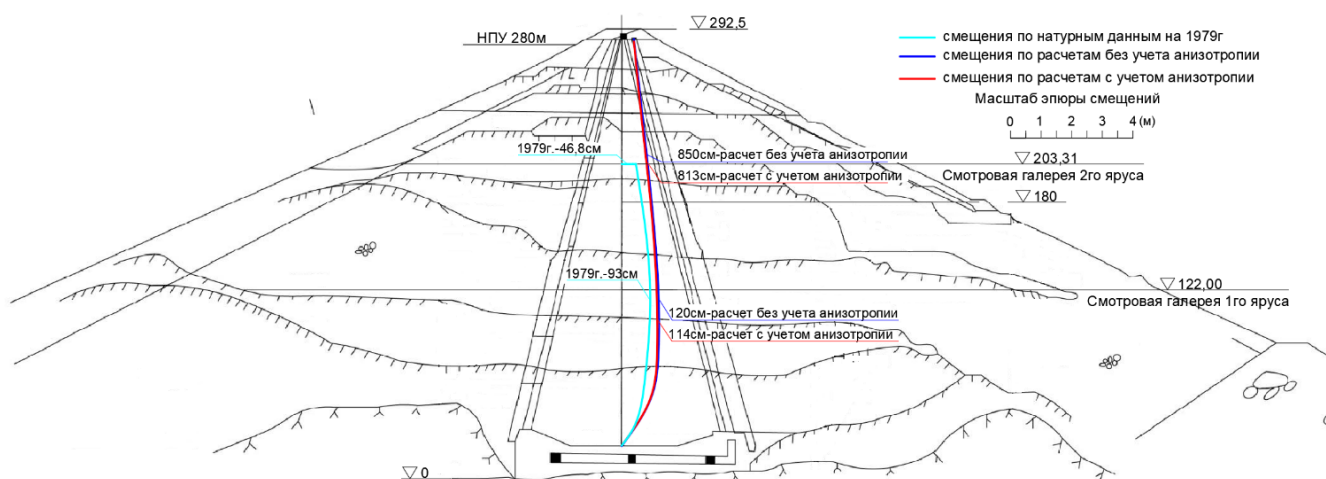


Рисунок 5.17 – Эпюры горизонтальных смещений Нурекской плотины по натурным и расчетным данным на 1979 г.

Результаты расчетов напряженно-деформированного состояния Нурекской плотины и сопоставления расчетных данных с результатами натурных

наблюдений показываю, что учет анизотропных свойств грунта тело плотины приближает расчетные значения осадок и смещений к натурным значениям [5].

5.4 Влияние анизотропных свойств упорных призм на прочность ядра грунтовых плотин на трещинообразование

При проектировании каменно-земляных плотин необходимо обеспечить надежность ядра от гидравлического разрыва. В рамках диссертационных исследований, была поставлена задача определение влияния анизотропных механических свойств гравийно-галечникового грунта упорных призм на коэффициент трещинообразования ядра плотины на напорной грани. Для оценки трещиностойкости ядра можно воспользоваться следующей формулой [32]:

$$K_{\text{тр}} = \frac{C_p + \sigma_y}{\gamma_{\text{воды}} \cdot h} \quad (5.1)$$

Где:

σ_y – вертикальное напряжение;

C_p – сцепление грунта ядра плотины;

$\gamma_{\text{воды}}$ – объемный вес воды;

h – напор воды.

В результате расчетов в программном комплексе Plaxis по модели трещиноватой скалы JR были получены эпюры вертикальных напряжений без учета анизотропии (рисунок 5.54) по напорной грани ядра и эпюры вертикальных напряжений с учетом анизотропии (рисунок 5.55) по напорной грани ядра.

Расчеты показали, что на напорной грани ядра, вертикальные напряжения с учетом анизотропных свойств грунтов тело плотины, практически не меняются (рисунок 5.18 и 5.19). Например, вертикальное напряжение на напорной грани ядра на глубине $H=256,0$ м без учета анизотропии равняется $\sigma_y=5,39$ МПа, а вертикальное напряжение на напорной грани ядра на этой глубине с учетом анизотропии равняется $\sigma_y=5,38$ МПа.

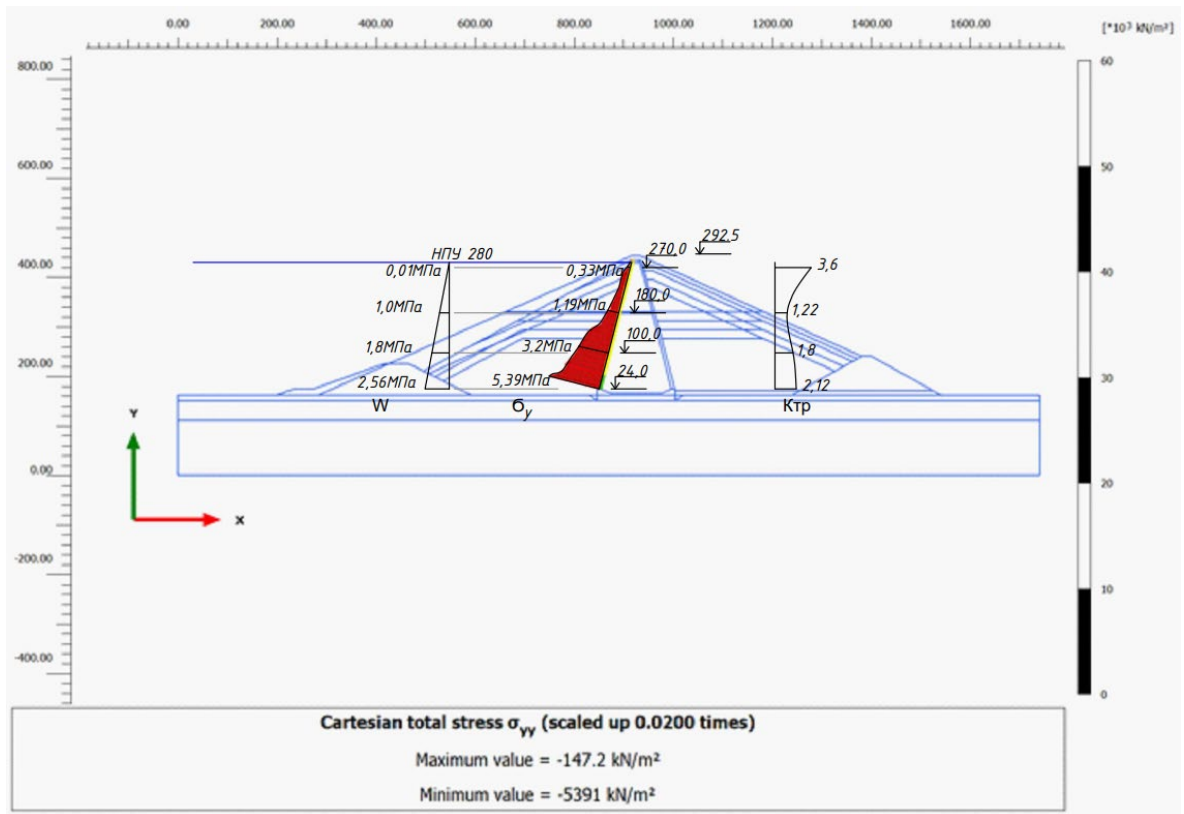


Рисунок 5.18 – Эпюры вертикальных напряжений без учета анизотропии на напорной грани ядра

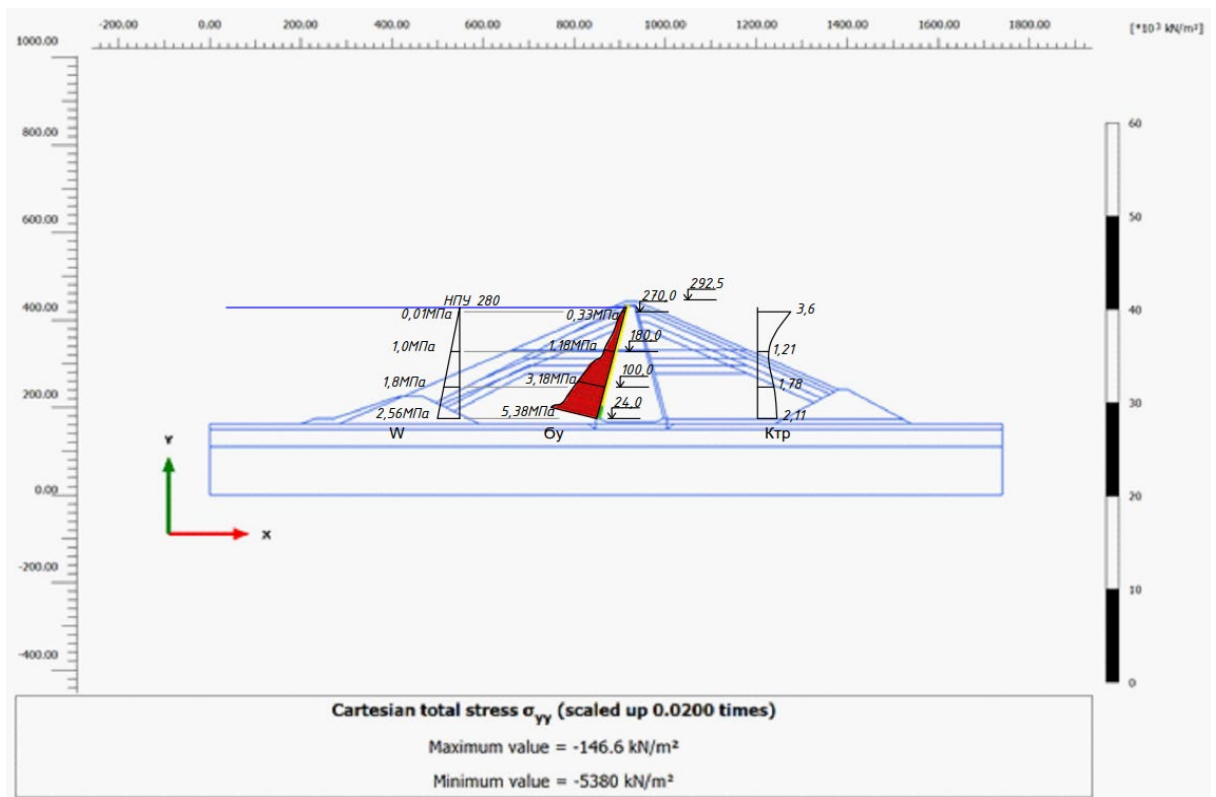


Рисунок 5.19 – Эпюры вертикальных напряжений с учетом анизотропии на напорной грани ядра

Результаты расчетов коэффициента трещинообразования без учета и с учетом анизотропных механических характеристик упорных призм на напорной грани ядра Нурекской плотины приведены в Таблице 5.3.

Таблица 5.3. Сводная таблица расчета коэффициента прочности ядра

Способ расчета	Глубина воды Н, м	Вертикальные напряжения на НГ σ_y , МПа	Сцепление C_p , МПа	Коэффициент трещинообразования $K_{тр}$, мм
Изотропный расчет	10	0,33	0,03	3,6
	100	1,19	0,03	1,22
	180	3,2	0,03	1,8
	256	5,39	0,03	2,12
Анизотропный расчет	10	0,33	0,03	3,6
	100	1,18	0,03	1,21
	180	3,18	0,03	1,78
	256	5,38	0,03	2,11

Из таблицы 5.3 видно, что учет анизотропных свойств галечника в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин, на коэффициент трещинообразования $K_{тр}$ не оказывает существенного влияния. Например, при глубине воды $H=10$ м коэффициент трещинообразования $K_{тр}=3,6$ как для изотропного расчета, так и для анизотропного расчета. При глубине воды $H=100$ м коэффициент трещинообразования $K_{тр}=1,22$ без учета анизотропии и $K_{тр}=1,21$ для анизотропного расчета. А для глубины воды $H=180$ м, $K_{тр}=1,8$ – для изотропного расчета, а для анизотропного расчета коэффициент трещинообразования равняется $K_{тр}=1,78$ и при $H=180$ м коэффициент $K_{тр}=2,12$ – для изотропного расчета и $K_{тр}=2,11$ – для анизотропного расчета.

Выводы по 5 главе

1. Результаты расчетов показывают, что с учетом анизотропных механических характеристик грунтов тело плотины, уменьшают расчетные значения

осадок и смещений тело плотины. Например, для 300-метровой грунтовой плотины Нурекского гидроузла с учетом анизотропии, расчетные величины осадок U_y и горизонтальных смещений U_x получены снижаются на 4,6% - 8,5%.

2. Результаты расчетов и сопоставлений позволяют сделать вывод о том, что наиболее близкой моделью для описания деформаций грунтовой плотины с учетом поэтапного наполнения водохранилища является модель JR, учитывающая деформационную и прочностную анизотропию гравийных грунтов, уложенных в тело плотины с послойным уплотнением.
3. Учет анизотропных свойств грунтов в расчетах осадок и смещений грунтовых плотин приблизит результаты расчетов к натурным данным. Следовательно, в расчетах НДС каменных и каменно-земляных плотинах необходимо учитывать анизотропные свойства грунтов.
4. Учет анизотропных свойств галечника в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин в ПК Plaxis не оказывает существенного влияния на коэффициент трещинообразования $K_{тр}$ ядра плотины. Следовательно, в расчетах коэффициента трещинообразования ядра плотины, анизотропными характеристиками галечниковых грунтов можно пренебречь.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана методика экспериментального исследования свойств гравийно-галечникового грунта с наведенной анизотропией, заключающаяся в укладке галечникового грунта в рабочую камеру приборов с разной ориентацией частиц по отношению к направлению осевого давления.
2. Доказано на основе экспериментальных исследований различие деформационных и прочностных свойств по взаимно перпендикулярным направлениям (горизонтальному и вертикальному) у гравийно-галечникового грунта, уложенного в тело грунтовой плотины, что относит этот грунт к трансверсально-изотропным грунтам.
3. Получены зависимости деформационных и прочностных характеристик гравийно-галечникового грунта по направлению вдоль оси слоистости и перпендикулярно оси слоистости в виде модулей деформации E_{\parallel} и E_{\perp} и углов внутреннего трения φ_{\parallel} и φ_{\perp} , а также коэффициентов анизотропии в виде функций $\eta = \frac{E_{\parallel}}{E_{\perp}} = f(\sigma)$ (коэффициент деформационной анизотропии) и $\Psi = \frac{\varphi_{\parallel}}{\varphi_{\perp}} = f(\sigma)$ (коэффициент прочностной анизотропии).
4. Получен максимальный коэффициент деформационной анизотропии 1,97 и максимальная разница в углах внутреннего трения $3^{\circ} \div 5^{\circ}$ при минимальном уровне напряжений. С ростом напряжений разница в анизотропных свойствах галечника снижается.
5. Разработана методика учета прочностной анизотропии грунта в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин, позволяющая описать изменение прочностных свойств гравийно-галечникового грунта, уложенного в тело грунтовой плотины, в зависимости от его напряженно-деформированного состояния на площадке сдвига в диапазоне плотности $16 \div 22$ кН/м³ в виде функции $\varphi = f(\varphi_{\parallel}; \varphi_{\perp}; \gamma; \alpha)$.
6. Разработан алгоритм решения задачи устойчивости откосов грунтовых плотин с учетом анизотропных свойств грунтов, реализованный в

программном коде для ЭВМ. Проведены тестовые расчеты в ПК ОТКОС-22 по реализованному алгоритму, верифицированные расчетами по другим программным комплексам.

7. Получены номограммы корректирующих коэффициентов $K_{кор}^{ан.}$, позволяющие пересчитать значение коэффициента запаса устойчивости откосов плотин разной конструкции и разной высоты с учетом анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта тела плотины, по формуле: $K_H^{ан.} = K_H \cdot K_{кор}^{ан.}$
8. Учет анизотропных свойств грунта дает снижение коэффициентов запаса устойчивости откосов грунтовых плотин на 3÷11% в зависимости от типа плотины, ее высоты, заложения откосов, что необходимо учитывать при проектировании плотин.
9. Сопоставление результатов численного моделирования напряженно-деформированного состояния Нурекской плотины с учетом анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта в ПК Plaxis-2D (по модели анизотропного грунта JR) с данными натурных наблюдений показали, что учет анизотропии приближает результаты расчетов к данным натурных наблюдений.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

закljučаются в следующем:

1. Полученные зависимости для коэффициентов деформационной $\eta = f(\sigma)$ и прочностной анизотропии $\Psi = f(\sigma)$ можно использовать в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин из гравийно-галечниковых грунтов по упругопластическим моделям, в т.ч. по «энергетической» модели грунта проф. Л.Н. Рассказова;
2. Исследование анизотропных деформационных и прочностных свойств, укладываемых в тело плотины грунтов, актуально также и для связных грунтов, в которых фиксируется фильтрационная анизотропия, что может быть учтено при оценке прочностного состояния противофильтрационного элемента.

3. Разработанная усовершенствованная конструкция вакуумного стабилометра может быть использована для определения механических свойств грунтов на траектории всестороннего сжатия при напряжениях до 1 кг/см² в том числе при динамических нагрузках.
4. При проектировании откосов грунтовых плотин из гравийно-галечниковых грунтов для учета анизотропных свойств рекомендуется пользоваться предложенными номограммами, которые можно расширить для плотин иных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С. Влияние анизотропных свойств гравийно-галечникового грунта на устойчивость откосов при сейсмических нагрузках // В книге: Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства. Сборник тезисов докладов VI Всероссийского научно-практического семинара. Москва, 2023. С. 81-82.
2. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С. Исследование анизотропных свойств галечниковых грунтов // В сборнике: Обеспечение качества, безопасности и экономичности строительства. Практика. Проблемы. Перспективы. Инновации. материалы Второй совместной научно-практической конференции ГБУ «ЦЭИИС» и ИПРИМ РАН. 2020. С. 167-176.
3. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С. Лабораторные исследования деформационной анизотропии галечника в теле грунтовых плотин//Гидротехническое строительство №11 2020г., С.26-32.
4. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С. Результаты экспериментальных исследований деформационной анизотропии галечникового грунта // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2020. Т. 298. С. 49-58.
5. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С. Сопоставление расчетных данных с натурными при численном исследовании напряженно-деформированного состояния грунтовой плотины с учетом деформационной анизотропии галечниковых грунтов // XV научно-техническая конференция ВНИИГ «Гидроэнергетика. Гидротехника. Новые разработки и технологии». Тезисы докладов, г. Санкт-Петербург, 25-27 октября 2023 г. С. 88
6. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С. Учет анизотропных свойств галечниковых грунтов в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. Вып. 4. С. 627–637. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.4.627-637

7. Абдулоев А.Б., Бестужева А.С., Рассказов Л.Н. Исследование анизотропии галечниковых грунтов в условиях стабилметрических испытаний // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2019г. №4. Стр. 14-17.
8. Абдулоев А.Б., Бестужева, А.С. Влияние прочностной анизотропии в расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин / А.С. Бестужева, А.Б. Абдулоев // Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства : сборник тезисов докладов IV Всероссийского научно-практического семинара, Москва, 26 мая 2021 года / Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Институт гидротехнического и энергетического строительства. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2021. – С. 47-48.
9. Абдулоев А.Б., Бестужева, А.С. Лабораторные исследования деформационной анизотропии галечника, уложенного в тело грунтовой плотины / А.С. Бестужева, А.Б. Абдулоев // Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства: сборник тезисов докладов III Всероссийского научно-практического семинара, Москва, 17 июня 2020 года / Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Институт гидротехнического и энергетического строительства. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2020. – С. 9-10.
10. Абдулоев А.Б., Радзинский А.В., Рассказов Л.Н., Деформационная анизотропия гравийно-галечниковых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2018г. №4. Стр. 6-9.
11. Абелев М.Ю., Абелев Ю.М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах. – М.:Стройиздат. 1979.-271с.
12. Аинбетов И.К., Ала Сайд Мухамед Абдул Малек, Тер-Мартиросян А.З., Тер-Мартиросян З.Г., Напряженно-деформированное состояние двухслойного основания с преобразованным верхним слоем// Вестник МГСУ, №2, 2008г., стр. 81-95.

13. Акимов П.А., Белостоцкий А.М., Вершинин В.В., Потапенко А.Л., Щербина С.В. Методы динамического синтеза подконструкций. реализация для анализа систем "Основание – строительные конструкции – оборудование – трубопроводы" АЭС // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2013. Т.9. №4. С. 15–22.
14. Алипов В.В. Деформативные свойства грунтов, уложенных в плотину Нурекской ГЭС (по данным натурных наблюдений) / В.В. Алипов // Исслед. плотин из грунтов. материалов. М. – 1981. – С. 32- 44.
15. Анискин Н.А., Бестужева А.С., Малаханов В.В., Орехов В.Г., Рассказов Л.Н., Саинов М.П., Солдатов П.В., Толстиков В.В. Гидротехнические сооружения (речные). Часть 1. Учебник для вузов. Издание второе, исправленное и дополненное. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2011. – 584с.
16. Анискин Н.А., Рассказов Л.Н., Ядгоров Ё.Х. Фильтрация, поровое давление и осадки от консолидации сверхвысокой плотины // Гидротехническое строительство. 2016. №10. С. 39-43.
17. Атайя С.М. Исследование сопротивления сдвигу крупнообломочных грунтов на трехосном приборе // Труды ВОДГЕО. – М., 1965, вып. II, С. 10-17.
18. Бабенко В.А., Вознесенского Е.А., Фуникова В.В. Особенности деформирования модельных крупнообломочных грунтов в условиях неравнокомпонентного трехосного сжатия / Моск. Ун-та. Сер. 4. Геология. 2013. С. 43-50.
19. Бабушкин А.А., Гекман А.В., Григорьев Д.О., Коробова О.А., Анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния анизотропных грунтовых оснований: выявленные проблемы и пути их решения //Труды Новосибирского Государственного архитектурно-строительного университета (СИБСТРИН), Том 20, №3 (66), 2017, с. 6-19

20. Башинджагян И.С. Влияние направления слоистости в связанных грунтах на сопротивляемость их сжатию и сдвигу: Автореф. дис. канд. техн. наук. – Баку, 1955. – 22 с.
21. Бестужева А.С. Численные методы исследований напряженно-деформированного и прочностного состояния грунтовых плотин при сейсмических воздействиях // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений, №5 (66) 2023г., С.42
22. Бестужева А.С., Рассказов Л.Н. Расчет устойчивости откосов на ЭВМ ЕС-1033. Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектирования / Москва. – МИСИ им. В.В. Куйбышева. –1988. – Часть 1. – 42стр., Часть 2. – 18 стр.
23. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х. Исследования анизотропного поведения грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Состояние вопроса. Часть 1. Влияние направления главного напряжения на прочность грунтов// Журнал «Геотехника», 5/2017, стр.4
24. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х. Исследования анизотропного поведения грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Состояние вопроса. Часть 2. Эффект вращения наибольшего главного напряжения на прочность грунта// Журнал «Геотехника», 6/2017, стр.4
25. Бреннер С., Розен Б., Хиббард У. и др., Волокнистые композиционные материалы, пер. с английского, М., 1967.
26. Бринкгреве Р. Работа в Plaxis. Поведение скальных грунтов // ГеоИнфо. URL: <https://geoinfo.ru/products-pdf/rabota-v-plaxis-povedenie-skalnyh-gruntov.pdf>
27. Бугров А.К., Голубев А. И. Анизотропные грунты и основания сооружений.- СПб.: Недра, 1993.-245 с.: ил.
28. Буренков П.М., Рассказов Л.Н., Ядгоров Ё.Х. Рассеивание порового давления в ядре Нурекской плотины// Гидротехническое строительство. 2015. №12. С. 59- 64.
29. Вишняков Н.Н., Кремнев А.П., Седун Е.А. Влияние анизотропии прочностных свойств грунтов на устойчивость откосов//Международная научно-

- техническая конференция Геотехника-Белоруси: наука и практика, г. Минск, 2013г.
30. Вулис П.Д. Исследование анизотропии деформационных свойств глинистых грунтов: Автореф. дис. канд. техн. наук. – Свердловск, 1973. – 25 с.
 31. Голдштейн М.Н., Лапкин В.Б. К вопросу о распределении напряжений в трансверсально-изотропной грунтовой среде // Вопросы геотехники. – Днепропетровск. 1972. - №21. – С. 68-85.
 32. Гольдин А.Л., Проектирование грунтовых плотин / А.Л. Гольдин, Л.Н. Рассказов. – М.: АСВ, 2001. – 374
 33. ГОСТ 12248.3-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия // Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации (МГС). Москва, 2020.
 34. ГОСТ 12248.2-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости // Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации (МГС). Москва, 2011.
 35. Дашко Р.Э., Каган А.А. Механика грунтов в инженерно-геологической практике//Издательство «Недра», М. 1977г., С.237.
 36. Джха Дж., Рассказов Л.Н. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1987. № 7. С. 31—36.
 37. Жабко А.В. Теория расчета устойчивости откосов и оснований. Анализ, характеристика и классификация существующих методов расчета устойчивости откосов / Известия Уральского государственного горного университета, № 4(40), Екатеринбург -2015. С. 45-57.
 38. Забавин В.С., Кеслер А.С, Радченко Д.С. Программа автоматизированного расчета устойчивости откосов земляных плотин на ВС-1020. Харьковский Водоканалпроект, Харьков, 1977, 60 с.
 39. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике (пер. с англ.), -М.: Изд. «Мир», 1975. – 67 с.

40. Карасев М.А. Теоритические предпосылки к созданию модели поведения грунтов, учитывающей анизотропию механических свойств // Записки Горного института. Т. 204. С. 226-235. Санкт-Петербург. 2013г.
41. Карпов Ю.Г., Овчинников В.А., Повзнер А.А. Математическая обработка результатов измерений в лабораториях физического практикума: методические указания. Екатеринбург, 2010. С.
42. Клевезаль А.П. Анизотропия грунтов // Механика грунтов. Основания и фундаменты. Строительная механика: Сб. научн. Трудов / Моск. Ин-т инж. Коммунального строит. (МИИКС). – М.: изд. Наркомхоза, 1941. -Вып.3. – С.9-28.
43. Корбашов В.Ф., Пащенко М.М. Инструкция к программе Откос - Пл. (Расчет устойчивости откосов плотин из грунтовых материалов на основные и особые сочетания нагрузок по плоской схеме). ОАП Гидропроект, М., 1981, 21 с.
44. Коробова О.А. Анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния анизотропных грунтов и грунтовых оснований // Ползуновский Альманах /АлтГТУ им. И.И. Ползунова. - Барнаул, 2001. - № 1-2. - С. 52-60.
45. Коробова О.А. Комплексные исследования напряженного состояния и деформируемости анизотропных грунтовых оснований//Докторская диссертация. Барнаул – 2002г., С.342.
46. Коробова О.А. Основные результаты экспериментально-теоретических исследований деформационной анизотропии грунтов // Ползуновский Альманах / АлтГТУ им. И.И. Ползунова. - Барнаул, 2001. - № 1-2.- С. 82.
47. Коробова О.А., Нуждин Л.В., Нуждин М.Л. Практический метод расчета осадок фундаментов с учетом деформационной анизотропии грунтов основания // Вестник ПНИПУ, 2014. - №4. - С.245 – 263.
48. Королев М.В. Определение характеристик деформируемости трансверсально-изотропных полускальных грунтов в условиях их естественного залегания. / Дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук. М.: МИСИ, 1991.

49. Королёв М.В. Системные инновации в методах исследования механических свойств грунтов // М.: ФГБУН ИПРИМ РАН: ООО "САМ полиграфист", 2018. С. 111-125.
50. Крамаренко В.В. Грунтоведение // Учебное пособие. - Томск, ТПУ, 2011. - 431 с.
51. Красильников Н.А. Выбор способа расчета грунтовых плотин при автоматизированном проектировании. Гидротехническое строительство, 1987, № 6, с. 33 - 36.
52. Красильников Н.А. Инженерная теория оползневых процессов в проектировании грунтовых плотин на мягком скальном основании. Гидротехническое строительство, 1967, № 5, с. 18- 21.
53. Кубецкий В.Л. Способ испытания грунтов. А.с. СССР № 657315. Опубликовано 15.04.1979 г.
54. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела, Издание второе, переработанное и дополненное//Издательство «Наука», М. 1977г., С. 416.
55. Мелентьев В.А., Филимонов В.А. Учет анизотропии фильтрационных и прочностных свойств намытых грунтов при проектировании гидротехнических сооружений. -Гидротехническое строительство, 1981г., №4, с. 23-26.
56. Набоков И.М. Некоторые результаты исследований влияния анизотропии на напряженно-деформированное состояние грунтового основания, нагруженного абсолютно жестким штампом // Основания и фундаменты: Сб. трудов / Ин-т строительства и архитектуры. – Минск.: Госстрой БССР, 1976. – Вып. 12. – С. 43-46.
57. Най Дж., Физические свойства кристаллов., пер. с английского, 2 изд., М., 1967.
58. Николаев В.Б., Рассказов Л.Н., Ядгоров Ё.Х. Натурные наблюдения за осадками грунта, смещениями и поровым давлением в плотинах // Гидротехническое строительство. 2017. №9. С. 29-39.

59. Ничипорович А.А., Цыбульник Т. И. Одномерная задача консолидации глинистого грунта при напряжённом состоянии, соответствующим случаю плоской деформации. Тр. ВОДГЕО, Гидротехника вып. 34. 1972.
60. Орехов В.В. Комплекс вычислительных программ "ЗЕМЛЯ-89" В сборнике: Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований. Межвузовский сборник. Новочеркасск, 1990. С. 14–20.
61. Пирогов И.А. Тектонические структуры оснований высоких бетонных плотин. М., Атомэнергоиздат, 1987г. 136с.
62. Попов И.В. Крипструктура глин при их деформациях // ДАН СССР. – 1944. - Т. XV. -№4. – С. 174-176.
63. Райтбурд Ц.М. Рентгеновские изучение текстурообразования в глинах при деформации // Инженерно-геологические свойства горных пород и методы их изучения: Сб. трудов / АН СССР. – М., 1962. – С. 43-52.
64. Рассказов Л.Н. Соппротивление крупнообломочного грунта сдвигу при расчете гидротехнических сооружений на устойчивость: Диссертация канд. тех. наук / Москва, 1960г. – 159с.
65. Рассказов Л.Н. Схема возведения и напряженно-деформированное состояние грунтовой плотины с центральным ядром / Л.Н. Рассказов // Энергетическое строительство. – 1977. – № 2. – С. 65-75.
66. Садовский С.С. Исследование анизотропии прочностных характеристик намывных песчаных грунтов. – В кн.: Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР. Минск, 1981г., с. 15-16.
67. Саинов М.П. Авторская вычислительная программа для исследований напряжённо-деформированного состояния грунтовых плотин // Вестник Евразийской науки, 2020 №3.
68. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряжённо-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Т.9. №4. С. 208–225.

69. Современные методы оценки надежности и устойчивости грунтовых плотин в период строительства и эксплуатации. Обзорная информация Информэнерго, М., 1982, 51 с.
70. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. 1. Общие правила производства работ. Госстрой России.-М., 1997.-56с.
71. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. 2. Общие правила производства работ. Госстрой России.-М., 1997.-100с.
72. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. 3. Общие правила производства работ. Госстрой России.-М., 1997.-80с.
73. СП 22.13330.2011 Свод правил, Основания зданий и сооружений. Москва 2011г.
74. СП 39.13330.2012 Свод правил. Плотины из грунтовых материалов. Москва 2012г.
75. Степанов А.В. Причины особенностей разрушения упруго-анизотропных тел// Изв. АН СССР. Серия физическая. – 1950. – Т. XIV. - №1. – С. 122-141.
76. Тер-Мартirosян З.Г. Напряженно-деформированное состояние анизотропного водонасыщенного основания//Вестник МГСУ, №1, 2006г., С. 28-37.
77. Тер-Мартirosян З.Г. Напряженно-деформированное состояние анизотропного водонасыщенного основания. Вестник МГСУ, №1/2006, стр. 28-37.
78. Третьякова О.В., Юшков Б.С., Влияние анизотропии глинистых грунтовых массивов на напряженно-деформированное состояние транспортных тоннелей // Транспортные сооружения, Том I №3 (2014)
79. Учебное пособие: Plaxis Version 8 Material Models Manual. С. 4-1 – 4-2
80. Учет сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. П 17-85/ВНИИГ, Ленинград, 1986, 310 с.
81. Филимонов В.А. Исследование анизотропных прочностных свойств намывных несвязанных грунтов и золы. – Изв. ВНИИГ, 1974г., т. 106, с. 280-286.
82. Фоменко И.К., Зерцаль О.В. Оценка влияния анизотропии свойств грунтов на устойчивость склонов// Журнал «Инженерные изыскания», №9/2013, С. 44-51

83. Фурса В.М. К изучению физико-механических свойств послеледниковых ленточных отложений // Грунтоведение и инженерная геология. Л., 1964. С.74-87.
84. Хейдар А., Школа А.В., Анизотропия прочностных свойств лессовых грунтов и расчет несущей способности оснований с ее учетом. – В кн.: Лессовые просадочные грунты как основания зданий и сооружений. Кн. 2. Ч. 2. Барнаул, 1990, с. 212 – 217.
85. Цыбульник Т.И. Определение порового давления в ядре высокой плотины при переменных значениях характеристик грунта. Труды ВОДГЕО, Гидротехника вып. 11. 1965.
86. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Госстройиздат, 1951. – 528 с.
87. Чугаев Р.Р., Расчет устойчивости земляных откосов по методу плоских поверхностей сдвига грунта. М.Л. изд. "Энергия", 1964, 178 с.
88. Школа А.В. Несущая способность оснований и боковое давление грунтов, анизотропных по сопротивлению сдвигу // Учебное пособие// В/О «МОРТЕХИНФОРМРЕКЛАМА». –Москва. 1991г.
89. Abduloev A.B., Bestuzheva A.S., Rasskazov L.N. The Study of the Anisotropy of Gravel Soils Under Conditions of Stabilometrical Tests. Soil Mech Found Eng 56, 253–257 (2019).
90. Abduloev A.B., Radzinskii A.V., Rasskazov L.N. Deformation Anisotropy of Pebble-Gravel Soils. Soil Mech Found Eng 55, 233–236 (2018).
91. Abduloev A., Bestuzheva A. Experimental studies of deformation anisotropy of gravel soils // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2020, 883(1), 012189 (CONMECHYDRO – 2020)
92. Abduloev A., Bestuzheva A. Stability of dam slopes taking into account anisotropy / 3S Web of Conf. Volume 410, 2023. XXVI International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2023)/ DOI <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202341005001>

93. Abduloev, A.B., Bestuzheva, A.S. Laboratory Studies of the Strain-Induced Anisotropy of Pebbles in a Dam Body // *Power Technology and Engineering.*, Volume 55, Issue 1, May 2021, pages 14-19.
94. Aghaei A.A., Rayhani M., Soroush A. LargeScale Triaxial Testing and Numerical Modeling of Rounded and Angular Rockfill Materials // *Archive of SID. Transaction A: Civil Engineering. Sharif University of Technology.* June 2010. Vol. 17. No. 3. Pp. 169—183.
95. Barden L. Stresses and displacement in crossanisotropic soil // *Geotechnique.* 1963. Vol.13. N 3. P.198- 210.
96. Casagrande A., Carillo N. Shear Failure on Anisotropic Materials// *Proc. Boston. Soc. Of Civil Eng.*, 1944. Vol. 31. P.74-87.
97. Chan C.K., Marachi N.D., Seed H.B. Evaluation of properties of rockfill materials // *J. SMFE.* 1972. Vol. 98(1), pp. 95—114.
98. Clough G.W., Vesic A.B. Behaviour of Granular Materials Under High Stresses // *J. of SMFE.* 1968. Vol. 94. No. 8M 3. Pp. 661—688.
99. Donovan T.D., Thiers G.R. Field Density Gradation and Triaxial Testing of Large-Size Rockfill for Little Blue Run Dam // *Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, STP 740, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials.* 1981. Pp. 315—325.
100. Franklin A.G. Directional variation of elastic wave velocities in oriented clay/ A.G. Franklin, P.A. Mattson // *Clay and clay minerals.* 1972. Vol.20. P.285-293
101. Glover-Cornwell-Method of Stability Analysis. Appendix C. Chapter 8.-Earth Dam. *Treatise on Dams United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Manual*
102. Graham J. Anisotropic elasticity of natural clay / J. Graham, G. T. Houlsby // *Geotechnique.* 1983. Vol.33. N 2. P.165-180.
103. Gupta A.K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering.* 2009. Vol. 14. Bund J. Pp. 1—18
104. Gupta A.K., Sharma K.G., Varadarajan A., Venkatachalam K., Testing and Modeling Two Rockfill Materials / A. Varadarajan, K.G. Sharma, K.

- Venkatachalam, A.K. Gupta // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. Vol. 129. No. 3. Pp. 206—218
105. Jannatiaghdam R., Soroush A. Behavior of rockfill materials in triaxial compression testing // International Journal of Civil Engineering. June 2012. Vol. 10. No. 2. Pp. 153—183.
106. Jenni Moglie, Andrea Saccenti ROGUN HPP L2 PROJECT, Geotechnical laboratory tests//Istituto Sperimentale Modelli GEOTECHNICI (ISMGEO). P.1-52
107. Kirkgard M.M. Anisotropy of normally consolidated San Francisco bay mud / M.M. Kirkgard, P.V.Lade // Geotechnical testing journal. 1991. Vol.14. N 3. P.231-246.
108. Kirkpatrick W.M. Directional properties of consolidated kaolin / W.M.Kirkpatrick, I.A.Rennie // Geotechnique. 1972. Vol.22. N.1. P.166-169.
109. Lo K.Y. Interpretation and significance of anisotropic deformation behavior of soft clays / K.Y.Lo, G.A.Leonards, C.Yuen // Norwegian Geotechnical Institute. 1977. N.117.
110. Loh A.K. Directional variation in undrained shear strength and fabric of Winnipeg Upper Brown clay / A.K.Loh, R.T.Holt // Canadian Geotechnical Journal. 1974. Vol.11. N 3. P.430-437.
111. Marsal R. J. Investigation sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento / R. I. Marsal , E. Moreno, A. Nunez et al.// Comision Federal de Electricidad, Mexico: 1965. – 141 p
112. Marsal R. J., 'Presa El Infiernillo – Observaciones en la cortina durante el periodo de construction y primer llenado del embalse / R. J. Marsal, L. Ramirez de Arellano// Comision Federal de Electricidad, Mexico: 1965. – 122 p.
113. Saada A.S. The dynamic response of anisotropic clay. Earthquake engineering and soil dynamics / A.S.Saada, G.F.Bianchini, Palmer Shook L. // Pasadena, CA. 1978. Vol.1. P.777-801.
114. Voight W. Lehrbuch der Kristallphysik. – Leipzig-Berlin. (Teubner), 1928.-328 s.

115. Ward W.H. Further studies of the properties of London Clay/ W.H.Ward, S.G.Samuels, M.E.Gutler // Geotechnique. 1959. Vol.9. N.2. P.321-344.
116. Ward W.H. Properties of the London clay at the Ashford common shaft: in-situ and undrained strength tests/ W.H.Ward, A.Marsland, S.G.Samuels // Geotechnique. 1965. Vol.15, N 4. P.321-344.
117. Yong R.N. Anisotropic behavior of sensitive clay / R.N.Yong, V.Silvestri // Canadian Geotechnical Journal. 1979. Vol.16. N.2. P.335-350.