

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования «Национальный исследовательский технологический
университет «МИСИС»

На правах рукописи

БОРИСОВ БОРИС БОРИСОВИЧ

**ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ ПРОДУКЦИОННЫХ ПРАВИЛ И
ПРОЦЕДУР ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ
СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ
РЕАКЦИИ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ**

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

**Специальность 2.8.7 – Теоретические основы проектирования
горнотехнических систем**

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор
Агафонов Валерий Владимирович

Москва 2026

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1 АНАЛИЗ И ВСЕСТОРОННЯЯ ОЦЕНКА НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ СИСТЕМ	
1.1 Выявление тенденций и закономерностей ранее проведенных методологических исследований с рациональными геомеханическими модельными представлениями и проведением численных расчетов	12
1.2 Анализ проектных технологических платформ строительства систем водообеспечения.....	19
1.3 Цель и задачи исследований.....	34
ВЫВОДЫ.....	35
ГЛАВА 2 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ И АЛГОРИТМИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЧИСЛЕННОГО РАСЧЕТА РЕАКЦИИ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ СИСТЕМ ВОДООБЕСПЕЧЕНИЯ	
2.1 Обоснование типа и структуры горнотехнических сооружений системы водообеспечения, горно-геологическая оценка участка строительства при проектировании шахтного водозабора	36
2.2 Выбор методов моделирования и оптимизации с оценкой точности и надежности принимаемых решений, обеспечения качества проектов с учетом промышленной безопасности	60
2.3 Определение основных параметров модели и особенности использования программного обеспечения <i>ZSoil</i> в рамках модельного представления конечно-элементной базы проведения исследований	70
ВЫВОДЫ.....	78
ГЛАВА 3 РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННОГО РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНОГО СТВОЛА ВОДОЗАБОРА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОЕКТНЫХ ПРОДУКЦИОННЫХ ПРОЦЕДУР	

3.1 Установление последовательности строительства и ввода в эксплуатацию вертикального водозабора. Результаты численного расчета на основное сочетание нагрузок с учетом поэтапного возведения	79
3.2 Реализация аналитических расчетов, данные численного моделирования и результаты оптимизации.....	85
ВЫВОДЫ.....	99
ГЛАВА 4 ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СИСТЕМЫ КРЕПЛЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ВОДОЗАБОРА	
4.1 Общие сведения и основные положения численного расчета	101
4.2 Симплициальный блок процедуры обоснования проектных решений системы крепления вертикального водозабора с обеспечением эксплуатационной устойчивости.....	102
ВЫВОДЫ.....	104
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	105
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	108
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	120

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность. К субконцептуальным составляющим общепринятой концепции, которая заявляется в процессе проектирования объемно-планировочных, технологических и конструктивных решений различного рода подземных сооружений, к которым с определенной степенью специфики можно отнести и водозаборные сооружения систем водообеспечения в пределах заданного района пересеченной местности, можно отнести проектные производственные правила и механизмы, построенные на численном моделировании реакции среды строительства, так как опыт эксплуатации подобных систем свидетельствует о том, что в качестве основных факторов, предопределяющих их эксплуатационную устойчивость, являются геомеханические составляющие грунтового массива строительства и сформировавшиеся течения в прибойных зонах.

Приоритет заявленного подхода позволяет нивелировать до приемлемого уровня проявления различного рода аварийных ситуаций как на стадии строительства, так и на стадии устойчивой эксплуатации.

Общеизвестно, что системы водообеспечения классифицируются как сложные горнотехнические сооружения, причем особенности их проектирования и эксплуатации обусловлены специфичностью водопроявлений, для локализации которых требуются превентивные технологические решения нестандартного типа и принципиально иные методологические и методические производственные правила вынесения окончательных проектных решений, что подтверждается высокой степенью риска разработки и реализации проектов подобной направленности с режимами формирования и проявлений максимальных нагрузок, что, в свою очередь, требует отслеживания изменений эксплуатационных свойств сооружений и конструкций.

Исходя из вышеизложенного, в диссертационном исследовании решается актуальная научная задача разработки проектных модельных представлений в обозначенной проблематичной области, позволяющих достаточно объективно и достоверно ориентироваться в методологических и методических составляющих процедуры выбора и обоснования соответствующих проектных решений с рациональными параметрами.

Степень разработанности и проработки поставленной научной задачи.

В основу целевых функций математических модельных представлений в обозначенной среде проектирования закладывались системы уравнений, решение которых требовало наличия различных модификаций численных методов интегрированного характера как среди российских, так и зарубежных исследователей-ученых. Учитывая определенные практические и теоретические достижения можно выделить и обозначить труды Д.Р. Каплунова, А.С. Малкина, Фрянова В.Н., Рыльниковой М.В., Савича И.Н., Мельника В.В., Куликовой Е.В., К.В. Руппенейта, Д. Талобра, Ч. Джегера, Л.Д. Шевякова, Б.А. Картозия, М.Н. Щуплика, И.Р. Венгерова, А.П. Панкратенко, М.С. Плешко, Конюхова Д.С., А.Г. Протосени, Саммаля А.С., Анциферова С.В., Иовлева Г.А., Цюпы Д.А., Волохова Е.М., Белякова Н.А., Карасева М.А., Ставрогина А.Н., Авершина С.Г., Тимошенко С. П., Гудьера Дж., Малькова В. М. и многих других.

Модельные представления, разработанные и представленные в рамках исследований вышеперечисленных авторов в обозначенной проблематичной области позволяют достаточно объективно и достоверно ориентироваться в методологических и методических составляющих процедуры выбора и обоснования соответствующих проектных решений с рациональными параметрами, однако в области проектирования таких специфических горнотехнических сооружений, к которым с полным основанием можно отнести различные системы водообеспечения с различным функциональным назначением, требуется их совершенствование и трансформация (наличие физической нелинейности взаимодействия грунтовых элементов, системы «бетон-бетон» и «бетон-скала», особенно с учетом водонасыщения, поэтапности проведения и сооружения обделок горнотехнических сооружений и конструкций, детализация параметра RQD и пр.).

В сфере обозначенных проблемных составляющих проектирования рассматриваемых горнотехнических сооружений наиболее рациональной и содержательной является методология с модельным представлением, где в качестве базовой составляющей заявляется модель дискретного (континуального) типа) типа МКЭ.

Данный подход предусматривает выполнение численных расчетов в двухфазной нелинейной постановке в трехмерном проектном пространстве объемных фильтрационных сил, что формирует учет всех составляющих физической нелинейности взаимодействия геологических элементов вмещающих грунтов с вводом в модельное представление ряда известных целевых ограничений и допущений.

В проблематичной области **объектами исследований** являются проектные подходы к выбору мест расположения водозаборных сооружений (систем водообеспечения), и их функциональных элементов с учетом моделирования и прогнозирования поведения грунтового массива.

Предмет исследований: проектные подходы и процедуры при обосновании проектных решений и определении их рациональных параметров при сооружении систем водообеспечения.

Основная идея работы состоит в том, что повышение эффективности систем поддержки принятия проектных решений при строительстве водозаборных сооружений систем водообеспечения достигается использованием итерационного метода МКЭ в перемещениях со спецификой физической нелинейности работы вмещающих грунтов в сочетании со строительными конструкциями горнотехнического сооружения.

Методы исследований. Алгоритмический комплекс взаимосвязанных и взаимодействующих задач исследований в заявленной проблематичной области диссертационного исследования требует для их эффективного решения привлечения и работоспособного использования комплекса современных научных методов: методы осуществления проектной деятельности с учетом моделирования и прогнозирования поведения грунтового массива в результате сооружения системы водообеспечения, методы геофизических исследований, итерационный метод МКЭ с конечно-элементной аппроксимацией в перемещениях со спецификой физической нелинейности работы вмещающих грунтов в сочетании со строительными конструкциями горнотехнического сооружения) и пр. В рамках решения поставленной научной задачи в целевом наполнении привлекается методическое обеспечение алгоритма Ньютона-

Рафсона с составляющими трех инвариантов (девиатора и тензора напряжений, плоских деформаций с вводом в целевую функцию угла Лоде) и пр.

Защищаемые научные положения:

1. Общая стратегия осуществления проектной деятельности в области строительства горнотехнических сооружений, связанных с водообеспечением различного рода потребителей должна базироваться на научно-методическом обеспечении с модельным представлением, где в качестве базовой составляющей заявляется модель дискретного (континуального) типа типа МКЭ с конечно-элементной аппроксимацией. В качестве базовой заявляется гипотеза уплотнения массива грунтовых пород, основанной на мультипликативной зависимости эффекта Баушингера с сопутствующей анизотропией и линеаризацией возникающих напряжений с учетом пластичности.
2. Система поддержки принятия проектных решений и оптимизационная модель при строительстве систем водообеспечения должна включать методическое обеспечение алгоритма Ньютона-Рафсона с составляющими трех инвариантов (девиатора и тензора напряжений, плоских деформаций с вводом в целевую функцию угла Лоде) с выполнением численных расчетов в двухфазной нелинейной постановке в трехмерном проектном пространстве объемных фильтрационных сил, что формирует учет всех составляющих физической нелинейности взаимодействия геологических элементов вмещающих грунтов. Для реализации процедуры проведения численных расчетов в области эксплуатационной устойчивости металлоконструкций горнотехнического сооружения системы водообеспечения следует привлекать сертифицированный комплекс Sofistik.
3. Конкурентоспособные концептуальные технико-технологические проектные решения систем водообеспечения с водозаборными сооружениями формируются на основе детального анализа структурно-геомеханических решений с выявлением и систематизацией по определенным правилам и алгоритмам оптимизации их эксплуатационной устойчивости, что с достаточной степенью достоверности и объективности позволяет выявлять возможные пути

совершенствования прототипа (аналога) или создавать новые конкурентоспособные проектные (пионерные) решения. Требуемая толщина бетонной обделки должна составлять не менее 800 мм с силовым наполнением арматурой 16-A500C и с наличием двух опорных венцов из быстротвердеющего бетона В30.

Данные параметры удовлетворяют характеру реакции геологической среды на строительство заявленного горнотехнического сооружения и соответствуют картине напряжений и деформаций строительных конструкций.

Достоверность и объективность разработанных продукционных правил алгоритмического обеспечения принятия проектных решений строительства систем обусловлена удовлетворительным уровнем сходимости полученных в результате проведения экспериментов исходных и результирующих данных в сравнении с аналогами теоретического плана (уровень сходимости превышает 90%) в рамках верификации разработанного методического обеспечения применительно к конкретному объекту исследований (водозабор из Чиркейского водохранилища в Буйнакском районе Республики Дагестан) с использованием современных средств цифрового многопараметрического оптимизационного моделирования и пр.

Научная новизна проведенных исследований обусловлена составляющими, существенно расширяющим возможности реализации проектных процедур:

1. Для обоснования проектных продукционных правил и процедур при строительстве систем водообеспечения с учетом численного многопараметрического оптимизационного моделирования реакции геологической среды разработана процедура трансформации механизма адаптации и переориентации технологических процессов строительства систем водообеспечения с использованием подземных горных работ к реакции геологической среды и максимального нивелирования геотехнологических рисков при их ведении.

2. Разработана СППР с алгоритмом Ньютона-Рафсона и составляющими трех инвариантов (девиатора и тензора напряжений, плоских деформаций с вводом в целевую функцию угла Лоде) с выполнением численных расчетов в двухфазной нелинейной постановке в трехмерном проектном пространстве объемных

фильтрационных сил, что формирует учет всех составляющих физической нелинейности взаимодействия геологических элементов вмещающих грунтов на основе модели разрушения скальных массивов Хоека-Брауна и диаграммы Феннера – Пахера.

Теоретическая значимость обусловлена разработкой научного подхода с симплициональными блоками, которые позволяют объективно структурировать сложившиеся взаимосвязи между элементами и факторами проектирования и эксплуатации с учетом динамической составляющей. сформировать соответствующие адаптационные способности к изменениям внутренней и внешней сред строительства и функционирования, повышающих их технико-экономическую эффективность,

Практическая значимость исследований обусловлена разработкой практических рекомендаций в области реализации предложенной системы поддержки принятия проектных решений при проектировании и строительстве шахтного водозабора системы водообеспечения с формированием достоверной и объективной прогнозной динамики сопутствующих геомеханических процессов и их воздействия на горнотехнические конструкции, что дает возможность нивелировать до приемлемого уровня проявления различного рода аварийных ситуаций как на стадии строительства, так и на стадии устойчивой эксплуатации. Представленное решение в рамках разработанного научно-методического обеспечения поставленной научно-практической задачи позволяет существенно расширить границы формирования должного уровня промышленно-экологической безопасности.

Теоретические результаты работы могут представлять интерес в прикладном плане при выполнении соответствующих хозяйственных работ и в учебном процессе специализаций, посвященных строительству подземных сооружений и горных предприятий.

Реализация результатов работы. Методика, проектные производственные правила и процедуры, алгоритмическое обеспечение с рациональными геомеханическими модельными представлениями с предлагаемой моделью разрушения скальных массивов Хоека-Брауна и диаграммы Феннера – Пахера рекомендованы к использованию при строительстве шахтного водозабора

системы водообеспечения (респ. Дагестан). Научные и практические результаты работы в рамках концепции и комплексной методики обоснования проектных продукционных правил и процедур, методического, методологического, алгоритмического и архитектурного наполнения процедуры обоснования проектных решений и оптимизации их параметров при строительстве систем водообеспечения, прошли проверку и рекомендованы к использованию в практике их проектирования, строительства и эксплуатации в рамках Московской строительной компании ИБТ (гражданское и промышленное строительство) и ООО Этернум Тех (инженерные изыскания, инженерно-техническое проектирование, геотехнический прогноз (оценка влияния) строительства). Соответствующие справки приведены в Приложении.

В рамках получения и формирования соответствующих навыков и компетенций результаты проведенных в заявленной области проблематики теоретических и практических исследований широко используются в учебном процессе профильных кафедр Горного института НИТУ МИСИС в рамках изучения соответствующих дисциплин и рекомендованы для широкого использования проектными организациями при проектировании и строительстве подобных горнотехнических систем.

Личный вклад автора можно обозначить и конкретизировать следующими составляющими:

автор принимал непосредственное участие:

- в обосновании актуальности поставленной научно-практической задачи, что позволило правомерно сформулировать цель и идею;
- в выявлении положительных и негативных тенденций и закономерностей ранее проведенных методологических исследований с рациональными геомеханическими модельными представлениями;
- разработке проектных продукционных правил принятия рациональных проектных решений и практических рекомендаций по результатам расчетов применительно к конкретному объекту исследований (водозабор из Чиркейского водохранилища).

Апробация работы. Соответствующая апробация разработанной системы поддержки проектных решений и основных результатов диссертационной

работы подтверждается рядом докладов, сделанных в рамках международного научного симпозиума "Неделя горняка - 2025", г. Москва, "Неделя горняка - 2026", г. Москва, международной научно-практической конференции, Bengaluru, India, 19–20 января 2026 года. – Bengaluru, India и в рамках проведения научных семинаров аспирантов кафедры «Геотехнологии освоения недр» Горного института НИТУ МИСИС.

Публикации. В рамках освещения и представления научной общественности автором опубликованы 6 научных работ в изданиях МБД и ВАК в соответствии с заявленной специальностью.

Объем и структура работы. Структурно диссертация представлена общепринятыми разделами: введением, 4 главами с табличным и иллюстрационным материалом, заключением, списком использованных литературных источников из 116 наименований и приложения. Общий объем составляет 122 страницы, в который включены 52 рисунка и 19 таблиц.

ГЛАВА 1 АНАЛИЗ И ВСЕСТОРОННЯЯ ОЦЕНКА НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ СИСТЕМ

1.1 Выявление тенденций и закономерностей ранее проведенных методологических исследований с рациональными геомеханическими модельными представлениями и проведением численных расчетов

Различные этапы недропользования и проектирования с наличием различного типа горнотехнических сооружений всегда сопровождались сопутствующим научно-методическим обеспечением геомеханики, которая всегда выделялась в отдельную составляющую проведения научных исследований в области механики и физики горных пород. Становится все более очевидной ее роль для управления и минимизации негативных последствий при строительстве и эксплуатации подземных горнотехнических конструкций и сохранении их эксплуатационной устойчивости с соответствующими научными представлениями.

За это время в области геомеханических представлений сформировались два научных направления: - первое связано непосредственно с безопасностью жизнедеятельности рабочего персонала и основывается на управлении горным давлением; - второе связано с количественной оценкой и прогнозированием проявлений деформационных процессов.

Основополагающие научные направления в рассматриваемой области сформированы и освещены С.Г. Лехницким [1,2], Д.И. Шерманом [3], А.Н. Динником [4], Г.Н. Савиным [5], К.В. Руппенейтом [6], Ю.М. Либерманом [6], Д. Талобром [7], Г. Джегером [8] и др.

В их основу заложены методологические и методические подходы, связанные как с физическим так и с математическим моделированием процессов деформирования массивов вмещающих горные конструкции пород с обширным спектром присущих им свойств (вязкие, упругие, фильтрационные и пластические). Установлены и довольно подробно описаны закономерности

перераспределения напряжений в зонах опорного горного давления с учетом процессов и механизмов разгрузки и расслоения и пр.).

Дальнейшая трансформация и развитие исследований с учетом геомеханических процессов и особенностей поэтапно реализовывались в следующих направлениях:

- направление первого этапа рассматривало и реализовывало комплекс научных исследований экспериментального плана, связанных с установлением интервала основных физико-механических параметров и характеристик литологических разностей отдельных грунтовых геологических элементов с учетом их сплошности (основополагающие научные направления в рассматриваемой области сформированы и освещены И.М. Бахуриным [9], Л.Д. Шевяковым [10], А.А. Протодяконовым [11] и др.);

- направление второго этапа рассматривало и реализовывало комплекс научных исследований как экспериментального так и аналитического плана, связанных с установлением определенных закономерностей формирования консолидированного состояния отдельных грунтовых геологических элементов с учетом их несплошности (основополагающие научные направления в рассматриваемой области сформированы и освещены Герцевановым [12], Флориным [13], Терцаги [14], и др.);

- теоретическая направленность третьего этапа была направлена на реализацию научных гипотез, объясняющих определенные закономерности геологической реакции органогенных грунтовых инженерных элементов (Зарецкий [15], Мартиросян [16], Абелев [17] и др.);

- теоретическая направленность четвертого этапа аналитического плана, связана с установлением определенных закономерностей в области перераспределения напряжений в блочных геологических средах с учетом их трещинноватости (основополагающие научные направления в рассматриваемой области сформированы и освещены Морарескулом [18], Коноваловым [19], Евдокимовым [20] и др.);

- направление пятого этапа рассматривало и реализовывало комплекс научных исследований как экспериментального так и аналитического плана, связанных с развитием и широким внедрением в модельные геомеханические представления информационных технологий, превалирующее положение среди которых по праву занимают методы конечно-элементного анализа FEM –МКЭ (основополагающие научные направления в рассматриваемой области сформированы и освещены Фадеевым [21], Амусиным [22], Бринкгреве [23] и др.).

Различные версии аналитических подходов, заложенных в основу итераций моделирования поведения геологической среды, позволяющих производить численные расчеты связана предлагались в свое время Э.Д. Ершовым [24], Н.А. Цытовичем [25], Б.Н. Достоваловым [26], В.А. Кудрявцевым [27], В. Ladanyi [28], О.В. Andersland [29] и др.), - причем все эти версии отличались учетом и наличием ряда принципиально различных конструктивных признаков многопараметрического моделирования с количественной и качественной оценкой геотехнического риска и разработкой определенных компенсирующих превентивных технологических решений по его минимизации. В качестве основоположника данного подхода с полным основанием можно заявить Н.Г. Трупака [30], а в качестве ученых, которые дополнили и трансформировали заявленные версии можно отметить (Р.А. Муллера [31], С.П. Колбенкова [32], Я.А. Кроник [33], В.Ф. Подакова [34], С.Г. Авершина [35], В.П. Хуцкого [36], Ю.А. Лиманова [37], Z. Liu [38], С.Ю. Новожеина [39] и др.). Весь спектр научных подходов, трансформация и развитие исследований с учетом геомеханических процессов и особенностей поэтапного развития представлен на рис.1.1.

На основе проведенной оценки тенденций и закономерностей ранее проведенных методологических исследований с рациональными геомеханическими модельными представлениями и проведением численных расчетов можно сделать вывод, что в рамках единого концептуального подхода выявление истинной картины взаимодействия вмещающего массива и

горнотехнических сооружений различного функционального назначения с учетом возникающих напряжений и деформаций с адекватной картиной восприятия неоднородных блочных геологических элементов с сопутствующими системами трещинноватости и устойчивости представляется весьма сложной в воплощении.

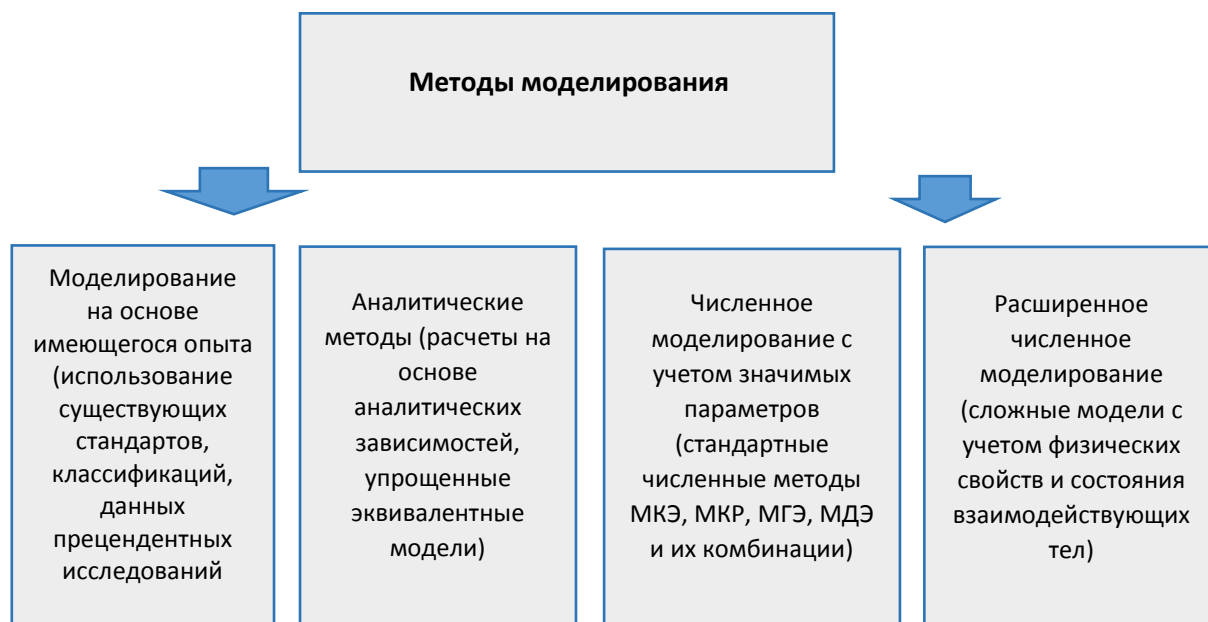


Рис.1.1 – Спектр научных подходов, трансформация и развитие исследований с учетом геомеханических процессов и особенностей поэтапного развития модельных представлений

Принимая во внимание эту основополагающую особенность формирования основных геомеханических теоретических положений вся история развития геомеханики как науки опиралась на отдельные особенности, которые являлись наиболее существенными и значимыми в конкретный период и условия развития.

При этом выделялись следующие основные направления:

1) Направление, связанное с детальными исследованиями процессов и механизмов процедуры допредельного деформирования с учетом пределов прочности в режиме линейно-упругого (без нарушения сплошности) и нелинейно-упругого деформирования (с нарушением сплошности).

2) Направление, связанное с детальным исследованием процессов и механизмов процедуры разрушения (запредельного деформирования с учетом хрупкого

трещинообразования и дезинтеграции и с необратимыми пластическими деформациями.

3) Направление, связанное с детальным исследованием геомеханических параметров структурного строения вмещающего массива.

4) Направление, связанное с детальным исследованием основных составляющих тенденций и закономерностей формирования горного давления.

Практическая реализация составляющих тенденций и закономерностей формирования горного давления производилась с учетом двух методологических особенностей.

1. Первая методологическая особенность связана с базовым аналитическим наполнением геомеханических представлений, которые обусловлены и привязаны к технологическим структурам строительства и эксплуатации горнотехнических конструкций.

2. Наполнение второй методологической особенности связано с базовым аналитическим багажом геомеханических представлений грунтового массива в результате его нагружения.

В основу целевых функций математических модельных представлений в этом случае закладывались системы уравнений, решение которых требовало наличие различных модификаций численных методов интегрированного характера, которые давали относительно приближенные значения.

Совершенствование этих подходов было связано с вводом различных плоскостных представлений – 2D или 3D, которые сохраняются до сих пор.

Вмещающий массив горных пород идентифицируется с геологической средой недропользования.

Безусловно, идеализированный целевых функций математических модельных представлений включает ряд геомеханических допущений и ограничений:

1) Допущения, ограничения и упрощения, связанные с наличием гипотезы о незначительности деформаций: прикладываемые внешние нагрузки приводят к ничтожно малым деформациям вмещающей среды.

2) Допущения, ограничения и упрощения, связанные с наличием принципа суперпозиции, который предопределяет наличие механизма независимости действия внешних сил: последовательность приложения нескольких внешних факторов не оказывает решающего воздействия на развитие деформаций, так как результат воздействия равен сумме их результатов.

3) Допущения, ограничения и упрощения, связанные с наличием закона Гука и принципа Сен-Венана: только статический эквивалент нагрузки предопределяет деформации в точках среды, которые достаточно удалены от нагрузочных воздействий и не зависят от воздействующего способа нагружения.

В рамках разработки методики, проектных производственных правил и процедур, алгоритмического обеспечения поставленной задачи с рациональными геомеханическими модельными представлениями в основу понятийного аппарата сопутствующей методологии были заложены составляющие, связанные с постулатами теории упругости, отраженные в трудах Фламана, Буссинеска, Митчела, Кельвина, которые были трансформированы и развиты учеными-исследователями Н.М. Герцевановым, З.Г. Тер-Мартirosяном, Г.К. Клейном [40], Sagaset C. [41], С.П. Тимошенко [42] и др.

Дальнейшее развитие концептуальные геомеханические представления получили в рамках трансформации понятийного научного аппарата теорий упругости, ползучести и пластичности [43, 44, 45, 46, 47, 48] с символами Кронекера и упругих констант Ламе [49], анизотропная упругая среда задействует транверсально-изотропные представления С.Г. Лехницкого [50], вязкоупругая среда задействует представления Больцмана-Вольтерра и Кельвина-Фойгта [51], [52], пластическо-деформированная среда задействует пространственные составляющие Г. Генки [53] и Треска-Сен-Венана [54].

Модификационные модельные представления Hardening Soil представлены в работах [55, 56, 57, 58, 59, 60]. Грунтовые модели представлены в исследованиях [61, 62]. В качестве базовой заявляется гипотеза уплотнения массива грунтовых пород, основанной на мультипликативной зависимости эффекта Баушингера с

сопутствующей анизотропией и линеаризацией возникающих напряжений с учетом пластичности [63, 64].

Особое мнение присуще теоретическим и практическим исследованиям, выполненным в последнее время в проектной среде на базовых представлениях гипотез механики сплошной среды. В работе [65] обобщаются результаты в области моделирования и оптимизации параметров подземных горнотехнических сооружений, полученных с вводом в модельное представление эквивалентных материалов с натурно - математическими методами.

Труды [66-92] плеяды отечественных ученых, по мнению ведущих аналитиков в области геомеханики, относятся к наиболее значимым и основополагающим, отражающим различные аспекты взаимодействия геологической среды и различных подземных сооружений при их строительстве и эксплуатации [93-95].

В конце обзора, можно сформировать основополагающий вывод о все более отчетливо проявляющейся необходимости вовлечения в проектную деятельность определенных и наиболее значимых технико-технологических составляющих проектирования горнотехнических сооружений и конструкций с вовлечением в проектную среду численного моделирования реакции взаимодействующих элементов.

1.2 Анализ проектных технологических платформ при строительстве систем водообеспечения

Анализ всего комплекса проектных технологических платформ при строительстве систем водообеспечения выявил ряд общих тенденций и закономерностей принципиального характера, отличающихся лишь использованием составляющих, учитываемых отличительные особенности технологичности исходных условий (факторов) реализации, свойств геологической и геотехнической среды и технологических структур реализации производственных процессов при ведении сопутствующих строительных работ [96,97].

В роли обобщающих аналогичных связующих общей направленности в технологических платформах систем водообеспечения заявляется техническая составляющая, однако технологичность среды строительства выступает в роли ограничений, накладываемых на выполняемые технологические процессы и операции, что формирует ряд их кардинальных различий.

Выбор конструктивных проектных решений, типа, компоновочных решений и особенно места расположения водозаборных сооружений систем водообеспечения в пределах заданного района пресеченной местности, закладываемых в основу технологических платформ их строительства выбираются и обосновываются и имеют конкретную привязку с учетом проведения планировочных и архитектурно-строительных работ по изменению прибрежной береговой линии, что обуславливает поперечное перемещение наносов в проектных правилах и процедурах необходим учет изменения гидрологических, гидротермических и гидроморфологических процессов и условий забора воды, которые будут происходить и формироваться в последующем в результате строительства инженерных сооружений систем водообеспечения [98].

Причем опыт эксплуатации подобных систем водообеспечения свидетельствует о том, что в качестве основных факторов, предопределяющих их эксплуатационную устойчивость, являются геомеханические составляющие

грунтового массива строительства и сформировавшиеся течения в прибойных зонах.

С учетом этих составляющих, возникает необходимость изыскания рациональной компоновки и конструктивных элементов определенного типа водозабора и водоприемных устройств, при наличии которых исключается или предельно минимизируются риски проявлений аварийных ситуаций, связанных с геомеханическими составляющими и влиянием так называемых «сосредоточенных течений», формирующихся в прибойных зонах и оказывающих непосредственное влияние на систему водообеспечения (водозабор) за весь эксплуатационный период.

Негативное проявление «сосредоточенных течений» проявляется при проникновении в затворы водоприемных устройств различного вида водной растительности, шугольда и мусора, что предопределяет размещение водоприемных устройств за пределами зон их влияния.

Рациональным проектным решением будет то, которое устраняет или нивелирует негативное влияние перемещения наносов на проектируемом участке. Все остальные решения будут связаны с дорогостоящими и длительными периодическими регламентными обслуживаниями водоприемных конструкций и устройств.

В проектных решениях систем водообеспечения с наличием температурной стратификации водных масс, следует предусматривать использование конструктивных решений систем водообеспечения на основе селективных водозаборов, которые имеют в основе функционала рационализацию забора холодной воды в летнее время и более теплой в зимнее.

При наличии низкотехнологичных шуголедовых условий в этом случае требуется проектирование разнотипных водоприемников с оптимизированным межприемным расстоянием, которое в последующем однозначно исключает возможность одновременного перерыва водоснабжения. Такие разнотипные водоприемники, в обязательном порядке, в комплексе технического и технологического оснащения должны иметь способы и средства борьбы с

шуговыми проявлениями. В этом случае неплохие результаты обеспечивают устройства с фильтрующими водоприемниками.

При наличии средних и очень низкотехнологичных условий забора воды водозаборов I и II категории при выполнении проектировочных работ необходимо дополнительное проведение более комплексных и тщательных инженерных изысканий с обязательной лабораторной базой проведения исследований.

Анализ проектных технологических платформ при строительстве систем водообеспечения, реализуемых в настоящее время показал, что основными являются **системы с водозаборами с самотечными или сифонными водоводами руслового типа, водозаборами берегового типа, водозаборными сооружениями с подводным огражденным каналом, водозаборами островного типа, комбинированными водозаборами, водозаборными сооружениями в условиях стратифицированного водоема. водозаборными сооружениями в условиях стратифицированного водоема.**



Рис. 1.2 – Система водообеспечения с водозабором раздельного типа
(Чижовское и Лукомльское водохранилища)

[1.2, 1.3, 1.4, 1.5 -Левкевич В. Е., Саидов Ф. Н. Классификации поверхностных водохранилищных водозаборов Беларуси и Таджикистана. – 2021]



Рис. 1.3 – Система водообеспечения с водозабором совмещенного типа
(Вилейское и Дроздовское водохранилища)



Рис. 1.4 – Система водообеспечения с водозабором раздельного типа с прямым отбором воды (Водохранилище Локтыши и Люблинское)



Рис. 1.5 – Система водообеспечения с головными водозаборами открытого типа (Вахшский магистральный канал и канал Туранга Сака)

Первый вариант проектных технологических платформ при строительстве систем водообеспечения, т.е. систем с водозаборами с самотечными или сифонными водоводами руслового типа рационально реализовывать в условиях с наличием затопленных водоприемников, что обеспечивает повышение

степени обеспеченности и эксплуатационной устойчивости подачи воды (рис. 1.6).

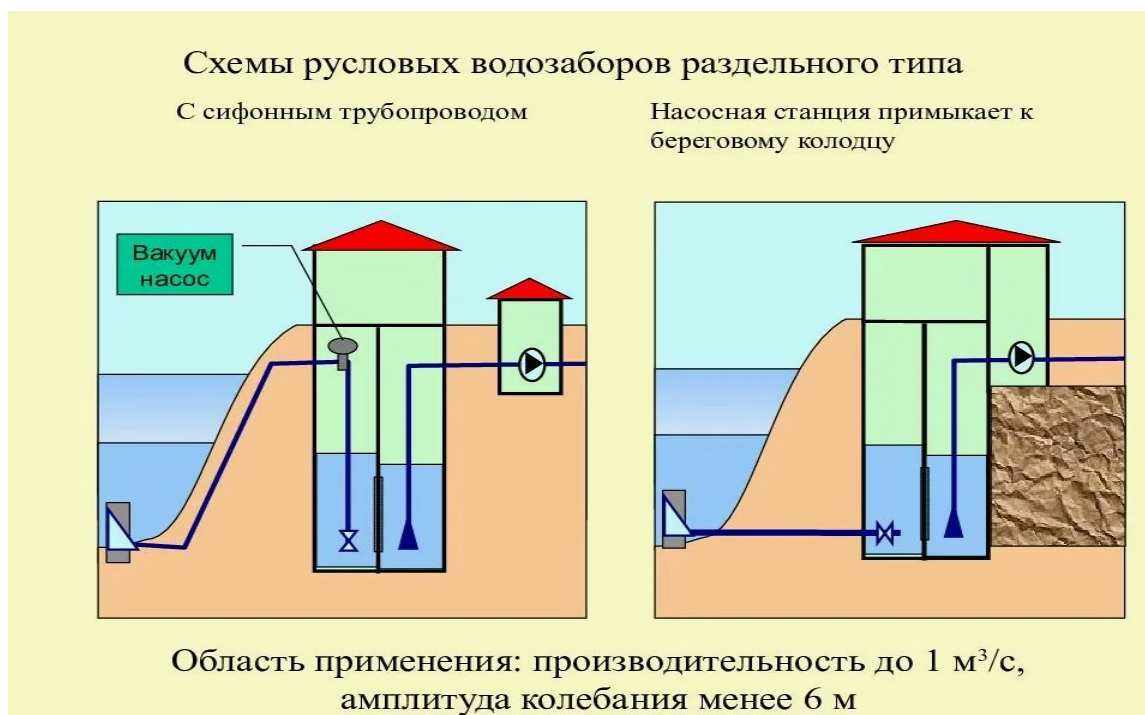
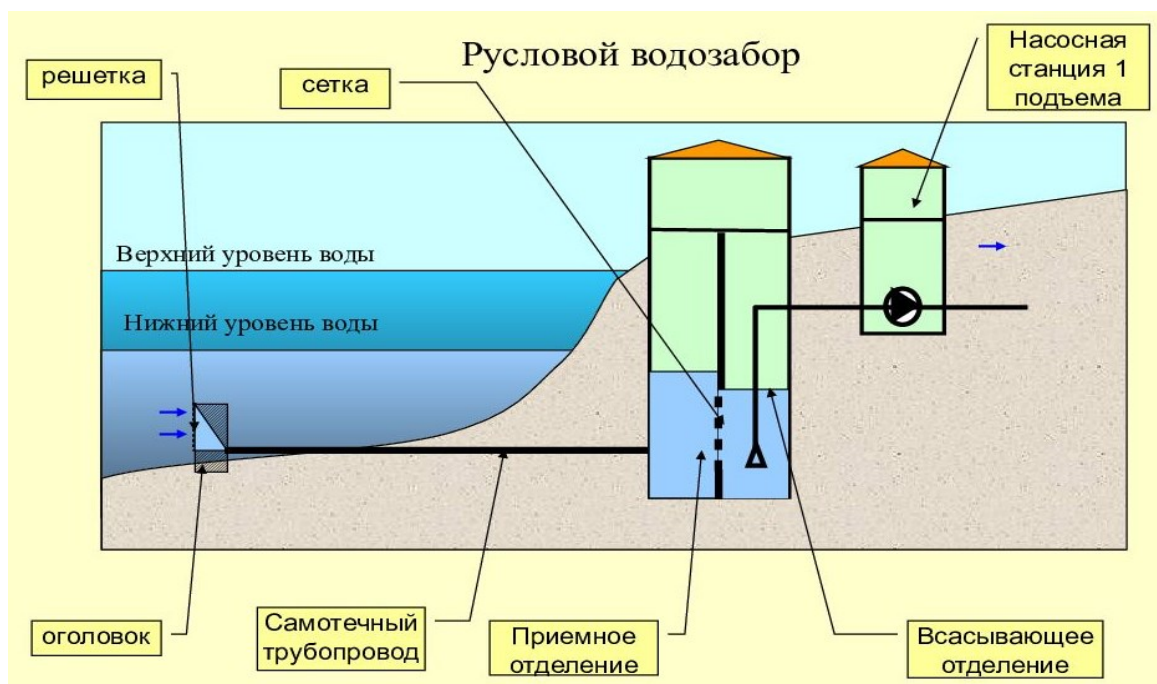


Рис. 1.6 - Технологические платформы с водозаборами руслового типа

Они обеспечивают достаточную степень обеспеченности и эксплуатационной устойчивости подачи воды.

Водозаборные конструкции и элементы в этом случае можно реализовать в нескольких конструктивных вариантах: - в бухтах (заливах) или на открытом выступающем участке побережья.

Реализация первого варианта требует учета и реализации превентивных технических и технологических составляющих, связанных с наличием ряда особенностей проектируемой местности:

- в пределах проектируемого участка присутствует интенсивная аккумуляция конечных продуктов трансформации и вымывания береговой полосы;
- в пределах проектируемого участка присутствует ряд течений градиентного, инерционного, компенсационного и плотностного характера нестационарной дислокации, формирующихся под воздействием ветровой нагрузки.

В этих условиях наиболее рациональным местоположением размещения водозаборных конструкций следует считать наиболее удаленный от береговой линии участок. При размещении водозаборных конструкций на относительно прямолинейной береговой линии в качестве рациональных являются проектные решения с отсутствием берегозащитных сооружений. Рациональность обеспечивают технологические решения с выносом технических элементов водозабора за пределы ожидаемых смещений береговой линии и прибрежных склонов.

В исключительных случаях допускается наличие берегозащитных конструкций с функцией нивелирования и исключения возможности отклонения формируемых в первой прибойной зоне течений, обуславливающих потоки загрязняющих масс различного характера к месту расположения водозабора на весь период эксплуатации, что, в основном, обеспечивают волнозащитные сооружения с обтекаемыми формами.

Технологические платформы с эстакадными сифонными водоводами, уложенными на эстакаде реализуются при наличии в пределах водоемов небольших глубин благоприятных климатических условий с интенсивным засорением водных масс. В этих случаях в функциональной структуре таких платформ присутствуют элементы, позволяющие полностью или частично

исключить флуктуации температурной стратификации водных масс с их засорением. Основным недостатком этого способа является необходимость восстановления рельефа береговой линии и прибрежных склонов, что требует дополнительных капитальных вложений.

В любом случае при реализации представленных технологических платформ должны присутствовать конструктивные рациональные элементы, которые обеспечивают следующий функционал [99]:

- формирование равномерного распределения входного скоростного режима водных масс в водоприемные устройства;
- формирование режима импульсной обратной промывки с функций недопущения в зону забора засоренных различными составляющими водных масс (мусор, шуга, растительность и прочее);
- исключение травмирования и гибели представителей речной и морской флоры и фауны.

Конкретное место размещения водозабора при использовании технологических платформ с водозаборами берегового типа должно удовлетворять следующему комплексу условий с весьма жесткими требованиями (рис.1.7):

- элемент вдольбереговой миграции с составляющей наносов должен отсутствовать;
- элемент проникновения загрязняющих масс и влияния вдольбереговых течений на конструкции и элементы водоприемных окон должен отсутствовать;
- необходимые близко расположенные к береговой линии глубинные отметки забора воды должны присутствовать.

При наличии отдельных участков водной акватории с недостаточными глубинами используются отдельные элементы технологической платформы в виде прорезей с проведением расчистных работ. Глубинные отметки в этом случае во всех вариациях должны в 1,5-2 раза превышать критические, при этом конструктивные пространственные размеры водоприемных окон, их количество и ярусов оптимизируются с учетом требуемого объема и

температурных характеристик водных масс, наличием или отсутствием селективного водоотбора, содержанием загрязняющих веществ (засоренности) и пр.

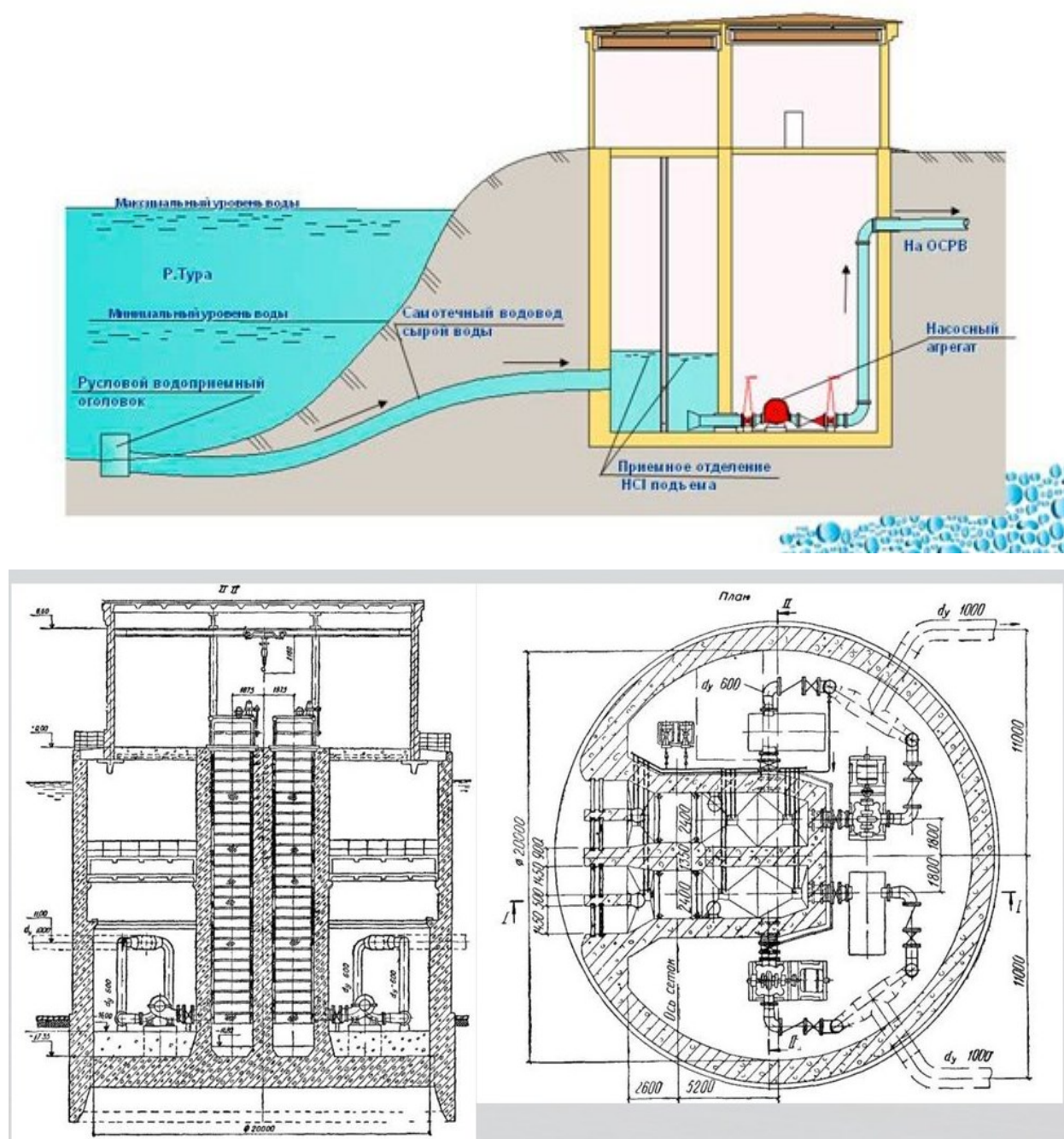


Рис. 1.7 - Технологические платформы с водозаборами берегового типа

Также как и в предыдущей технологической платформе повышение степени обеспеченности и эксплуатационной устойчивости подачи воды с учетом трансформации береговой линии и прибрежных склонов обеспечивается за счет

устранения и нивелирования влияния «сосредоточенных течений», исключения проникновения засоренных масс воды различными составляющими, осуществления и реализации селективного водоотбора, однако в этой конкретной ситуации требуется реализация дополнительных конструктивных составляющих в виде шпор, бунов и пр.

Область использования технологических платформ данного типа предусматривает проектируемые участки прибрежных склонов с резким изменением глубинных отметок в сторону водной акватории.

Технологические платформы с водозаборами, имеющими подводящие огражденные каналы реализуются в сложных и неблагоприятных низкотехнологичных условиях (резкое изменение температурного градиента в прибойных зонах, интенсивное загрязнение элементов водозабора различными составляющими, большой перепад необходимых глубинных отметок и значительная удаленность береговой линии от их необходимых величин, - при этом заявляется большая потребность интенсивного водоснабжения), причем подводящие каналы должны иметь системы охраны в виде дамб и волноломов (рис. 1.8).

При реализации представленных технологических платформ должны присутствовать конструктивные рациональные элементы, которые обеспечивают следующий функционал со следующими специфическими особенностями:

- системы охраны в виде дамб и волноломов должны перерезать и перехватывать водные массы с загрязняющими составляющими и «сосредоточенные» течения прибойных зон;
- подобные системы охраны должны формировать возможность обхода вышеупомянутых негативных сопутствующих проявлений.



Рис. 1.8 - Технологические платформы с водозаборами, имеющими подводные огражденные каналы

Снижение степени негативного влияния вышеупомянутых негативных сопутствующих проявлений возможно введением следующих составляющих:

1. Некоторые составляющие негативных факторов не остаются постоянными (интенсивности течений, взмучивания и пр.). Они имеют тенденцию резкого усиления в местах разрушения волновой нагрузки. С учетом этого вход в огражденный канал можно располагать в пределах любой из зон действия неразбитых волн, так как качественные характеристики водных масс остаются практически неизменными. Оптимальная длина ограждающих дамб в этом случае определяется с учетом луча волнения и рефракции волн, скоростного режима вдольбереговых течений и балансового состава миграционных процессов наносной составляющей.

2. При наличии возникновения интенсивных компенсационных течений вход в ограждающий канал размещается непосредственно в точке прекращения процесса разрушения волн.

3. При наличии фактора, связанного со слабой интенсивностью процесса колебаний уровней водной акватории уменьшение степени негативного влияния вышеупомянутых негативных сопутствующих проявлений в водоеме возможно с помощью строительства подводного волнолома, который обеспечивает стационарность зоны действия вдольбереговых течений.

4. При отсутствии благоприятных условий для забора воды в огражденный канал необходимо проведение дополнительных превентивных технологических решений, которые позволяют ослабить либо нивелировать процессы засорения огражденного канала таких как:

- технологические решения, позволяющие уменьшить глубинные отметки на входе и сократить длину сопутствующих сооружений.

Технологические платформы с водозаборами островного типа (крибы) реализуются в условиях интенсивной трансформации береговой линии (рис. 1.9), поперечного вдольберегового перемещения наносов, резкого изменения температурного градиента, которые позволяют значительно нивелировать либо полностью исключить случаи нарушения сложившегося режима течений и перемещения наносов в пределах проектируемого участка водной акватории.





Рис. 1.9 - Технологические платформы с водозаборами островного типа (крибы)

Технологические платформы с конструкциями комбинированных водозаборов используются при наличии неблагоприятных природных условий эксплуатации, когда ни один из существующих способов не способен обеспечить приемлемую производительность и технико-экономическую эффективность (рис. 1.10).

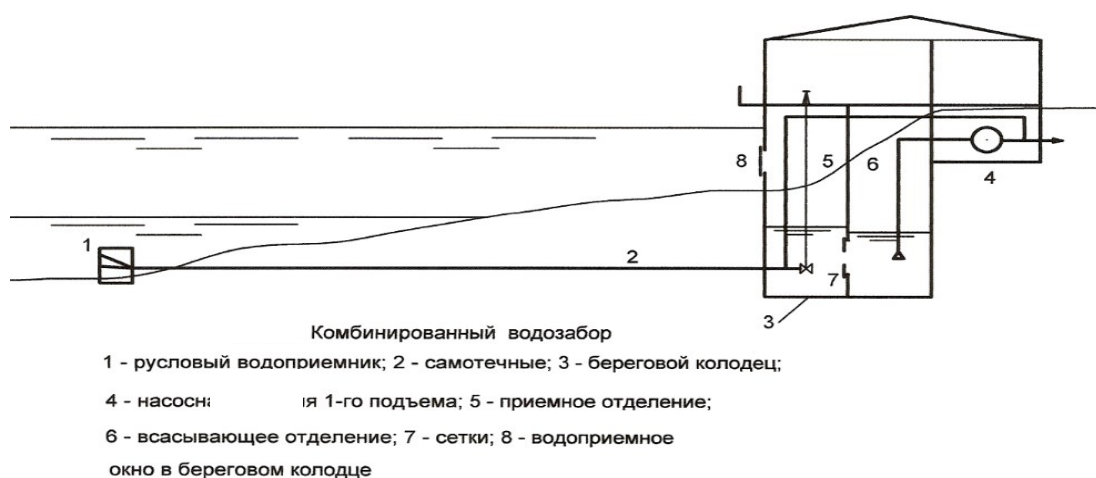


Рис. 1.10 - Технологические платформы с конструкциями комбинированных водозаборов

Технологические платформы в условиях стратифицированного водоема (рис. 1.11) реализуются с селективным (послойным) забором водных масс.

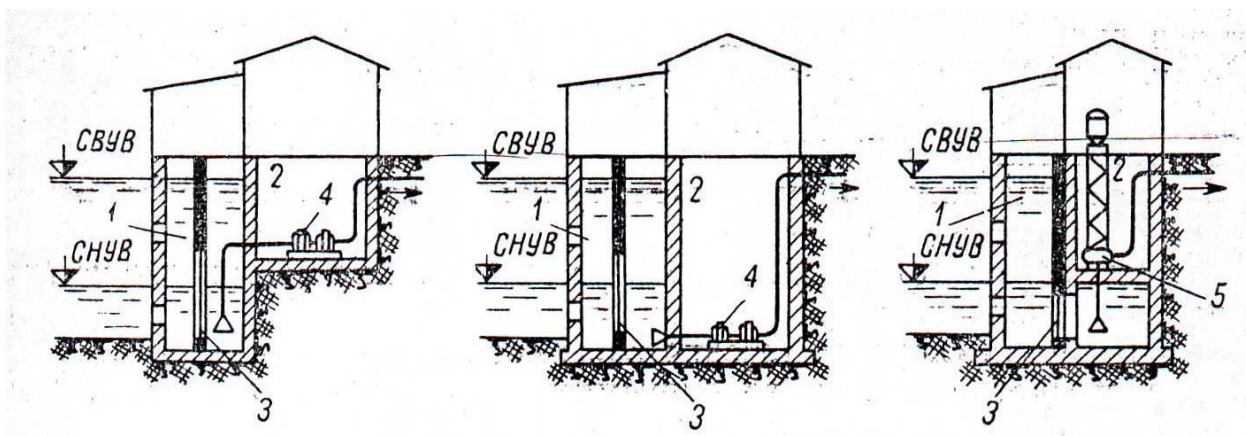


Рис. 1.11 - Технологические платформы с наличием водозаборных сооружений и учетом природных условий стратифицированного водоема

Данная технологическая платформа позволяет реализовать следующие преимущества:

- в проектных решениях систем водообеспечения с наличием температурной стратификации водных масс предусматривается использование конструктивных решений систем водообеспечения на основе селективных водозаборов, которые имеют в основе функционала рационализацию забора холодной воды в летнее время и более теплой в зимнее;
- в проектных решениях систем водообеспечения с наличием температурной стратификации водных масс нивелируется либо полностью исключается процесс захвата загрязненных поверхностных слоев воды и недопущения гибели и травмирования представителей флоры и фауны и пр.

Обоснование параметров технологических платформ на основе селективного водоотбора необходимо производить с учетом временного периода продолжительности явления плотностной стратификации водных масс с учетом значений температуры и минерализации.

Следует отметить, что использование всех вышеперечисленных технологических платформ требует соблюдения и реализации определенного комплекса мероприятия по защите водозаборных сооружений от определенных

загрязняющих и резко ухудшающих эффективность их функционирования и снижающих эксплуатационную устойчивость.

Анализ обобщенного опыта эксплуатации систем водообеспечения (водозаборов) показывает, что возникновение аварийных ситуаций, приводящих к перебоям водоснабжения связано, в первую очередь, с шуголедовыми составляющими. На втором месте находятся аварийные ситуации, связанные с загрязнением приемных решеток водоприемных устройств различного рода продуктами и на последнем месте находятся аварийные ситуации, связанные с деформациями конструкций водоприемных устройств и их элементов.

Выбор и обоснование превентивных технологических мероприятий, нивелирующих негативные шуголедовые составляющие, производится с учетом факторов, способствующих их возникновению.

В некоторых ситуациях используется периодическое хлорирование водных масс и мощные фильтры из камня, гравия, гальки или щебня или задействуется импульсный метод (рис. 1.12).

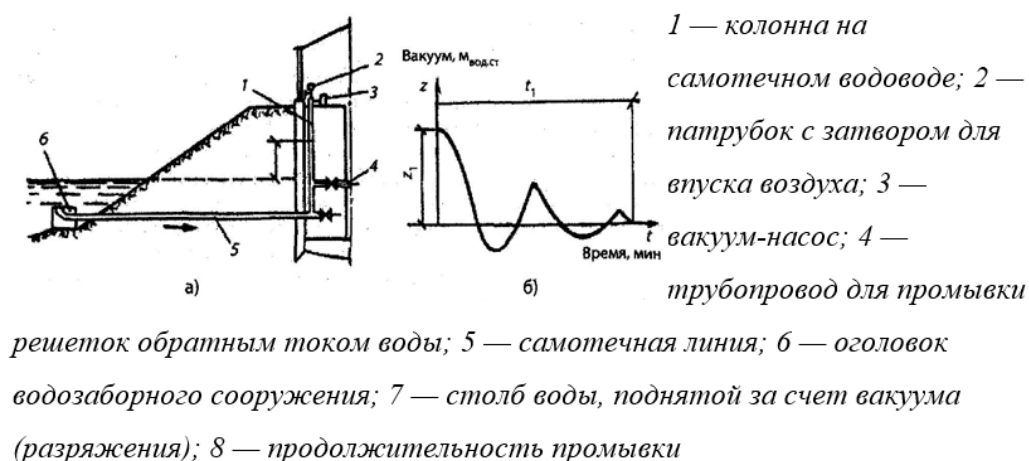


Рис. 1.12 - Схема промывки водозаборного сооружения на основе импульсного метода

Системы водообеспечения классифицируются как сложные горнотехнические сооружения, причем особенности их проектирования и эксплуатации обусловлены специфичностью водопроявлений, для локализации которых требуются превентивные технологические решения нестандартного типа и принципиально иные методологические и методические производственные правила вынесения окончательных проектных решений, что подтверждается высокой степенью риска разработки и реализации проектов подобной направленности с режимами формирования и проявлений максимальных нагрузок, что, в свою очередь, требует отслеживания изменений эксплуатационных свойств сооружений и конструкций. Обобщающие связующие адаптивной направленности в технологических платформах систем водообеспечения заявляются с учетом оценки технологичности среды строительства и выступают в роли определенных ограничений, которые регламентируют реализацию технологических процессов и операций, что формирует определенный алгоритм их выполнения в конкретных горно-геологических и горнотехнических условиях.

1.3 Цель и задачи исследований

Целью диссертационной работы является обоснование и разработка научно-методического обеспечения (методики, проектных производственных правил и процедур, алгоритмического обеспечения) при строительстве систем водообеспечения с учетом численного моделирования реакции геологической среды, обеспечивающего повышение эффективности систем поддержки принятия проектных решений на базе установления закономерностей протекающих сопутствующих геомеханических процессов.

Конечные целевые модельные представления и разработка научно-методического обеспечения (методики, проектных производственных правил и процедур, алгоритмического обеспечения) при строительстве систем водообеспечения с учетом численного моделирования реакции геологической среды в области заявленной проблематики диссертации требуют решения сопутствующих взаимосвязанных **комплексных задач исследований**:

- выполнить анализ и всестороннюю оценку научно-методического и алгоритмического обеспечения обоснования проектных решений горнотехнических систем при строительстве систем водообеспечения;
- выявить положительные и негативные тенденции и закономерности ранее проведенных методологических и методических исследований в области заявленной научно-производственной задачи и с их учетом разработать научно-методическое обеспечение (методику, проектные производственные правила и процедуры, алгоритмическое обеспечение) с рациональными геомеханическими модельными представлениями;
- провести валидационные и верификационные процедуры разработанного научно-методического обеспечения с учетом анализа имеющихся исходных данных; выбора моделей материалов; подготовки расчетной модели; выполнения аналитических и численных расчетов МКЭ; анализа результатов расчетов; подготовки выводов и рекомендаций по результатам расчетов применительно к конкретному объекту исследований.

ВЫВОДЫ

1. Различные этапы недропользования с наличием различного типа горнотехнических сооружений всегда сопровождались сопутствующим научно-методическим обеспечением геомеханики, которая всегда выделялась в отдельную составляющую проведения научных исследований в области механики и физики горных пород. Становится все более очевидной ее роль для управления и минимизации негативных последствий при строительстве и эксплуатации подземных горнотехнических конструкций и сохранении их эксплуатационной устойчивости с соответствующими научными представлениями.

2. В рамках разработки методики, проектных производственных правил и процедур, алгоритмического обеспечения поставленной задачи с рациональными геомеханическими модельными представлениями необходим анализ различных версий аналитических подходов, заложенных в основу итераций моделирования поведения геологической среды, которые отличаются учетом и наличием ряда принципиально различных конструктивных признаков многопараметрического моделирования с количественной и качественной оценкой геотехнического риска и разработкой определенных компенсирующих превентивных технологических решений по его минимизации. В основу целевых функций математических модельных представлений в этом случае нужно закладывать системы уравнений, решение которых требует наличия различных модификаций численных методов интегрированного характера.

3. В настоящий период недропользования научно - проектными и строительными организациями сформирована определенная значительная база реализации технологических структур, но их использование требует соблюдения и реализации определенного комплекса мероприятий по локализации и нивелирования влияния аварийных ситуаций.

ГЛАВА 2 РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ И АЛГОРИТМИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЧИСЛЕННОГО РАСЧЕТА РЕАКЦИИ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ СИСТЕМ ВОДООБЕСПЕЧЕНИЯ

2.1 Обоснование типа и структуры горнотехнических сооружений системы водообеспечения, горно-геологическая оценка участка строительства при проектировании вертикального водозабора

Описание объекта строительства

Пространственные размеры проектируемого горнотехнического сооружения выглядят следующим образом: диаметр ствола на этапе проведения проходческих работ - 15,6 м, диаметр ствола на этапе проведения черновой обделки 14,6 м, диаметр ствола на этапе проведения чистовой обделки 13,0 м. Общая протяженность шахтного ствола системы водообеспечения составляет 73,0 м [113].

Так как система инженерно-геологических элементов включает водоносные горизонты, то требуется создание противодиффузионной завесы для предотвращения затопления рабочего пространства. Данное технологическое решение реализуется ниже конечной отметки на пять метров.

ОПИСАНИЕ УСЛОВИЙ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

Топографические, климатические, геологические, гидрогеологические условия. Сейсмичность

В целях оценки технологичности и природно-техногенной специфики проектирования и строительства горнотехнических конструкций следует проанализировать следующие составляющие [115]:

Топографические условия

Вертикальный шахтный ствол водозабора расположен на берегу Чиркейского водохранилища в Буйнакском районе Республики Дагестан. Участок проектируемого строительства в геоморфологическом отношении расположен в пределах предгорной зоны северного склона восточной части Большого Кавказа.

Абсолютные отметки участка колеблются от 305,00 до 380,87 м, с общим понижением к западной части.

Климатические условия

Климат в Буйнакском районе, расположенном в центральной части Дагестана, характеризуется как умеренно-континентальный и засушливый.

Температура воздуха

Температурные годовые градиенты имеют пределы изменения в интервале 0.6 – 24.5 при среднем значении в 12.4 в градусах Цельсия (°C).

Влажность воздуха

Годовые градиенты парциального давления водяного пара имеют пределы изменения в интервале 5.6 – 21.4 при среднем значении в 12.6 в гектопаскалях (гПа)

Геологические условия

В результате и с учетом ранее проведенных различными организациями инженерно-геологических изысканий до глубины 90,00 м выделено 10 инженерно-геологических элементов (ИГЭ) и 1 слой (почвенно-гумусированный слой).

Первоначальный объект инженерно-геологический изысканий позволяет идентифицировать его как почвенно-гумусированный слой (0.2-0.8м). Структурные элементы этого слоя характеризуются различными видами супеси, пылеватой, преобладающего коричневого цвета, содержащей органические вещества растительного генезиса, обладающей пластическими свойствами.

В качестве второго объекта выделяется ИГЭ-1 (1.0-4.2м), структурные элементы представлены различными видами суглинка, пылеватого, преобладающего коричневого цвета с сероватым оттенком, легкий, содержащий отдельные конгломерации (доходящие до 7%) щебня и мергеля.

В качестве третьего объекта выделяется ИГЭ-2 (0.4-6.5м), структурные элементы представлены различными видами суглинка, пылеватого, преобладающего коричневого цвета с сероватым оттенком, тяжелый, содержащий отдельные конгломерации (доходящие до 5%) щебня и мергеля.

В качестве четвертого объекта выделяется ИГЭ-3 (1.2-4.0м), структурные элементы которого представлены различными видами щебенисто-мергелистового грунта, преобладающего зеленоватого цвета с серым оттенком, тяжелый, содержащий в качестве связующего суглинистый заполнитель.

В качестве пятого объекта выделяется ИГЭ-4 (0.9-5.8м), структурные элементы которого представлены различными видами мергеля, преобладающего зеленоватого цвета с серым оттенком, тяжелый.

В качестве шестого объекта выделяется ИГЭ-5 (1.0-13.0м), структурные элементы которого представлены различными видами алевролита, преобладающего серого цвета с серым, беловатым и бежевым оттенком, среднепрочный.

В качестве седьмого объекта выделяется ИГЭ-6 (0.7-5.0м), структурные элементы которого представлены различными видами алевролита, преобладающего серого цвета с серым, беловатым и бежевым оттенком, прочный.

В качестве восьмого объекта выделяется ИГЭ-7 (1.3-5.1м), структурные элементы которого представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, среднепрочный.

В качестве девятого объекта выделяется ИГЭ-8 (1.5-35.2м), структурные элементы которого представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, прочный.

В качестве десятого объекта выделяется ИГЭ-9 (2.5-69.5м), структурные элементы которого представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, низкопрочный.

В качестве одиннадцатого объекта выделяется ИГЭ-10 (3.7-21.3м), структурные элементы которого представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, среднепрочный.

Гидрогеологические условия

Уровень грунтовых вод расположен на отметке 335,95 м. Характерные уровни водохранилища: ФПУ 357,3 (форсированный подпорный уровень); НПУ 355,0 (нормальный подпорный уровень); УМО 315,0 (уровень мёртвого объёма).

Сейсмичность

Сейсмичность района по карте ОСР-2015-В СП 14.13330.2018 составляет 8 баллов.

Свойства грунтов

Физико-механические свойства грунтов с учетом ранее проведенных различными организациями инженерно-геологических изысканий приведены в таблице 2.1. В качестве целевого назначения инженерно-геологических изысканий заявляется определение и уточнение исходных значений параметров и характеристик геологической среды в рамках воплощения оптимизационных проектных процедур (рис.2.1).

Структура инженерно-геологических изысканий включала на первом этапе трехосные испытания грунтовых образцов в соответствии с консолидированно-дренированной схемой (рис.2.2);

- на втором этапе трехосные испытания грунтовых образцов дополнялись одометрическими, включающими компрессионное сжатие (рис.2.3).

Полученные значения физико-механических свойств грунтовых элементов проходили процедуру оптимизации с использованием процедурального наполнения нормативного плана виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST с доверительной вероятностью $\alpha=0,85 - 0,95$ (таблица 2.2, рис.2.4).

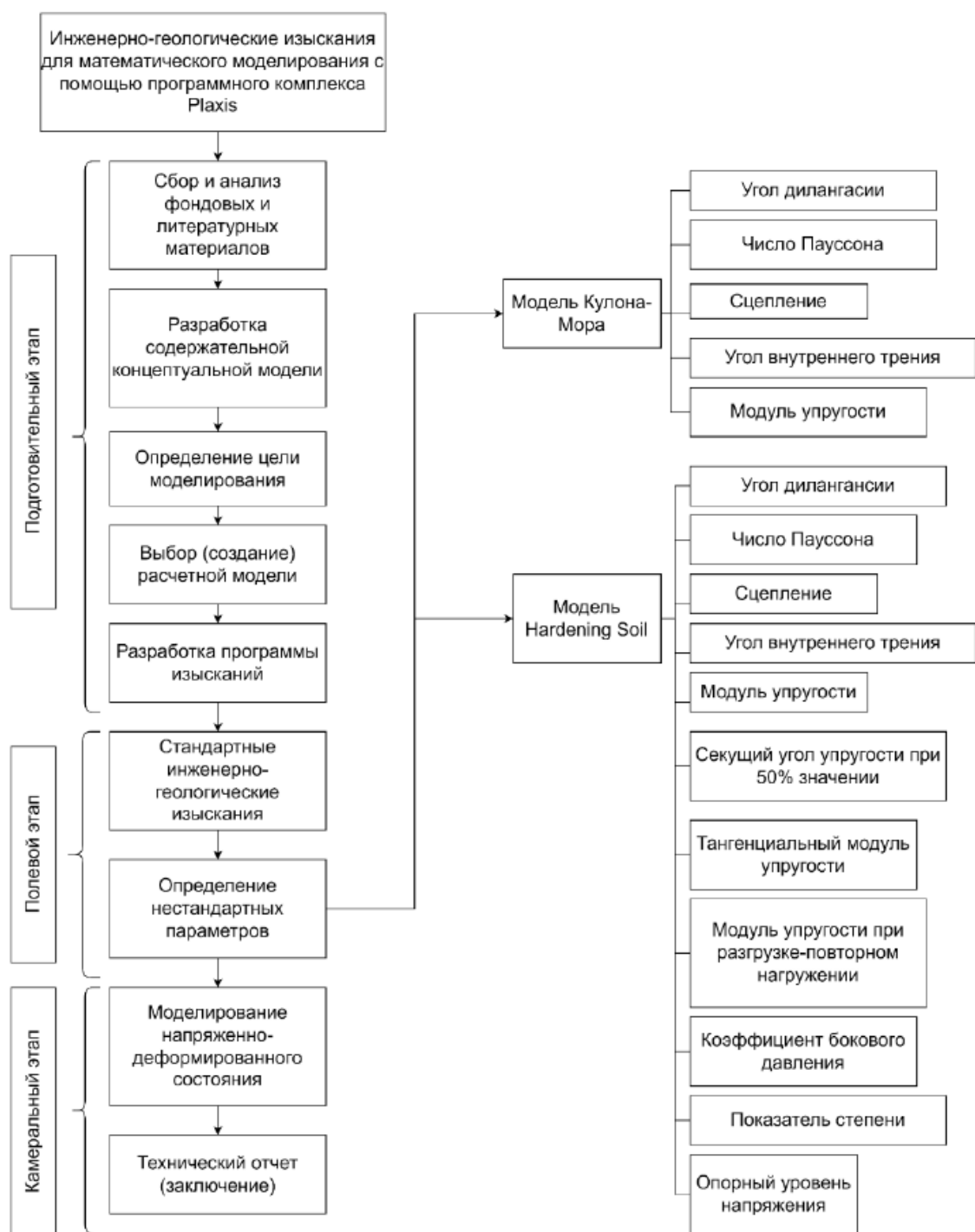


Рис. 2.1 – Общепринятая структура инженерно-геологических изысканий

Таблица 2.1 – Физико-механические свойства грунтов

Номер ИГЭ	Наименование грунта по ГОСТ 25100-2011	Статистические характеристики	Влажность грунта, W, %	Плотность, т/м³		Пластичность грунта			Показатель текучести, I _L , д. ед.		Коэффициент пористости, e	Угол внутреннего трения, φ, град.	Удельное сцепление, c, МПа	Модуль общей деформации при природной влажности, E ₀ , МПа
				при естественной влажности, ρ	сухого скелета, ρ _s	на границе текучести, W _L	на границе раскатывания, W _p	число пластичности, Ip	при природной влажности	при полном водонасыщении				
1	Суглинок легкий твердый	Xn	6,4	1,85	174	28,1	16,8	11,3	-0,93	0,32	0,548	24	0,032	24,5
		Xi	5,8	1,84								23,1	0,031	22,3
		Xii	5,3	1,83								22,4	0,030	20,7
2	Суглинок тяжелый твердый	Xn	10,2	1,87	1,7	37,0	21,5	15,5	0,73	0,02	0,59	23	0,030	23,8
		Xi	9,3									22,1	0,029	22,4
		Xii	8,7									21,4	0,028	21,4
3	Щебенистый грунт средней прочности с суглинистым заполнителем	Xn	9,4	2,08		31,8	18,7	13,0	-0,72	-0,26		20	0,028	29,8
		Xi	8,9	2,07										
		Xii	8,6	2,07										
4	Мергель малопрочный плотный слабовыветрелый размягчаемый	Xn	3,5	2,38	2,30									
		Xi	3,5	2,38										
		Xii	3,4	2,37										
5	Алевролит средней прочности плотный выветрелый размягчаемый	Xn	3,2	2,40	2,32									
		Xi	3,2	2,40										
		Xii	3,2	2,39										

Продолжение таблицы 2.1

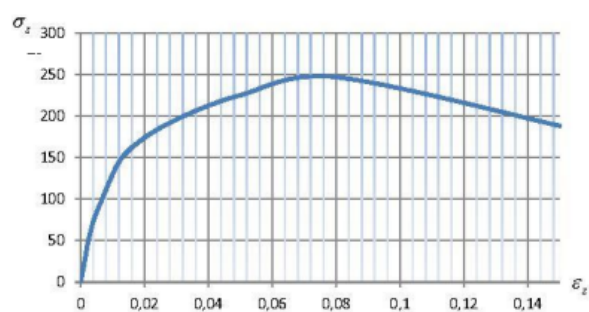
Номер ИГЭ	Наименование грунта по ГОСТ 25100-2011	Статистические характеристики	Влажность грунта, W, %	Плотность, т/м³		Пластичность грунта			Показатель текучести, I _L , д. ед.		Коэффициент пористости, e	Угол внутреннего трения, φ, град.	Удельное сцепление, c, МПа	Модуль общей деформации при природной влажности, E ₀ , МПа
				при естественной влажности, ρ	сухого скелета, ρ _s	на границе текучести, W _L	на границе раскатывания, W _p	число пластичности, Ip	при природной влажности	при полном водонасыщении				
6	Алевролит прочный плотный выветрелый неразмягчаемый	Xn	1,6	2,42										
		Xi	1,6	2,41										
		Xii	1,6	2,40										
7		Xn												
		Xi												
		Xii												
8	Аргиллит мало-прочный плотный слабовыветрелый размягчаемый	Xn	4,8	2,38	2,27									
		Xi	4,8	2,38										
		Xii	4,7	2,37										
9	Аргиллит низкой прочности плотный выветрелый размягчаемый	Xn	4,1	2,43	2,33									
		Xi	4,1	2,43										
		Xii	4,1	2,43										
10	Аргиллит средней прочности плотный слабовыветрелый размягчаемый	Xn	2,2	2,45	2,40									
		Xi	2,2	2,45										
		Xii	2,2	2,45										
Примечание – В таблице показатели обозначены: Xn – нормативное значение показателя; Xi – расчетное значение при доверительной вероятности 0,85; Xii – расчетное значение при доверительной вероятности 0,95.														

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρ_d	ρ_s	n, д.е	e, д.е	Sr, д.е
0,128	-	-	-	-	1,94	1,72	2,66	0,355	0,550	0,619

Параметры испытания			
σ_3 , МПа	h_0 , мм	V_0 , см ³	σ_1 , МПа
0,075	99,50	194,77	0,322

σ , кПа	ε , д.е
0	0,0000
25	0,00126
50	0,00242
75	0,00412
100	0,00676
125	0,0095
150	0,01299
175	0,02048
200	0,03243
225	0,05014
247	0,07919
188	0,15

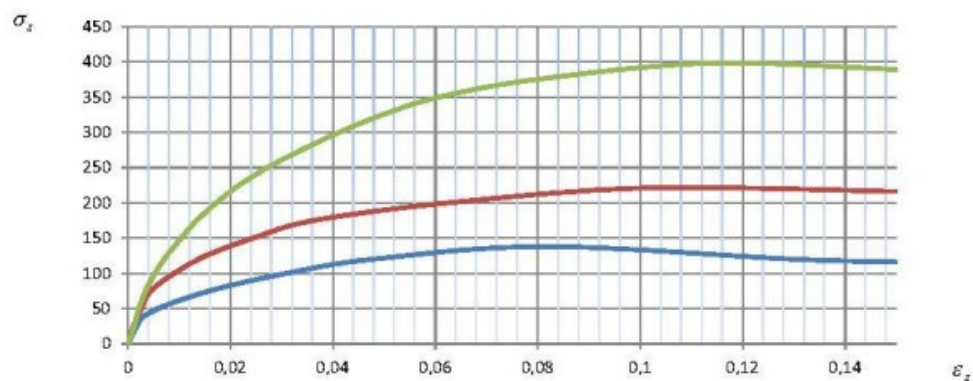
Зависимость относительных деформаций от вертикального напряжения



Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρ_d	ρ_s	n, д.е	e, д.е	Sr, д.е
0,181	-	-	-	-	1,92	1,63	2,66	0,389	0,636	0,757

Параметры испытания			
σ_3 , МПа	h_0 , мм	V_0 , см ³	σ_1 , МПа
0,050	98,77	193,18	0,188
0,075	98,32	194,47	0,296
0,150	99,07	189,58	0,548

Зависимость относительных деформаций от вертикального напряжения



Физические характеристики грунта										
W _e	W _I	W _p	I _p	IL	ρ	ρ_d	ρ_s	n, де	e, де	S _r , де
0,128	-	-	-	-	1,92	1,70	2,70	0,400	0,586	0,590

	Напряжение	Осадка штабга	Отн. Деформация
Дата/время	σ , МПа	Δh , мм	ε
	0	0	0,0000
	0,025	0,177	0,0071
	0,050	0,269	0,0107
	0,100	0,345	0,0138
	0,150	0,409	0,0164
	0,200	0,468	0,0187
	0,250	0,511	0,0204
	0,300	0,553	0,0221
	0,400	0,616	0,0247
	0,500	0,654	0,0262
	0,600	0,702	0,0281

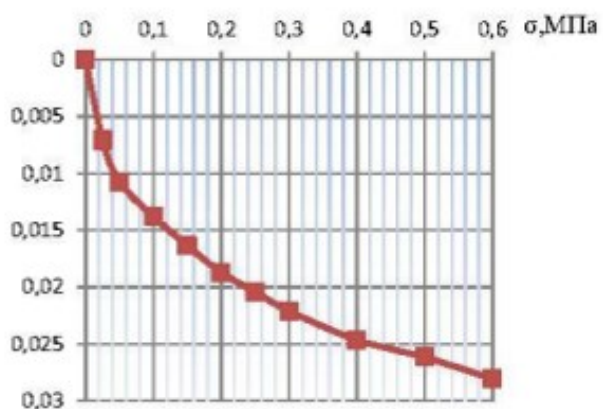


Рис. 2.2 – Трехосные испытания грунтовых образцов в соответствии с консолидированно-дренированной схемой

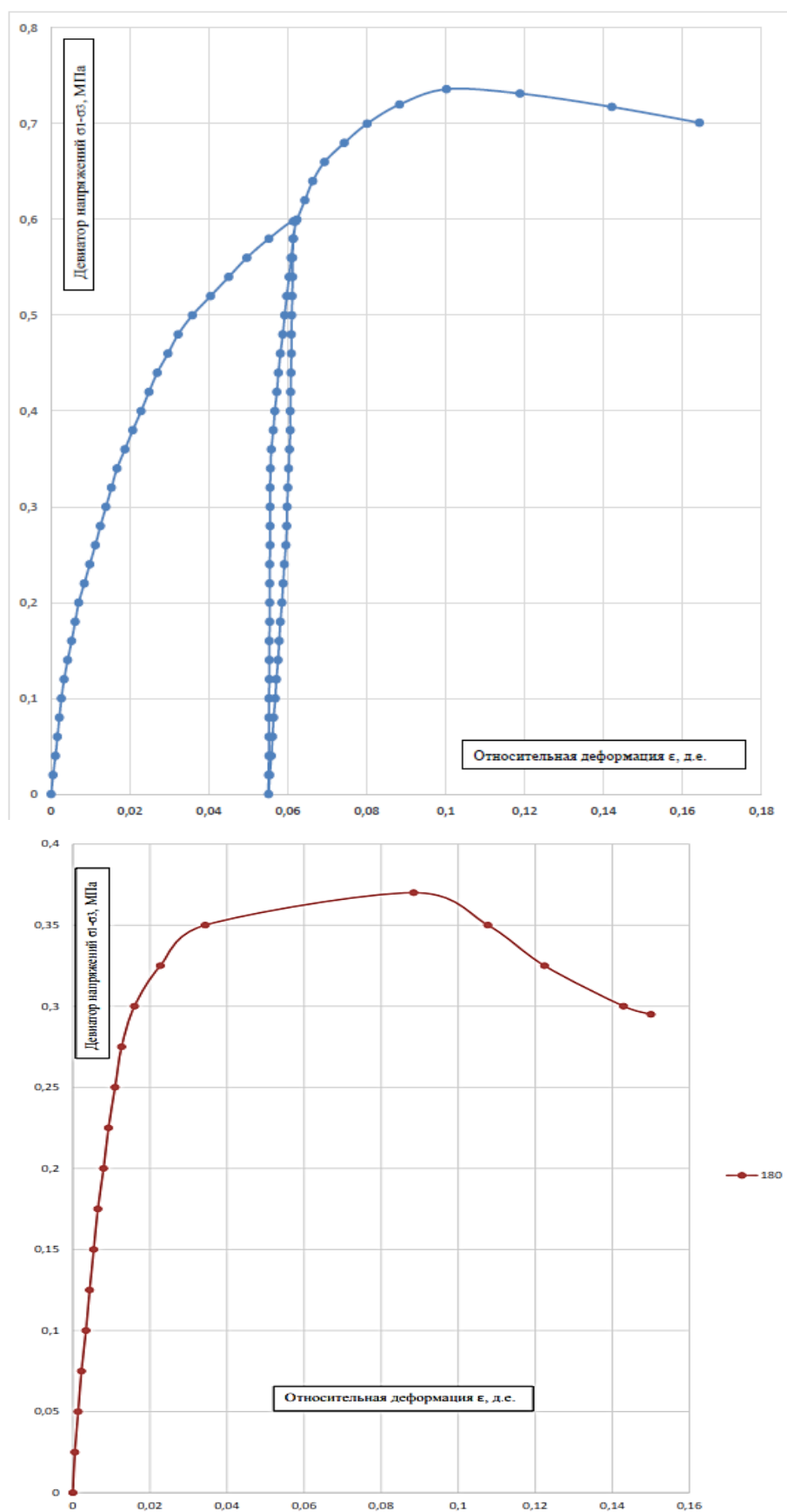


Рис. 2.3 – Одометрические испытания, включающие компрессионное сжатие со стабилометрической составляющей

Таблица 2.2 - Процедуральное наполнение нормативного плана виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST

Испытание	Определяемый параметр
Трёхосные (стабилометрические)	E_{50}^{ref} – секущий модуль деформации K_0 – коэффициент бокового давления покоя ψ – угол дилатансии ϕ – эффективный угол внутреннего трения c – эффективное сцепление m – степенной показатель зависимости жёсткости от уровня напряжений
Компрессионные (одеометрические)	E_{oed}^{ref} – касательный модуль деформации
Трёхосные с разгрузкой (стабилометрические)	ν_{ur} – коэффициент Пуассона при разгрузке/повторном нагружении E_{ur}^{ref} – секущий модуль деформации

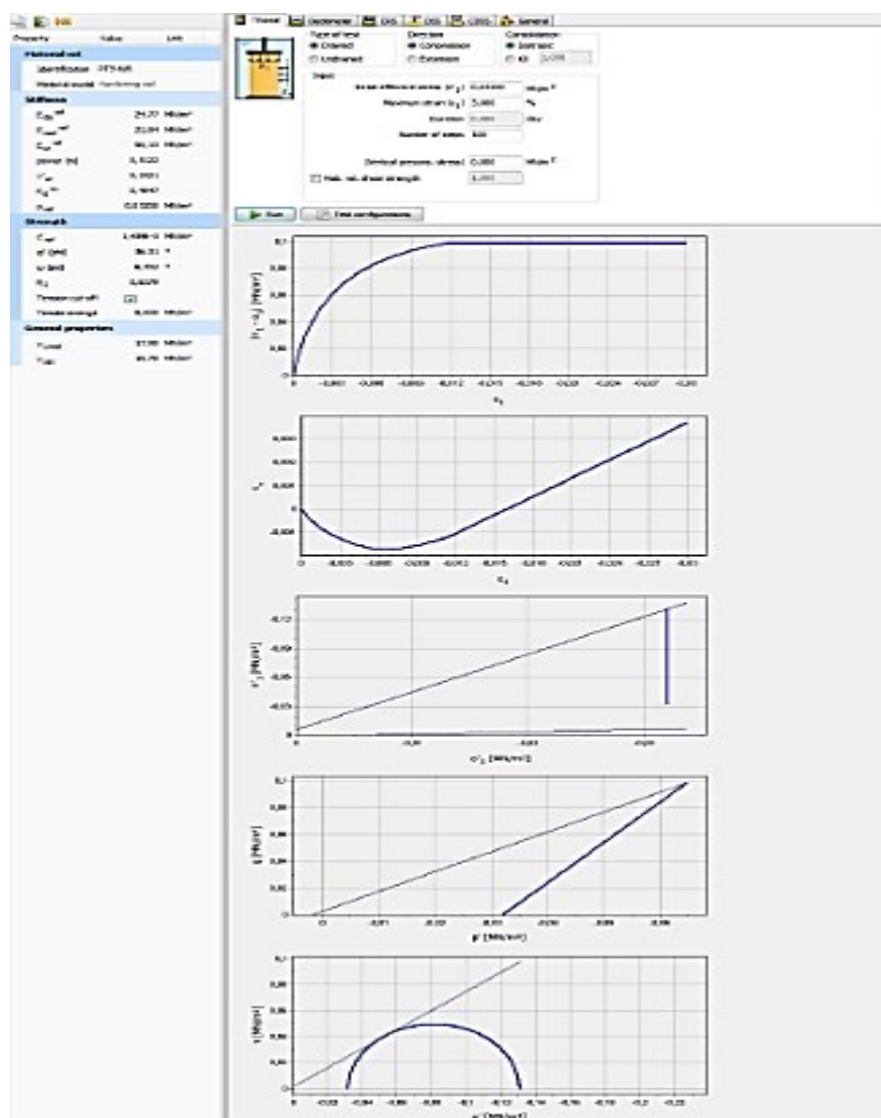




Рис. 2.4 – Процедура оптимизации с использованием процедурального наполнения нормативного плана виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST

Проверка корректности соотношений физико-механических свойств грунтов с учетом ранее проведенных различными организациями инженерно-геологических изысканий и значений физико-механических свойств грунтовых элементов, которые проходили процедуру оптимизации с использованием процедурального наполнения нормативного плана виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST и их величин между собой позволили оставить их без изменения.

Проведенный анализ условий проектирования и строительства (топографических, климатических, геологических, гидрогеологических, сейсмичности) выявил среднюю степень их технологичности для воплощения

проектных составляющих системы водообеспечения, что требует разработки превентивных проектных технологических решений.

Учитывая значительную обводненность инженерно-геологических элементов горных пород вокруг шахты требуется проведение превентивных технологических мероприятий, связанных с цементацией грунтов.

В целом выявлено, что проектирование, строительство и эксплуатация в настоящий период системы водообеспечения в условиях пересеченной местности в силу сложившихся тенденций и закономерностей отличается повышенной сложностью и риском, что обусловлено различными режимами формирования максимальных нагрузок конструкций на разных этапах их возведения, что обязательно должно учитываться на различных этапах осуществления проектной деятельности и оптимизации конструктивных параметров.

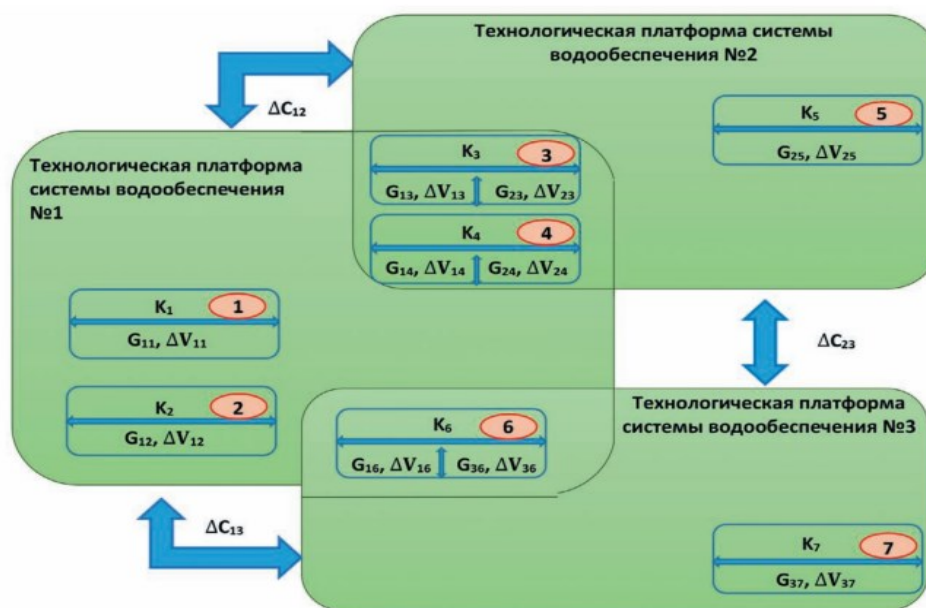
В данной работе в основу методического обеспечения обоснования проектных производственных правил и процедур при строительстве и эксплуатации систем водообеспечения заложена широко используемая и хорошо себя зарекомендовавшая методология проектного иерархического выбора, которая с учетом стратегических закономерностей эволюции научно-технического прогресса в области водообеспечения представляется наиболее рациональной в представленных допущениях и ограничениях реакции геологической среды.

Выбор рациональной технологической платформы системы водообеспечения предлагается производить с привлечением методологических аспектов и математического аппарата теории сложных решений с формированием конечного постулата в трактовке максимизации общей эффективности функционирования и минимизации общего риска с использованием конечно-элементного моделирования и оптимизации.

В сфере обозначенных проблемных составляющих проектирования рассматриваемых горнотехнических сооружений наиболее рациональной и содержательной является методология с модельным представлением, где в

качестве базовой составляющей заявляется модель дискретного (континуального) типа МКЭ с привлечением дополнительных составляющих методологии и математического аппарата оптимизации вычислений с формированием конечного постулата в трактовке максимизации общей эффективности функционирования и минимизации общего риска с использованием комплексного моделирования и оптимизации.

Предложенный подход формализует формирование достаточно надежных и объективных проектных моделей с удовлетворительным уровнем робастности. Визуализация представленного подхода с оптимизацией наиболее рационального пути выбора технологической структуры представлена на рис. 2.5.



Визуальная интерпретация выбора рациональной технологической платформы системы водообеспечения с использованием нечётких алгоритмов:
 K – множество альтернативных технологических структур;
 ΔC – величина составляющей общей эффективности;
 G – когнитивная степень адаптивной принадлежности;
 ΔV – промежуточное множество критериев оптимальности

A visual interpretation of selecting a rational technological platform for a water supply system using fuzzy algorithms:
 K – A set of alternative technological structures;
 ΔC – the value of the overall efficiency component;
 G – the cognitive degree of adaptive belonging;
 ΔV – an intermediate set of optimality criteria

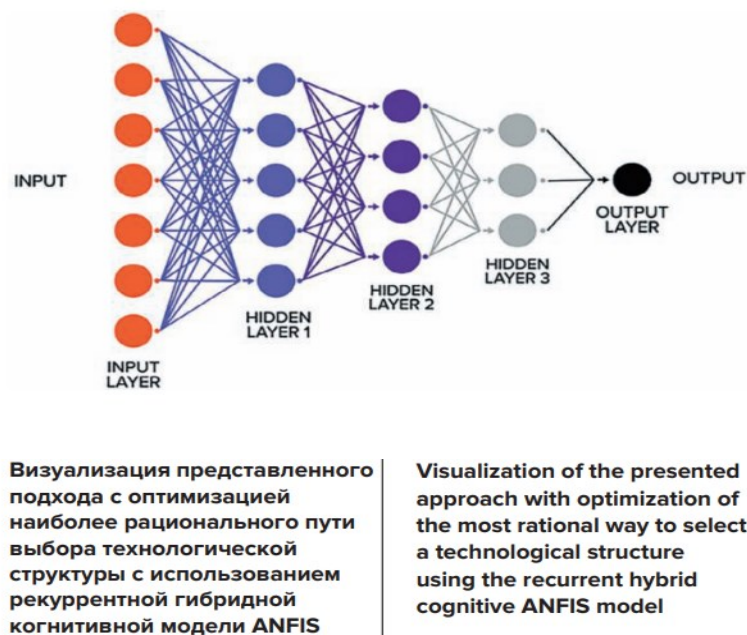


Рис.2.5 - Визуализация представленного подхода с оптимизацией наиболее рационального пути выбора технологической структуры системы водообеспечения

Проектные производственные правила и процедуры в рамках предлагаемой концептуальной постановки предполагают формирование наиболее продуктивных областей с узконаправленной пространственной векторной ориентацией наиболее эффективных проектных решений. С учетом этого становится очевидно, что данному подходу присуща гораздо меньшая энтропия и эмерджентность, что однозначно приводит к снижению уровня неопределенности и риска при осуществлении проектной деятельности и позволяет задействовать в рамках использования системной стратегии разнонаправленные комплексы методов моделирования и оптимизации. Учитывая эти аспекты проектной деятельности при обосновании проектных решений систем водообеспечения в данной работе соблюдаются основополагающие принципы проектирования в виде соответствия функционального назначения и основных составляющих функциональной структуры системы водообеспечения, поэтапных периодов прогрессивной эволюции техники и технологии возведения подобных горнотехнических сооружений, и стратегических закономерностей развития подобных

горнотехнических систем, рис.2.6. Составляющие процедуры выявления продуктивных знаний, правил и процедур при проектировании систем водообеспечения приведены на рис.2.7. Предлагаемые тезаурусные составляющие задачи обоснования проектных решений систем водообеспечения приведены на рис.2.8.



Рис. 2.6 – Составляющие компоненты модели принятия проектных решений систем водообеспечения с вертикальными водозаборами



Рис. 2.7 – Составляющие процедуры выявления продуктивных знаний, правил и процедур при проектировании систем водообеспечения

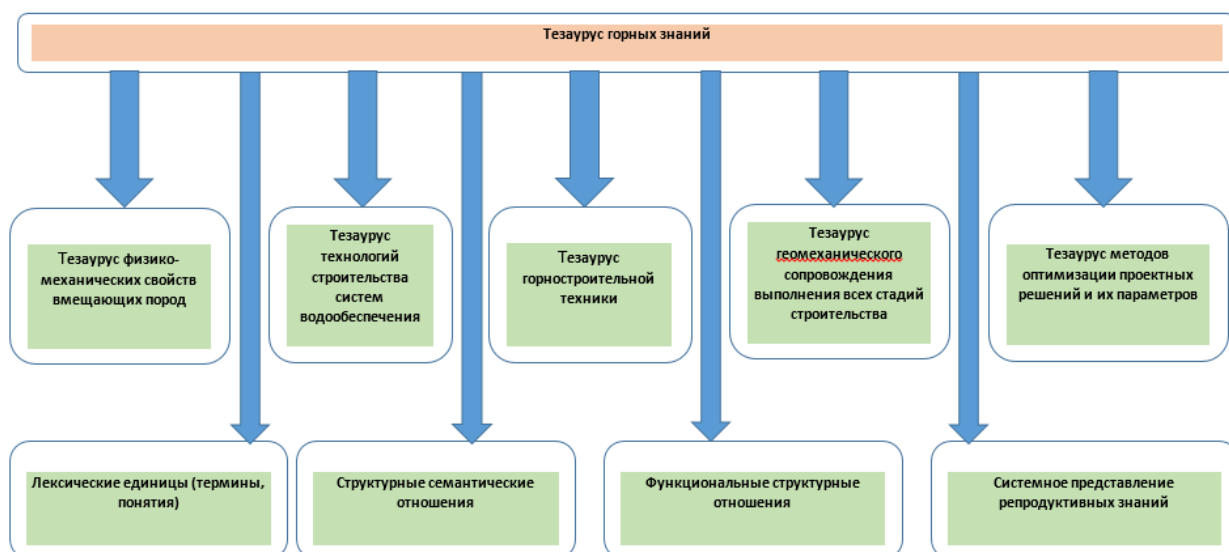


Рис.2.8 – Тезаурусные составляющие задачи обоснования проектных решений систем водообеспечения

В рамках этого подхода произведено обоснование типа и структуры горнотехнических сооружений системы водообеспечения, выполнена горно-геологическая оценка участка строительства при проектировании вертикального водозабора, осуществлен выбор методов моделирования и оптимизации с оценкой точности и надежности принимаемых решений, обеспечения качества проектов с учетом промышленной безопасности, определены основные параметры модели и особенности использования программного обеспечения *ZSoil* в рамках модельного представления конечно-элементной базы проведения исследований.

Следует отметить, что в настоящее время в этой области используется и находит широкое применение довольно обширное количество оптимизационных критериев: Друкера – Прагера, Мора-Кулона, Хоека-Брауна, Ладе - Дункана с их модификациями, которые обусловлены областями пространственной дискретизации (методы конечных разностей, объемов и элементов) и динамической составляющей (явная или неявная схема).

Геомеханическое модельное представление грунтового скального массива

Процессы деформирования вмещающих массивов с различными степенями прочности протекают в большинстве случаев в соответствии с их конкретной структурой, и в меньшей степени обусловлены физико-механическими свойствами области ненарушенных участков массива. В связи с этим для повышения объективности и достоверности проведения геомеханических исследований требуется пересчет основных свойств массива, полученных лабораторным путем с учетом его структурных особенностей, что составляет суть **первого проектного производственного правила**.

Для реализации этой процедуры в данной работе используется модель разрушения грунтового массива Хоека-Брауна [100].

В предлагаемую модель заложены целевая функция разрушения следующего вида:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m_b (\sigma_3 / \sigma_{ci}) + s)^a, \quad (2.1)$$

где σ_1 и σ_3 – граничные значения интервала формирующихся напряжений;

σ_{ci} – прочность массива на одноосное сжатие в ненарушенном состоянии;

m_b , s , a – расчетные постоянные, которые можно определить на основе аналитических зависимостей:

$$\begin{aligned} m_b &= m_i \cdot e^{[(GSI-100)/(28-14D)]}; \\ s &= e^{[(GSI-100)/(9-3D)]}; \\ a &= 1/2 + 1/6 \cdot (e^{GSI/15} - e^{20/3}) \end{aligned} \quad (2.2)$$

(Е. Ноек), автор методики, предлагает для определения индекса $GSI(прочности)$ в баллах использовать таблицу 2.3.

Составляющая m_b связана с видом кривой аппроксимации критерия прочности, увязанной с результатами проведения трехосных испытаний, и значений m_i ориентировочного плана в рамках различных инженерно-геологических элементов по таблице 2.4.

Таблица 2.3 – К определению геологического индекса прочности GSI

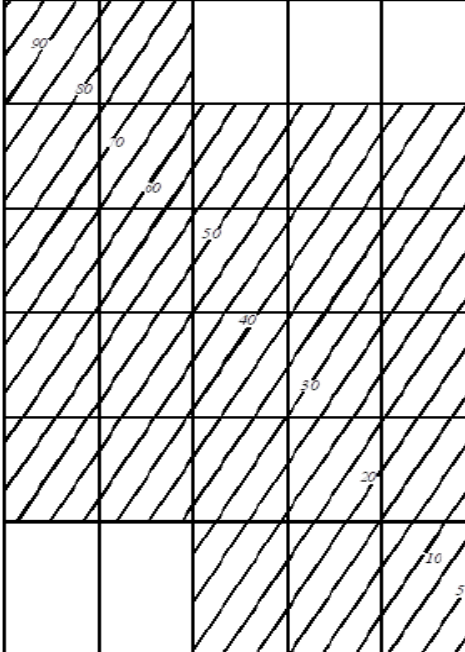
ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ ИНДЕКС ПРОЧНОСТИ Из описания структуры и условий поверхности скального массива выберете соответствующую клетку в таблице и определите величину <i>GSI</i>		ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВЕРХНОСТИ				
		ОЧЕНЬ ХОРОШАЯ очень шероховатая, невыветрелая поверхность	ХОРОШАЯ шероховатая, слегка выветрелая поверхность	УДОВЛЕТВОРИТЕЛЬНАЯ сплошная, средневыветрелая поверхность	ПЛОХАЯ отшлифованная, сильновыветрелая поверхность	ОЧЕНЬ ПЛОХАЯ отшлифованная, сильновыветрелая поверхность, имеющая глинистые пленки
СТРУКТУРА		СНИЖЕНИЕ КАЧЕСТВА ПОВЕРХНОСТИ ⇒				
	НЕНАРУШЕННАЯ – в массиве трещины расположены на большом расстоянии друг от друга					
	БЛОЧНАЯ – скальный массив, состоящий из кубических блоков, образованных тремя взаимно перпендикулярными системами трещин					
	СУЩЕСТВЕННО БЛОЧНАЯ - скальный массив, состоящий из многогранных блоков, образованных четырьмя и более системами трещин					
	БЛОЧНО-НАРУШЕННАЯ – складчатый массив, состоящий из многогранных блоков, образованных четырьмя и более системами трещин					
	РАЗЪЕДИНЕННАЯ – сильно нарушенный скальный массив, содержащий, имеющие слабое взаимозацепление блоки угловатой и округлой формы					
	СЛАНЦЕВАТО-СЛОИСТАЯ – складчатые и тектонически деформированные сланцеватые породы. Слоистость преобладает над любым видом трещиноватости, что полностью исключает наличие блочного строения					
		⇐ УМЕНЬШЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ СВЯЗЕЙ СКАЛЬНЫХ БЛОКОВ				

Таблица 2.4 – Параметр m_b для различного типа пород

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Microcrystalline Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

*siltstones – алевролиты, claystones – аргиллиты, marls – мергели.

Составляющая D имеет интервал изменения от 0-1 в зависимости от степени нарушенности массива до 1 и определяется по авторским таблицам (Hoek & Brown, 2019).

Основной параметр GSI определяется в соответствии с аналитической формулой с составляющими качественного уровня породы RQD и скоростными волновыми характеристиками в объеме V_s .

$$RQD (\%) = \sum L_{\text{куска}} > 10 \text{ см} / L_{\text{интервала}} \quad (2.3)$$

Представленное аналитическое выражение RQD позволяет классифицировать скальные грунты:

Превалирующее качественное состояние: значение параметра расположено в интервале - 90-100.

Хорошее качественное состояние: значение параметра расположено в интервале - 75-90.

Среднее качественное состояние: значение параметра расположено в интервале - 50-75.

Плохое качественное состояние: значение параметра расположено в интервале - 25-50.

Очень плохое качественное состояние: значение параметра расположено в интервале <25.

Процедура пересчета RQD в GSI предусматривает использование предложенной авторами зависимости вида:

$$GSI = 1.5J_{cond} 89 + 1/2 \cdot RQD, \quad (2.4)$$

в составе которой $J_{cond} 89$ – показатель качественного состояния трещиноватости массива, определяется в соответствии с таблицей 2.5 при извлечении керна.

Таблица 2.5 – Расчет параметра состояния стенок $J_{cond} 89$

Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1 – 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous
Rating	30	25	20	10	0

Guidelines for classification of discontinuity conditions

Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 to 3 m	3 to 10 m	10 to 20 m	More than 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	More than 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard infilling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft infilling < 5 mm	Soft infilling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderate weathering	Highly weathered	Decomposed
Rating	6	5	3	1	0

С учетом данных бурения скважин в районе и участке строительства глубиной 90м каждая в пределах контура проектируемого сооружения определены усредненные значения показателя RQD и качество поверхности стенок трещин для каждого инженерно-геологического элемента (рис. 2.9).

Основываясь на данных около 500 натурных измерений в Китае и Тайване, Хоек и Дидерихс (Hoek E., Diederichs M. S. Empirical estimation of rock mass modulus //International journal of rock mechanics and mining sciences. – 2006. – Т. 43. – №. 2. – С. 203-215.) рекомендовали использовать следующую корреляцию для вычисления модуля деформации скального массива:

$$Em = Ei \cdot (0.02 + ((1 - D/2) / (1 + e^{(60 + 15DD - GSI)/11}))) ; \quad (2.5)$$

$$Ei = MR \cdot \sigma_{\alpha},$$

где E_m и E_i – модули деформации скального массива и ненарушенной породы, соответственно. Значение коэффициента MR для различных типов пород оценивается по таблице 2.6. Проходка осуществляется с цементацией стенок ствола водозабора, параметр $D = 0$. Основные входные параметры отображены в таблицах 2.7 и 2.8.



Рис. 2.9 – Визуализация учета качественной составляющей породы RQD

Таблица 2.6 – Значения коэффициента MR

	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 * Marls 150-200
		Carbonates	Crystalline Limestone 400-600	Sparitic Limestones 600-800	Maclitic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
		Evaporites		Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**	
	Non-Clastic	Organic				Chalk 1000+
	Non Foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
METAMORPHIC	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750*	
	Foliated*			Schists 250-1100*	Phyllites /Mica Schist 300-800*	Slates 400-600*
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite+ 300-550 Granodiorite+ 400-450	Diorite- 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)**		Diabase 300-350	Pendotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) **	Tuff 200-400	

*siltstones – алевролиты, shales – аргиллиты, marls – мергели.

Таблица 2.7 – Основные входные параметры естественного состояния

Структурные элементы ИГЭ	Значение статистического показателя	σ_{ci} , прочность массива на одноосное сжатие в ненарушенном состоянии, МПа	RQD	GSI	E_m , МПа
ИГЭ-4(0.9-5.8м), - структурные элементы представлены различными видами мергеля, преобладающего зеленоватого цвета с серым оттенком, тяжелый, плотный	X_n	29.2	24	17	182.0
	$X_a = 0.85$	28.7			179.0
	$X_a = 0.95$	28.4			177.0
ИГЭ-5(1.0-13.0м), - структурные элементы представлены различными видами алевролита, преобладающего серого цвета с серым, беловатым и бежевым оттенком, среднепрочный, плотный	X_n	45.8	26	24	963.0
	$X_a = 0.85$	45.3			952.0
	$X_a = 0.95$	45.0			946.0
ИГЭ-6(0.7-5.0м), - структурные элементы представлены различными видами алевролита, преобладающего серого цвета с серым, беловатым и бежевым оттенком, прочный	X_n	56.0	12	21	1130.0
	$X_a = 0.85$	54.0			1092.0
	$X_a = 0.95$	52.5			1068.0
ИГЭ-7 (1.3-5.1м), - структурные элементы представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, среднепрочный	X_n	18.8	63	43	754.0
	$X_a = 0.85$	18.5			745.0
	$X_a = 0.95$	18.2			742.0
ИГЭ-8 (1.5-35.2м), - структурные элементы представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, прочный	X_n	19.2	57	41	711.0
	$X_a = 0.85$	19.1			707.0
	$X_a = 0.95$	19.0			703.0
ИГЭ-9 (2.5-69.5м), - структурные элементы представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, низкопрочный	X_n	20.6	79	54	1705.0
	$X_a = 0.85$	20.4			1688.0
	$X_a = 0.95$	20.3			1680.0
ИГЭ-10 (3.7-21.3м), - структурные элементы которого представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, среднепрочный	X_n	51.2	56	40	2639.0
	$X_a = 0.85$	50.2			2588.0
	$X_a = 0.95$	49.5			2551.0

*Расчетные аналитические постоянные m_i , m_b , a и s изменялись в доверительных интервалах 4-7, 0.37-0.80, 0.50-0.55 и 0.05-0.20

Таблица 2.8 - Основные входные параметры водонасыщенного состояния

Структурные элементы ИГЭ	Значение статистического показателя	σ_{ci} , прочность массива на одноосное сжатие в ненарушенном состоянии, МПа	RQD	GSI	E_m , МПа
ИГЭ-4(0.9-5.8м), - структурные элементы представлены различными видами мергеля, преобладающего зеленоватого цвета с серым оттенком, тяжелый, плотный	X_n	7.4	24	17	46.0
	$X_a = 0.85$	7.0			43.0
	$X_a = 0.95$	6.8			42.0
ИГЭ-5(1.0-13.0м), - структурные элементы представлены различными видами алевролита, преобладающего серого цвета с серым, беловатым и бежевым оттенком, среднепрочный, плотный	X_n	31.0	26	24	651.0
	$X_a = 0.85$	30.4			638.0
	$X_a = 0.95$	30.1			632.0
ИГЭ-6(0.7-5.0м), - структурные элементы представлены различными видами алевролита, преобладающего серого цвета с серым, беловатым и бежевым оттенком, прочный	X_n	52.0	12	21	1003.0
	$X_a = 0.85$	51.0			984.0
	$X_a = 0.95$	50.2			971.0
ИГЭ-7 (1.3-5.1м), - структурные элементы представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, среднепрочный	X_n	4.8	63	43	154.0
	$X_a = 0.85$	4.5			145.0
	$X_a = 0.95$	4.2			142.0
ИГЭ-8 (1.5-35.2м),- структурные элементы представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, прочный	X_n	5.6	57	41	208.0
	$X_a = 0.85$	5.5			204.0
	$X_a = 0.95$	5.4			200.0
ИГЭ-9 (2.5-69.5м), - структурные элементы представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, низкопрочный	X_n	1.7	79	54	146.0
	$X_a = 0.85$	1.6			138.0
	$X_a = 0.95$	1.5			130.0
ИГЭ-10 (3.7-21.3м), - структурные элементы которого представлены различными видами аргиллита, преобладающего серого цвета с черным оттенком, среднепрочный	X_n	34.2	56	40	1773.0
	$X_a = 0.85$	33.2			1722.0
	$X_a = 0.95$	30.0			1691.0

*Расчетные аналитические постоянные m_i , m_b , a и s изменялись в доверительных интервалах 4-7, 0.37-0.80, 0.50-0.55 и 0.05-0.20

Пространственное расположение инженерно-геологических элементов в оптимизационной расчетной модели задается в автоматическом режиме (рисунок 2.10).

Borehole definition

Label:

Borehole position (x,z) and elevation (y)

X: [m]

Y: [m]

Z: [m]

Layer	Depth from [m]	Depth to [m]	Material number
1	0	3	3: ИГЭ 1-40.2
2	3	5.2	5: ПГЭ 3-34А
3	5.2	12.2	6: ПГЭ 3-532
4	12.2	20.7	7: ПГЭ 22-531
5	20.7	40.4	8: ПГЭ 41-21

Рис. 2.10 – Фрагмент расчета в ПВК ZSoil

Интерфейсная прочность находится в прямой зависимости от прочности пород инженерно-геологического элемента и коэффициента ее понижения в контактном элементе, рис. 2.11.

Contact properties

	Material	Model	Original continuum strength parameters			Standard Interface data		
			Phi	c	Psi	tg(Phi)	c	tg(Psi)
			[deg]	[kN/m ²]	[deg]	mult.	mult.	mult.
20	бетон	Elastic Structure	0	0	0	0.6	0	0
41	ИГЭ 1-40	HS-small strain ...	30	1	0	0.33	0	0
42	ИГЭ 4-5322	HS-small strain ...	39.2	1	6.2	0.33	0	0

Рис.2.11 - Интерфейсная прочность

Второе проектное продукционное правило связано с обязательным анализом геомеханических особенностей строительства и эксплуатации водозабора, который позволил выявить следующие возникающие воздействия и нагрузки:

1. Давление, связанное с собственным весом используемых несущих элементов и конструкций водозабора и вмещающего скального грунтового массива с обязательным учетом составляющих горного давления. Первая составляющая вводится в заложенном в вычислительный комплекс автоматическом режиме,

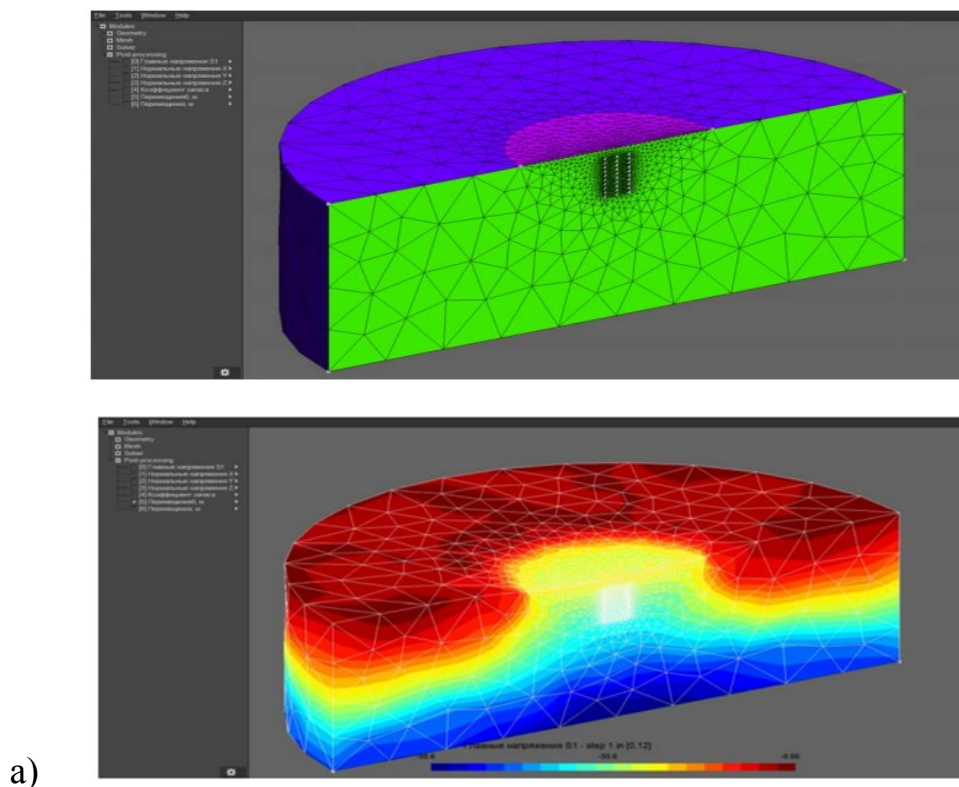
вторая составляющая (горное давление) воспроизводится в итоге реализации процедур поэтапного моделирования проходческих работ.

2. Давление, связанное с грунтовыми водами в литологических составляющих геологических элементов скального массива с учетом фильтрационных сил объемного характера, возникающее в забое по всему периметру шахты в процессе ее углубления. Уровень грунтовых вод, который необходим для проведения расчетов в объемах вмещающего скального массива, определяется на основе и в рамках хода уровня водохранилища, которое характеризуется большим сезонным перепадом с достижением отметки в 42,3 м. Численные расчеты реализуются в рамках связанной задачи стационарной объемной фильтрации и граничных условий дренажа грунтовых вод на линии поверхности проходческого забоя.

2.2 Выбор методов моделирования и оптимизации шахтного водозабора с оценкой точности и надежности принимаемых решений, обеспечения качества проектов с учетом промышленной безопасности

Преобладающими являются конкретные параметры давления водных масс при заполненном стволе в режиме эксплуатации, которые оказывают непосредственное влияние на контакт соприкосновения с поверхностью несущих с гидростатическим характером нагрузки. Параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) в количественной численной постановке проектируемого ствола системы водозабора в границах всех видов обделок, следует определять с обязательным учетом нелинейности (работа скальных грунтов, поэтапность ведения проходческих работ и возведения несущих конструкций и элементов обделки, работа в области контакта бетон-скальный массив и пр.).

Визуальное итерационное наполнение конечно-элементного анализа с учетом ранее проведенных исследований иллюстрируется рисунком 2.12.



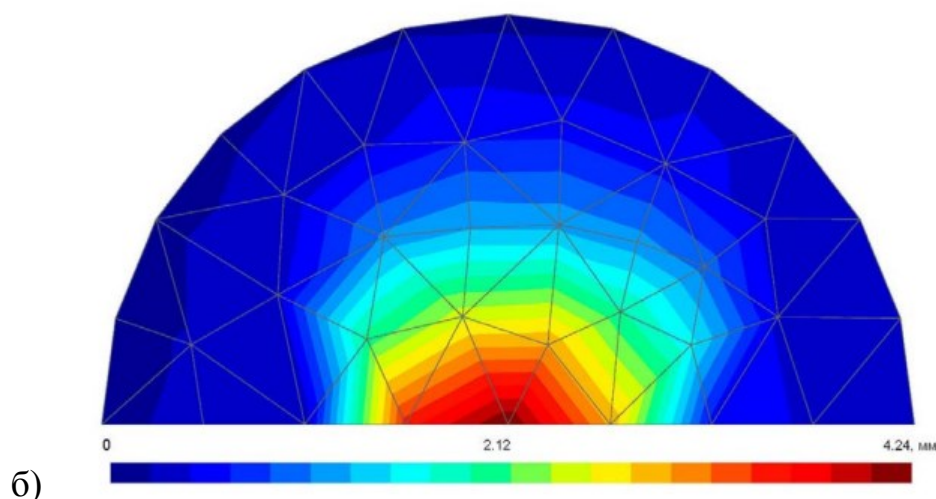


Рис. 2.12 – Итерационное наполнение конечно-элементного анализа в стартовой и конечной стадии

Иллюстративно это дополняется рисунками 2.13 и 2.14 и нижеописанной процедурой моделирования напряженно-деформированного состояния футеровочной пластины при воздействии от падения куска горной массы и от его удара с использованием методов конечных элементов [111].

Промышленным стандартом применимым для решения задач проектирования и исследования механических систем является применение систем автоматизированного проектирования таких как: NI mechanics, MATLAB, SolidWorks, DesLab. Для решения вышеописанной задачи был выбран программный комплекс SolidWorks как наиболее доступный с достаточным набором программных инструментов исследования и измерения. На первом этапе многоитерационного моделирования с применением современных САПР был проведен сравнительный анализ напряжений футеровочных пластин при условиях изменения нагрузок в пределах $F=1-5$ кН и толщины применяемых пластин (10 мм, 15 мм, 20 мм). Следует отметить, что на данном этапе рассматривался вариант приложения ударной нагрузки под прямым углом к образцу футеровки. Для этого в программном комплексе была создана 3d – модель футеровочной пластины с массогабаритными параметрами, соответствующими физическим деталям футеровки. Пластины присваивались

применяемые на практике материалы и устанавливались ограничения по ее креплению и по приложению усилий, имитирующих нагрузки от падения куска породы в реальных условиях. После этого деталь разбивалась на сетку, состоящую из конечных элементов, и запускался процесс решения (рис. 2.15). В результате выполнения цифрового моделирования можно получить обширный объем экспериментальных измерений напряжений, деформаций и запасов прочности исследуемых деталей при ударной нагрузке. В качестве примера можно рассмотреть эпюру деформации исследуемой пластины от точки контакта к краю пластины (рис. 2.16).

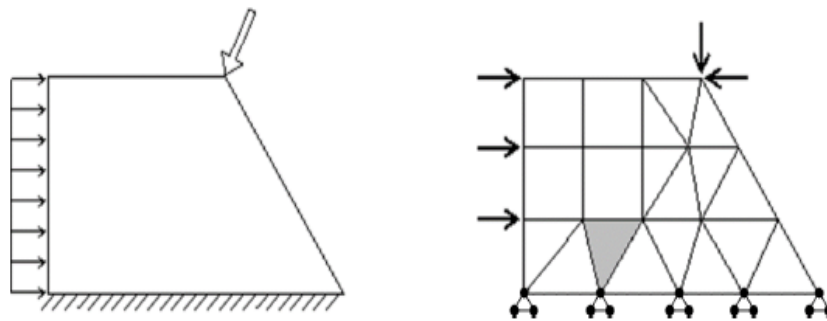


Рис. 2.13 – Реальная конструкция и ее дискретизированная форма в МКЭ

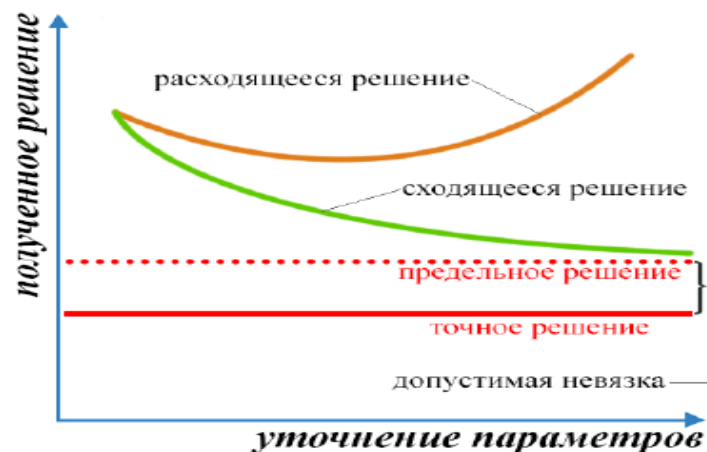


Рис. 2.14 – Возможные варианты решений задачи в МКЭ

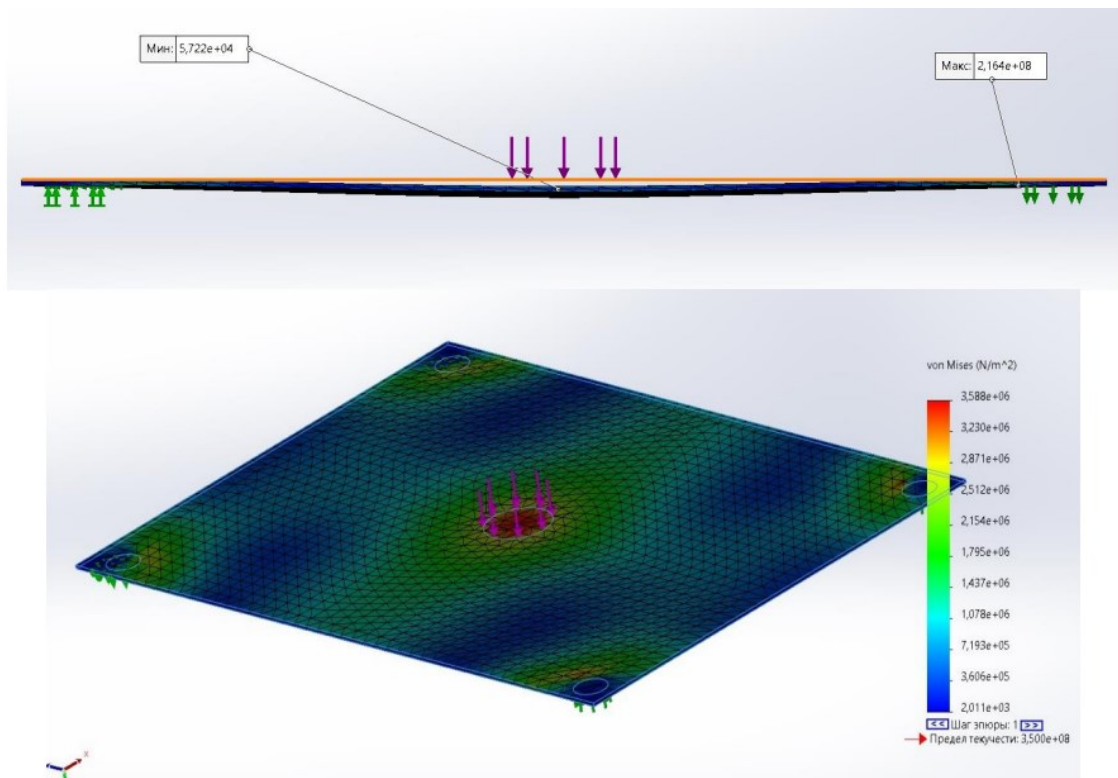


Рис. 2.15 – Цифровая модель футеровочной пластины и пример эпюры нелинейного узлового напряжения при нагрузке $F=1\text{ кН}$ и толщине 10 мм

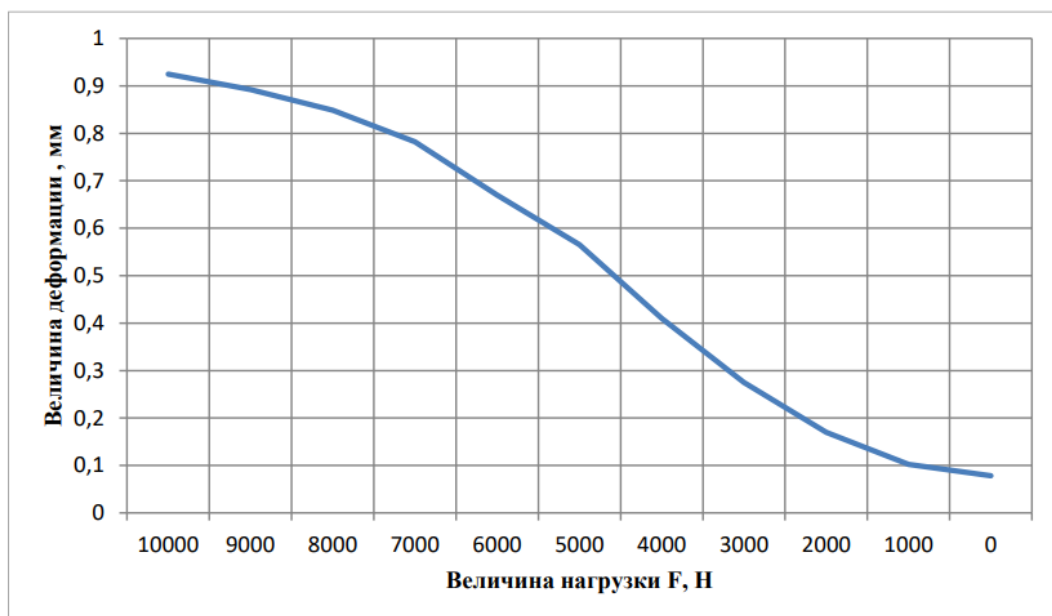


Рис. 2.16 – Пример изменения деформаций футеровочной пластины с уменьшением прикладываемого усилия, имитирующего нагрузку от удара падающей горной породы

В дальнейших сериях моделирование проводилось относительно пластин разного состава, но фиксированной толщины 10 мм, различных марок стали: сталь холоднокатанная AISI-1020 (аналог Сталь 20), литая легированная сталь, сталь с повышенным содержанием Марганца 20MnCr5. Пример результатов имитационного моделирования для последней приведен на рис. 2.17. Очевидно, что напряжения и деформации рассматриваемого образца распределяются иначе: с концентрацией максимальных напряжений ближе к центру пластины и в районе крепления ее к корпусу скипа. На рис. 2.18 приводятся данные по изменению напряженного состояния футеровочной пластины от ее центра (площадки приложения усилия) к краю. Данные по распределению были получены при помощи встроенного инструмента «зондирование».

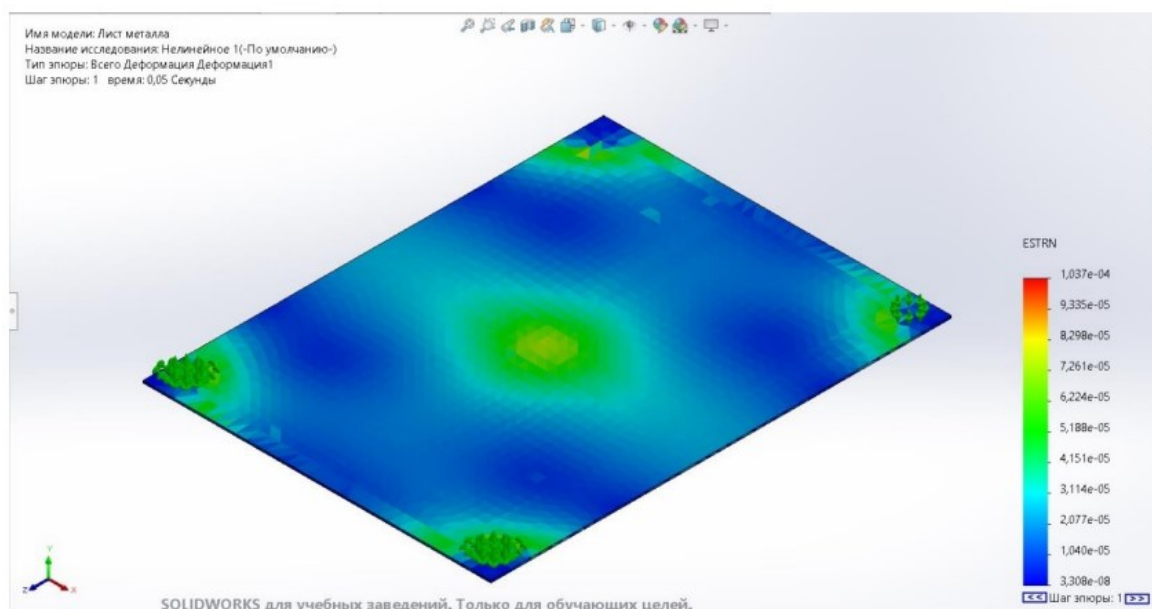


Рис. 2.17 – Отображение нелинейной деформации при нагрузке 5000 Н на пластину из стали с повышенным содержанием Марганца 20MnCr5

В третьей серии исследований с прикладываемой силой 1000 Н, 3000 Н, 5000 Н сравнивались металлы: углеродистая сталь 45, марганцовистая сталь 50Г2, серый чугун СЧ15, широко используемая на производствах в Европе сталь Hardox 450 при толщине футеровки 10 мм. По результатам исследований было отмечено, что с увеличением толщины футеровки величина напряжения на поверхности снижается. Результаты третьей серии исследований показали, что

самые напряженные и деформируемые точки поверхности находятся в области крепления футеровки (рис. 2.19, 2.20).

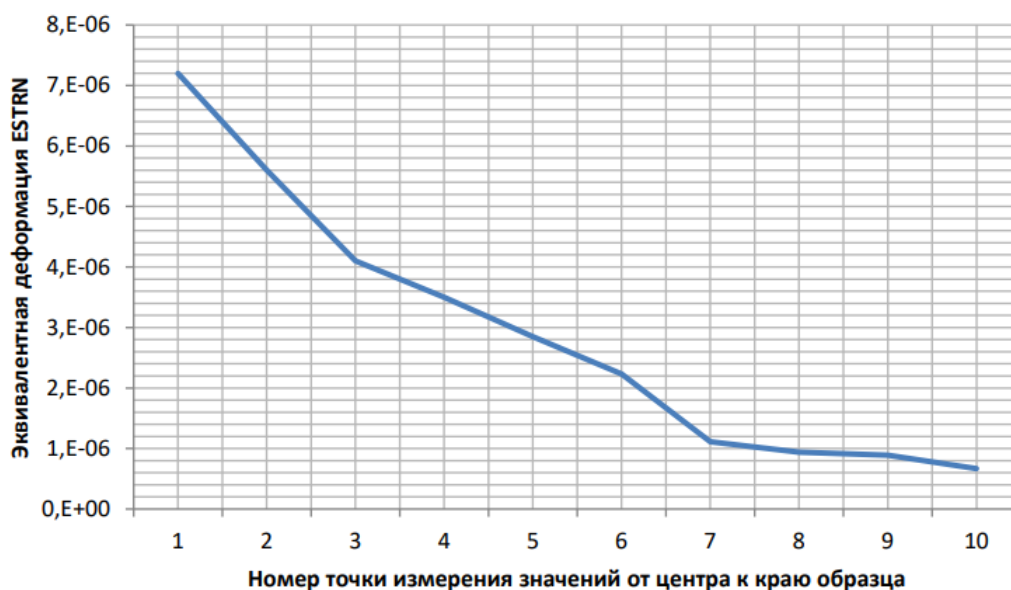


Рис. 2.18 – Эпюра нелинейной деформации от центра к краю пластины из стали с повышенным содержанием марганца

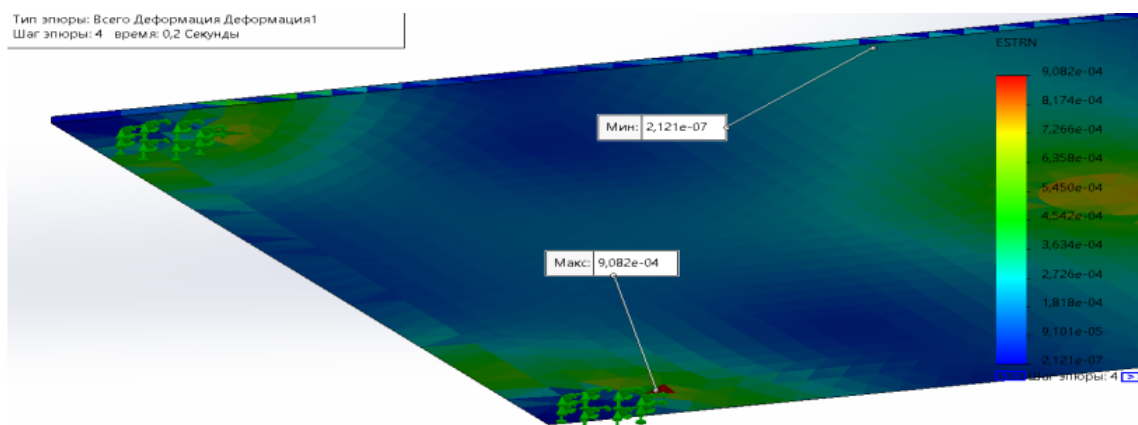


Рис. 2.19 – Участок с максимальными значениями деформации на поверхности футеровки для стали Hardox 450

График, представленный на рис. 2.20, показывает изменение максимального напряжения во времени с момента приложения усилия к футеровке. Максимальные напряжения в листе футеровки зафиксированы в начале процесса измерения, когда имитируется приложение усилия как от упавшего куска породы. На основании анализа этих данных можно произвести оценку ресурса футеровки, эксплуатирующейся в конструкции.

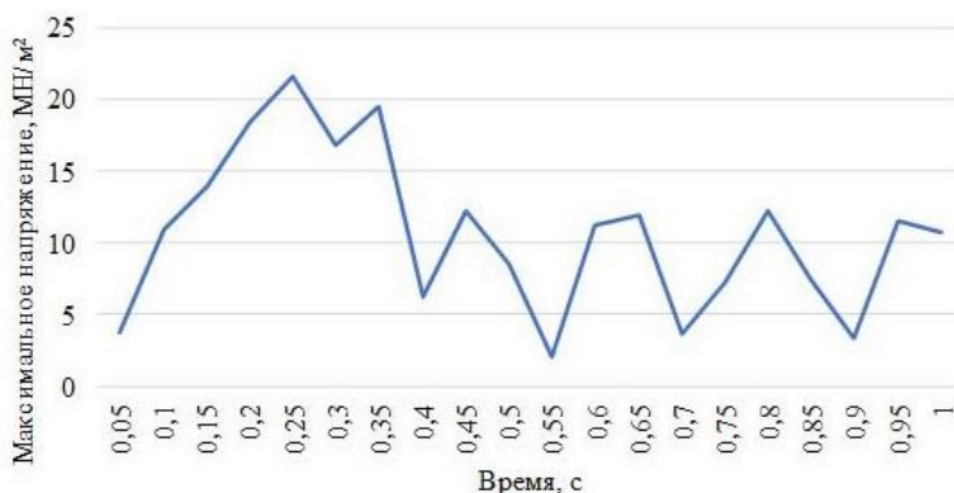


Рис. 2.20 - Диаграмма максимальных напряжений во время измерений

Разработанная цифровая модель в САПР SolidWorks для анализа напряженно-деформированного состояния футеровки при падении куска породы имитирует ряд экспериментов с изменением толщины металлической пластины футеровки от 10 до 20 мм с изменением материала пластины (литая легированная сталь, углеродистая сталь 45, марганцовистая сталь 50Г2, серый чугун СЧ15, сталь Hardox 450). В каждом случае варьировалось прикладываемое усилие от 1000 до 5000 Н. В результате выполненного моделирования взаимодействия футеровочной пластины с куском породы в виде кратковременно прилагаемого усилия получены напряжения с учетом параметров футеровки. На основании этого было определено, что с увеличением толщины пластины при одинаковой нагрузке снижаются возникающие в ней при ударе напряжения и деформация. В качестве примера при всех испытаниях проведенного в данной работе цифрового моделирования была выбрана область приложения нагрузки по центру футеровки, но, в принципе, можно исследовать изменения напряженно-деформированного состояния футеровочных пластин при смещении области ее контакта с падающим куском горной породы ближе к краю футеровки.

Результаты исследования однозначно подтверждают необходимость применения технологических решений демпфирования ударных нагрузок в точках крепления листов футеровки. Однако сопоставимые результаты,

показываемые серым чугуном и менее твердой сталью Hardox 450 дают основания для проведения исследований с определением рациональных углов подачи погружаемой массы. Кроме того, поскольку твердость образца не снижает нагрузку на места крепления в дальнейших итерациях моделирования можно проверить предположение о заменимости стальной футеровочной пластины на композитные с металлическими и полимерными материалами в составе.

Таким образом, приведенный пример полностью подтверждает правомерность использованием соответствующих процедур математического моделирования в объемах проектируемой системы, включающей обязательные конечные элементы «вмещающий скальный массив – несущие элементы и конструкции вертикального шахтного ствола водозабора» в рамках методологии конечно-элементного анализа с привлечением программно-ориентированного и сертифицированного в рамках РФ вычислительного комплекса *ZSoil* [101].

Наибольшее распространение в рамках исследуемой проблематичной области получил метод конечных элементов в перемещениях (далее рассматривается именно эта форма МКЭ). При таком подходе неизвестными являются узловые перемещения в расчетной модели. Они связываются с действующими на расчетную модель внешними силами через матрицу жесткости, описывающую жесткостные параметры расчетной модели [102]. Разрешающее уравнение МКЭ в матричной форме выглядит следующим образом:

$$[E] \cdot \{U\} = \{P\}, \quad (2.6)$$

где $[E]$ – матрица жесткости системы;

$\{U\}$ – вектор узловых перемещений;

$\{P\}$ – вектор внешних сил.

Если расписывать элементы матрицы жесткости и векторов, то получим следующую форму записи разрешающего уравнения МКЭ:

$$\begin{pmatrix} E_{11} & E_{12} & \dots & E_{1n} \\ E_{21} & E_{22} & \dots & E_{2n} \\ E_{n1} & E_{n2} & \dots & E_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{pmatrix}, \quad (2.7)$$

U_i – это неизвестное узловое перемещение по степени свободы i (перемещение узла по одному из направлений либо поворот узла вокруг одной из осей), вызванное действием внешних сил $\{P\}$. Каждый элемент матрицы жесткости E_{ij} равен перемещению узла по степени свободы i от действия единичной силы по степени свободы j . Матрица жесткости системы формируется из матриц жесткостей отдельных КЭ, входящих в систему. При этом, если один узел принадлежит нескольким КЭ, то значения E_{ij} для него суммируются из жесткостей этих КЭ. Матрица жесткости КЭ формируется в местной системе осей координат и устанавливает связь между единичными перемещениями и усилиями в узловых точках. В ходе расчетов матрицы жесткости КЭ, направление локальных осей которого может не совпадать с направлением глобальных осей, преобразуются к глобальным осям координат. В результате будут получены значения узловых перемещений системы, вызванные действием внешних сил. Зная значения узловых перемещений можно обратным ходом для каждого КЭ, используя его аппроксимирующую функцию, найти значения напряжений и деформаций. Для корректного описания поведения массива скальных или скальных грунтов необходимо применять нелинейные модели материала. Для учета физической нелинейности поведения материала устанавливается критерий прочности, при достижении которого материал переходит из упругой стадии работы в пластическую, то есть не воспринимает увеличивающуюся нагрузку.

В ходе расчета с учетом физической нелинейности после каждой итерации производится поиск КЭ, в которых достигнуто условие прочности. Достигнутые в них по расчету напряжения сбрасываются до предельных, воспринимаемых КЭ. При этом снижается модуль деформации КЭ. Итерации

повторяются до тех пор, пока не будет достигнута заданная точность решения. После чего производится переход к следующему этапу расчета. Описанный механизм решения проиллюстрирован на рисунке 2.21.

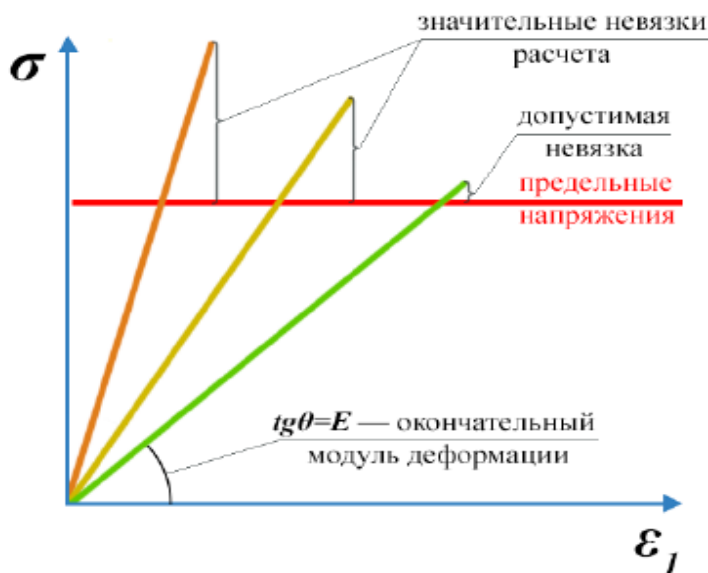


Рис. 2.21 – Итерационный метод решения задачи с учетом физической нелинейности

Возможна ситуация, при которой сходимость не будет достигнута (будет достигнуто максимальное количество итераций или получено устойчиво-расходящееся решение).

В этом случае решение не может быть получено (дивергенция итерационного расчета). Большую роль играет моделирование взаимодействия грунта с сооружением. В этом случае деформационные характеристики контактного элемента задаются нормальной и касательной жесткостью [103].

Прочность контакта зависит от характеристик грунта и контактирующей конструкции.

2.3 Определение основных параметров модели и особенности использования программного обеспечения *ZSoil* в рамках модельного представления конечно-элементной базы проведения исследований

ПВК *ZSoil* предусматривает наличие и реализацию серии соответствующих алгоритмов с задачами в нелинейной постановке:

- Ньютона-Рафсона;
- Бройдена – Флетчера – Гольдфарба – Шанно.

Следует отметить, что в своей основе все вышепредставленные алгоритмы имеют базисную составляющую модельного представления Ньютона-Рафсона с некоторыми дополнениями и ограничениями [104].

Базисная составляющая нелинейного модельного представления Ньютона-Рафсона связана с искомым поиском решения

$$N(d) = F, \quad (2.8)$$

где d – характеристика перемещений узлов,

F – характеристика воздействующих сил;

$N(d)$ – функция взаимосвязи.

Составляющая нагрузки F определяется с учетом временного тренда ее приложения:

$$Fn+1 = Fn + \Delta F; \quad (2.9)$$

$$tn+1 = (n+1)\Delta t$$

где Δt – приращение временного тренда, n – итерации приращения.

С учетом итераций приращений:

$$N(d_{n+1}^{i+1}) = Fn+1 \quad (2.10)$$

Линеаризация представленного выражения с разложением Тейлора дает:

$$N(d_{n+1}^{i+1}) = N(d_{n+1}^i) + (dN/dd)\Delta d,$$

$$N(d_{n+1}^{i+1}) = N(d_{n+1}^i) + K_T \Delta d, \quad (2.11)$$

где K_T – составляющая касательной жесткости.

Дальнейшие преобразования для каждого n связаны с выражениями:

$$KT\Delta d = Fn+1 - (dn+1)^i; \quad (2.12)$$

$$dn+1^{i+1} = (dn+1)^i + \Delta d$$

с учетом достижения условия приемлемой точности проведения расчетов

$$(F_{n+1} - N(d_{n+1})) / < tol.$$

Процедура поиска решения проиллюстрирована на рисунке 2.22.

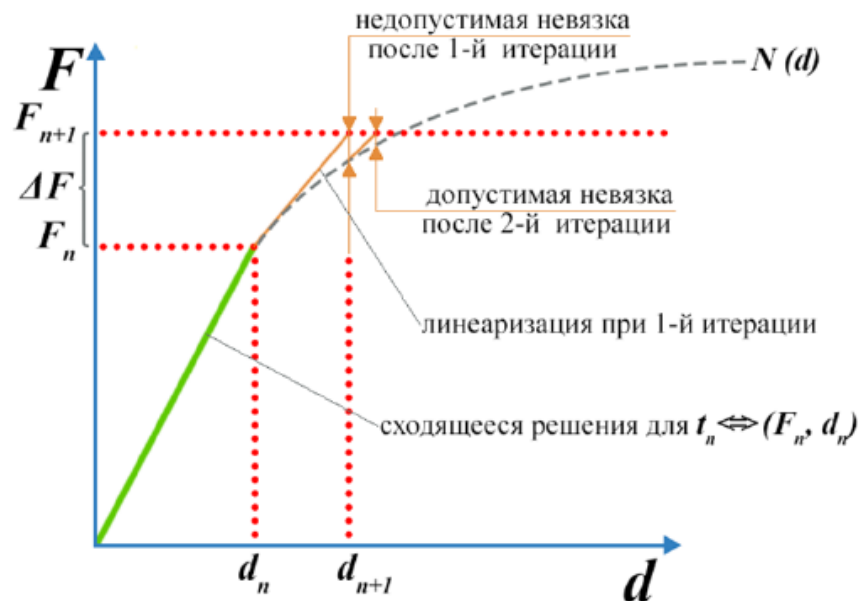


Рис. 2.22— Итерационная процедура Ньютона – Рафсона

В ПК *ZSoil* в зависимости от постановки решаемой задачи (двухмерной, осесимметричной или трехмерной) имеются соответствующие семейства конечных элементов. Поставленная задача решалась в трехмерной постановке. В ПК *ZSoil* для моделирования сплошной среды (Continuum, Solid), а именно массива грунта и массивных железобетонных конструкций, используются трехмерные шестиузловые (пятигранные призмы) и восьмиузловые (шестигранный гексаэдр) КЭ. Построение конечно-элементной модели выполняется с учетом **третьего проектного производственного правила**, предусматривающего выявление особенностей рельефа, геометрических размеров вертикального шахтного ствола и поэтапности проходки.

В ходе нелинейных итерационных расчетов требуется постоянно вычислять критерии перехода элементов в пластическое состояние, что отражает суть **четвертого проектного производственного правила**. Для того, чтобы уменьшить объем вычислений в ПК *ZSoil* используются следующие инварианты:

1-й инвариант тензора напряжений:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.15)$$

2-й инвариант девиатора напряжений:

$$J_2 = 1/6 [(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2] \quad (2.16)$$

Угол Лоде:

$$\theta = \tan^{-1} (\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3 / \sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)) \quad (2.17)$$

Инварианты плоской деформации:

$$\sigma_s = 1/2 (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2); \quad (2.18)$$

$$\sigma_d = \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + 4\tau_{xy}^2} = \sigma_1 - \sigma_2$$

В рамках процедуры определения начального напряженного состояния грунтового массива *Initial State* в ПБК *ZSoil* определяются:

Начальные вертикальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_y = -\gamma H \quad (2.19)$$

Горизонтальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_x = \sigma_z = (-\nu / 1 - \nu) \gamma H, \quad (2.20)$$

где выражение $\nu / 1 - \nu$ является коэффициентом бокового давления K_0 , который может быть вычислен в ПБК *ZSoil* автоматически или задан пользователем вручную при наличии соответствующих инженерно-геологических данных.

В ПБК *ZSoil* для задания поэтапности используются специальные функции существования (*Existence Functions*) и функции загрузки (*Load Functions*), с помощью которых можно задать появление или исчезновение в определенные моменты тех или иных конечных элементов, изменение их свойств, изменение величин нагрузок.

Модель скального грунта Хоека-Брауна

Детальное описание модели грунта Хоека – Брауна было представлено выше. Расчет устойчивости при использовании модели Хоека – Брауна основан на определении уровня напряжений. Коэффициент устойчивости в таком случае записывается в виде:

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 - 1/SF \cdot \sigma_{ci} (m_b \cdot \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^a; \quad (2.21)$$

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 - [(SF^{-1})^{1/a}]^a \cdot \sigma_{ci} (m_b \cdot \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^a$$

Следовательно, условие пластического течения используя модифицированные постоянные m_i^* и s^* принимает вид:

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_{ci} (m_b^* \sigma_3 / \sigma_{ci} + s^*)^a; \quad (2.22)$$

$$m_b^* = m_b SF^{1-a}; s^* = s SF^{1-a}$$

Критерий Ранкина (критерий максимального главного напряжения) определяется следующим выражением:

$$f(\sigma_3) = -\sigma_3 + f_t = 0, \quad (2.23)$$

где f_t – прочность на одноосное растяжение. Значение, которое принимает f_t , должно удовлетворять условию $|f_t| < /f_t^{\text{HB}} /$, чтобы сохранить выпуклость области упругости. Использование данного критерия позволяет упростить описание разрушения и дилатансии при растяжении. Для критерия Ранкина используется стандартный метод снижения прочности [105]:

$$f_t^* = f_t / SF \quad (2.24)$$

Обобщенная МКЭ-модель вертикального ствола водозабора из водохранилища, разработанная в ПК ZSoil, представлена на рис. 2.23 [112].

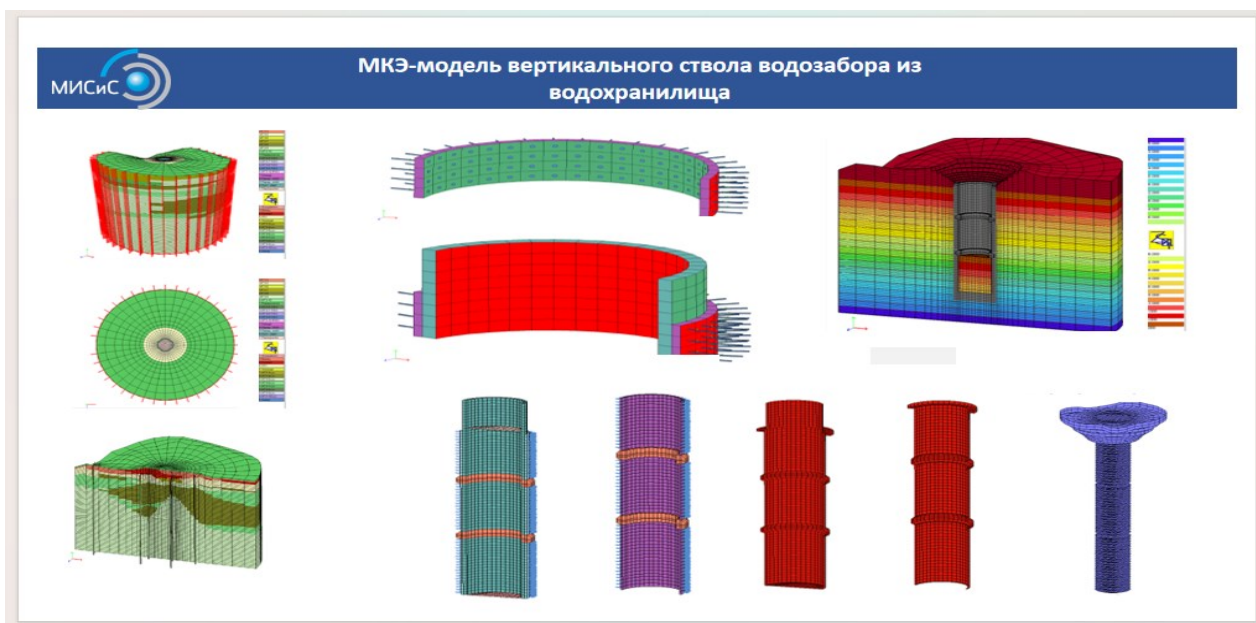


Рис.2.23 - Обобщенная МКЭ-модель вертикального ствола водозабора из водохранилища, разработанная в ПК ZSoil

Общий вид и вид в плане МКЭ-модели на момент окончания строительства

МКЭ-модель на начальном этапе (природное состояние). Назначение ИГЭ путем задания колонок скважин и пространственной аппроксимации методом крикинга

Конечно-элементное представление составляющих моделирования «бетон-скала» и «бетон-бетон»

Аппроксимация дренажных КЭ по высоте ствола и поровое давление в грунте на этапе вскрытия котлована

Конечно-элементное представление составляющих моделирования черновой обделки

Конечно-элементное представление анкеров, черновой и чистовой обделки
Модель имеет круглую форму в плане со сгущением сетки КЭ к центру. Поверхность модели построена по топографическим данным и воспроизводит рельеф.

Ключевые этапы представлены на рисунках 2.24–2.27. Они детализируют использование структурных блоков модельного представления. Общее количество узлов (*Nodes*) и КЭ разных типов составило:

FE Model	
Nodes	71216
Continium 3D	68934
Shells	5712
Shells one layor	263
Interfaces	3952
Seepages	12221
Macro Model	
Nalis	2234

В рамках реализации программного модуля встроенной функции *ZSoil* колонки скважин в рамках инженерно-геологических элементов (ИГЭ) заданы с реализацией процедуры пространственной аппроксимации и использованием метода кригинга. Это потребовало разбиения окружности обделки шахтного ствола системы водообеспечения на 40 целевых КЭ с размерами 1,0 м и граничным 7,8 м. Модельное представление имеет общий диаметр 124,8 м, - вертикальный размер КЭ равен 4.2м (высота заходки). По высоте заходки размещаются 4 КЭ с размером 1,05 м. Расчетный цикл предусматривает наличие 110 итераций, которые заканчиваются реализацией технологических

циклов по обратной засыпке. Проходка каждой из 15 захонок высотой 4,2 м (от опорного кольца до фундаментной плиты) моделировалась за 5 расчётных этапов: четыре этапа проходки по 1,05 м, и пятый этап возведения черновой обделки. Гидростатическая нагрузка от уровня грунтовых вод и объёмные фильтрационные силы в основании учитываются автоматически путем решения сопряженной задачи фильтрации. На каждом расчетном этапе проходки с шагом по высоте 1,05 м в стволе на поверхности забоя активируются граничные условия дренажа. Это создает разность напора на границах модели и в стволе, что в свою очередь формирует объёмные фильтрационные силы в области глубже забоя.

С учетом правил ПВК *ZSoil* в численном расчете принята глобальная система координат:

- ось X сонаправлена с геодезической осью X, т.е. направлена с востока на запад (ближайший берег водохранилища расположен со стороны -X);
- ось Y является вертикальной и соответствует высотным отметкам;
- ось Z направлена в противоположном направлении относительно геодезической оси Y, т.е. направлена с севера на юг. Взаимосвязь этапности, реализованной в ПВК *ZSoil*, с расчетными сочетаниями нагрузок и воздействий представлена в таблице 2.9.

Таблица 2.9 – Характерные расчетные этапы во взаимосвязи с сочетаниями нагрузок и воздействий

Итерации в ZSoil	Содержание расчетного этапа	Периоды проявления нагрузок и воздействий	Учитываемые воздействия
Этап 1	Возведение вертикального ствола на полную длину с черновой обделкой	Период строительства	Горное давление, давление поровых и грунтовых вод, сейсмическое воздействие
Этап 2	Возведение вертикального ствола на полную длину (ствол не заполнен)	Период строительства и производства ремонтных работ	Горное давление, давление поровых и грунтовых вод, сейсмическое воздействие
Этап 3	Возведение вертикального ствола на полную длину (ствол заполнен)	Период эксплуатации	Горное давление, давление поровых и грунтовых вод, сейсмическое воздействие

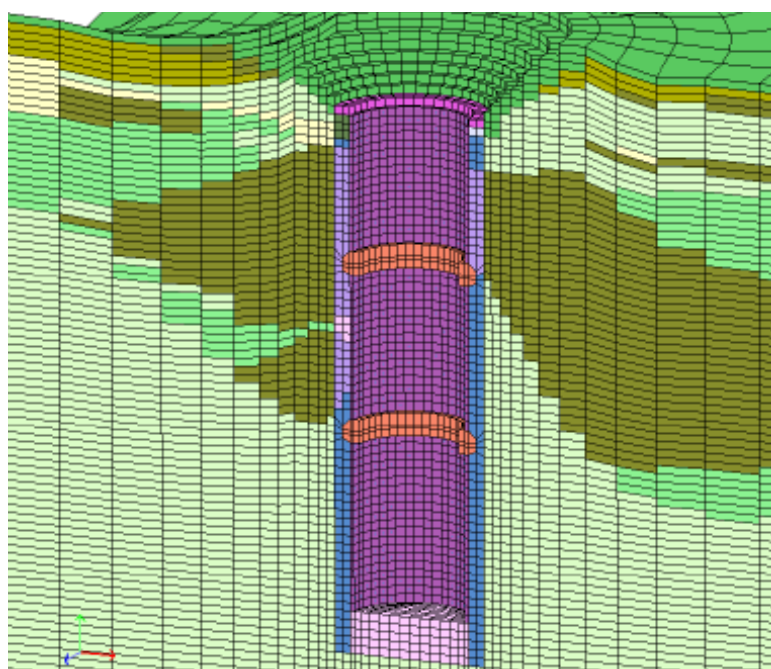
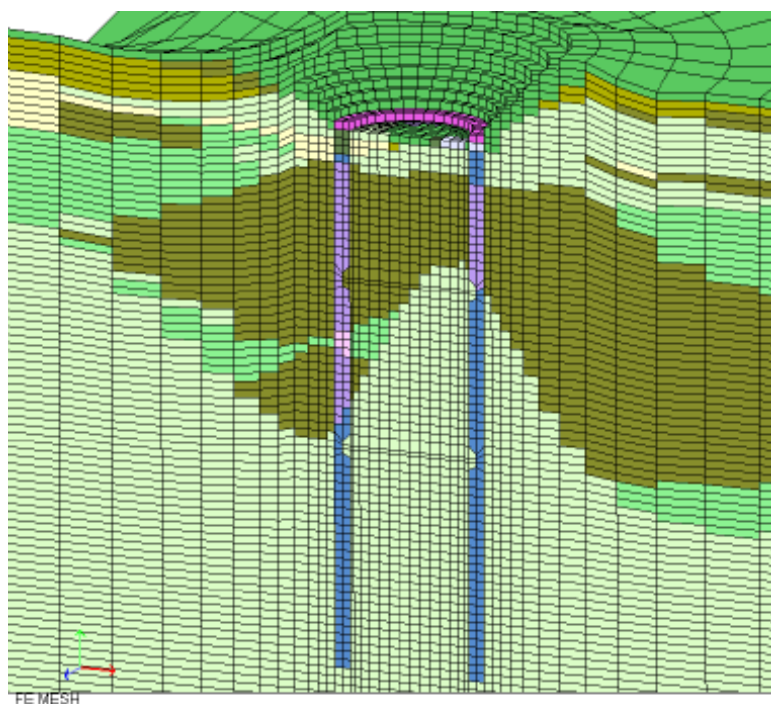


Рис. 2.24, 2.25 – МКЭ-модель на этапе разработки котлована и устройства ПФЗ по контуру и на этапе завершения черновой обделки

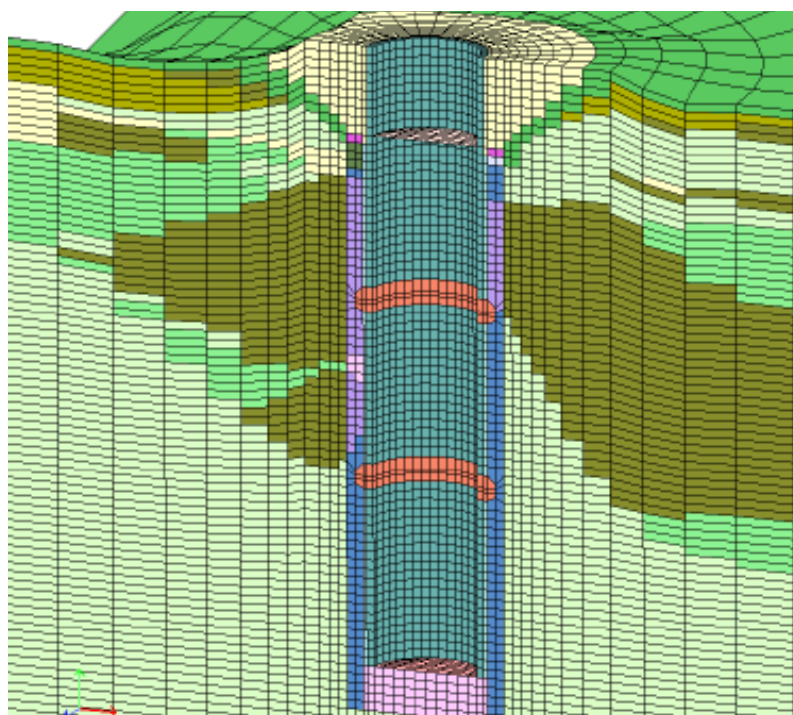
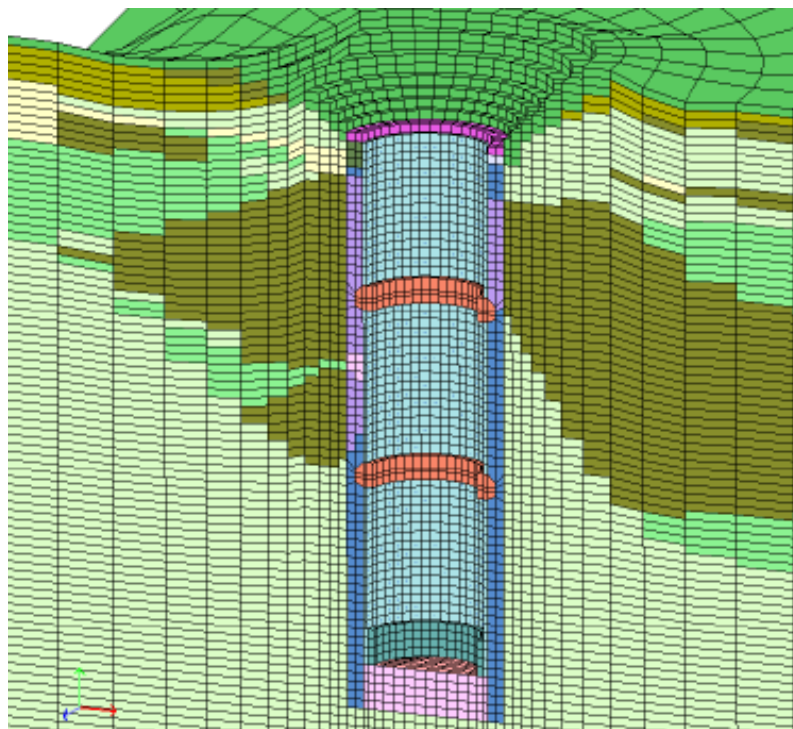


Рис. 2.26 – 2.27 – МКЭ-модель на этапе возведения чистой обделки и на этапе завершения возведения ствола

ВЫВОДЫ

1. Параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) в количественной численной постановке проектируемого ствола системы водозабора в границах черновой и чистовой обделок, должны проходить процедуру обоснования в рамках конечно-элементного анализа с привлечением программно-ориентированного и сертифицированного в рамках РФ вычислительного комплекса *ZSoil*. Все итерации расчетов рационально реализовывать в 3D постановке с учетом двухфазной фильтрационной объемной составляющей приложения сил и их нелинейности (работа скальных грунтов, поэтапность ведения проходческих работ и возведения несущих конструкций и элементов обделки, работа в области контакта бетон-скальный массив и пр.).

2. В ходе нелинейных итерационных расчетов требуется постоянно вычислять критерии перехода элементов в пластическое состояние. В целях минимизации объема вычислений и сокращения многократных итераций, связанных с преобразованием величин смещений, конвергенции и напряжений в масштабах глобальной и локальной системой координат в рамках расчетной модели и отдельных конечных элементов, рациональным является ввод в расчетную систему отдельной инвариантной составляющей, которая обеспечивает их неизменность и независимость в рамках используемой системы координат.

3. Итерации расчетной системы должны предусматривать соответствующую детализацию и уточнение используемых расчетных характеристик и параметров вмещающего массива скального типа в рамках оптимизационной модели Хоека-Брауна, в частности параметра *RQD* (должны задействоваться данные эксплуатационного бурения и фотографии конкретных кернов) с учетом водонасыщенного и естественного состояний.

ГЛАВА 3 РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННОГО РАСЧЕТА СТВОЛА ВОДОЗАБОРА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОЕКТНЫХ ПРОДУКЦИОННЫХ ПРОЦЕДУР

3.1 Установление последовательности строительства и ввода в эксплуатацию шахтного водозабора. Результаты численного расчета на основное сочетание нагрузок с учетом поэтапного возведения

Технологическая последовательность выполнения производственных процессов и операций при строительстве вертикального водозабора включает следующие составляющие. В технологию строительства включена составляющая торкретирования толщиной 50 мм (бетон В15). В качестве последующей составляющей заявлено устройство черновой обделки с балками армировки и системой анкерного крепления толщиной 0,45 м (бетон В25 ГОСТ 26633-2015).

Система анкерного крепления включает анкеры, выполненные из арматуры А500С с диаметром 25 мм. Анкера имеют шаг установки 0,8 м и фиксируются с использованием химических ампул ОКГ ТЕ 100.

В качестве последующей составляющей заявлено устройство чистовой обделки толщиной 0,8 м с железобетонным перекрытием толщиной 0,7 м.

Между обделками обустройства гидроизоляция из полимочевинного волокна.

Фундаментная донная плита имеет толщину 1,0 м (357.3м). Для армирования железобетонных конструкций используется арматура класса А500С. Класс арматуры принят в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018 и с учетом требований СП 28.13330.2017 и СП 14.13330.2018. Вся применяемая арматура должна соответствовать требованиям ГОСТ 34028-2016.

Система поддержки принятия проектных решений шахтного водозабора системы водообеспечения [116] предусматривает представление результатов в графической форме с фрагментарными составляющими (рис. 3.1 – 3.4), а именно:

- перемещения вмещающего массива;
- напряжения и внутренние усилия в бетонной черновой обделке в строительный период по мере ее возведения сверху вниз;
- внутренние усилия в железобетонной чистовой обделке в строительный период по мере ее возведения снизу вверх и далее в период эксплуатации при полностью осушенном и полностью заполненном стволе водозабора.

Реализованы все необходимые итерации аналитического расчета перемещений и смещений контуров вмещающего вертикальный ствол водозабора массива. Конечные итерации расчетов убедительно доказывают их соответствующую критериальную прочность и эксплуатационную устойчивость в рамках предлагаемых несущих конструкций применительно к условиям водохранилища. Расчетные количественные значения конвергенции стенок выработки по ее периметру в результате приложения возникающих нагрузок и последующей разгрузки вмещающего массива не превышают 15 мм. Расчетные количественные значения выпора забоя с учетом вышеописанных составляющих и фильтрационных сил объемного характера не превышают 33 мм. При закономерной тенденции увеличения сжимающих напряжений при углублении проектируемой выработки до отметки опорного венца верхнего уровня их значения не превышают -3,5 МПа, а до отметки опорного венца нижнего уровня - 6,2 МПа, со среднеуглубочным значением в - 6,3 МПа. Неоднородность строения инженерно-геологических элементов используемых в конечно-элементной модели предопределяет при этом неравномерность интервала распределения смещений, конвергенции и напряжений.

Результаты расчета внутренних усилий (продольная сила и изгибающий момент) в бетонной черновой обделке в кольцевом направлении по мере ее возведения сверху вниз представлены ниже и сведены в таблицы 3.1, 3.2. Результаты расчета внутренних усилий в железобетонной чистовой обделке по мере ее возведения снизу вверх представлены ниже и сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.1 – Нормальные напряжения в черновой обделке по мере ее возведения в горизонтальном (кольцевом) направлении

Глубинный интервал воздействия	Значения нормальных напряжений на внешней грани	Значения нормальных напряжений на внешней грани
До отметки верхнего опорного кольца	-0.194 (max) -3.178 (max)	-0.368 (min) -3.112 (min)
До отметки нижнего опорного кольца	-0,206 (max) -6.987 (min)	-0.366 (max) -6.266 (min)
До фундаментной плиты основания	-0.206 (max) -7.108 (min)	-0.378 (max) -6.456 (min)

Знак - указывает на сжатие

Таблица 3.2 – Внутренние усилия в черновой обделке по мере ее возведения в горизонтальном (кольцевом) направлении

Глубинный интервал воздействия	Значения нормальных напряжений на внешней грани	Значения нормальных напряжений на внешней грани
До отметки верхнего опорного кольца	-351.6 (max) 1495.2(max)	+19.65 (min) -25.8 (min)
До отметки нижнего опорного кольца	-378.5 (max) -2467.7 (min)	+88.9 (max) -91.43 (min)
До фундаментной плиты основания	-244.9 (max) -2699.2 (min)	+89.99 (max) -90.8 (min)

Знак + указывает на растяжение

Таблица 3.3 – Внутренние усилия в чистовой обделке по мере ее возведения

Глубинный интервал воздействия	Значения внутренних усилий N, кН/м	Значения внутренних усилий M, кН м/м
В кольцевом направлении		
До отметки верхнего опорного кольца	+23.2 (max) -60.4(min)	+10.2 (max) -0.68 (min)
До отметки нижнего опорного кольца	+39.6 (max) -92,5 (min)	+17.4 (max) -1.86 (min)
До фундаментной плиты основания при незаполненном объеме	+91.3 (max) -243.6 (min)	+35.4 (max) -7.7 (min)
До фундаментной плиты основания при заполненном объеме	+2186.4 (max) -246.8(min)	-72.5(max) -14.9 (min)
В вертикальном направлении		
До отметки верхнего опорного кольца	+2.1 (max) -320.6 (min)	-0.3(min) +58.4 (max)
До отметки нижнего опорного кольца	-4.2 (max) -496.4 (min)	+86.5 (max) -3.6 (min)
До фундаментной плиты основания при незаполненном объеме	-10.8 (max) -1008.9 (min)	+172.8 (max) -11.5 (min)
До фундаментной плиты основания при заполненном объеме	+684.2 (max) -448.4 (min)	+77.4 (max) -356.2 (min)

Перемещения вмещающего массива с учетом поэтапного возведения

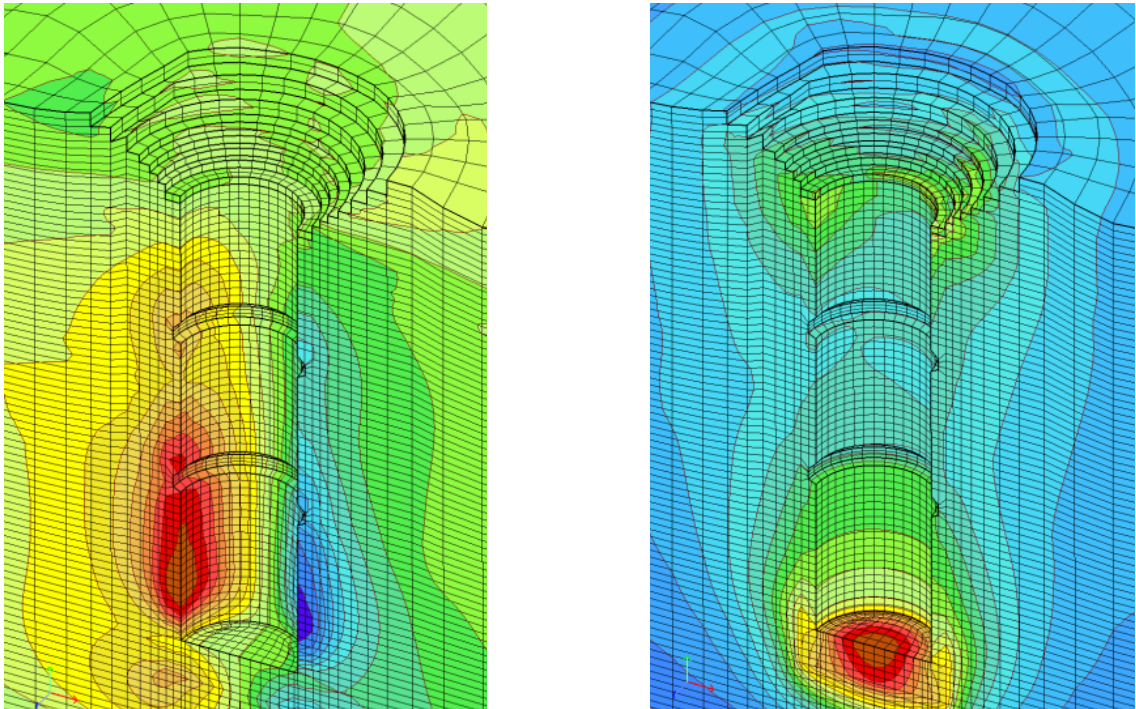


Рис. 3.1 – Секторальное моделирование полной обделки –
(смещения)

Нормальные напряжения в черновой обделке с учетом поэтапного возведения

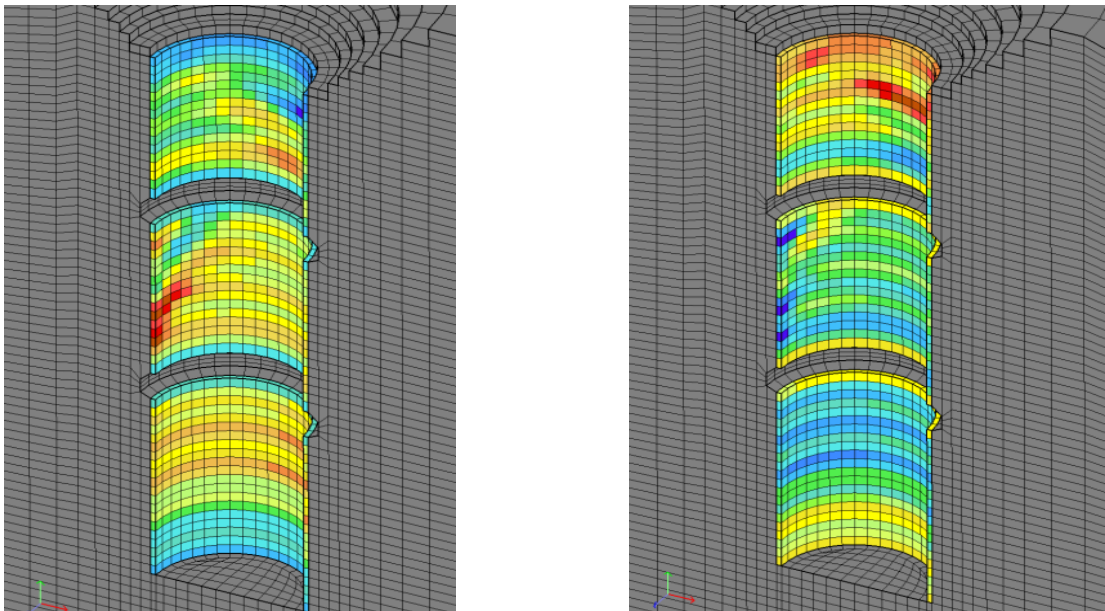


Рис. 3.2 – Устройство черновой обделки на полную глубину (вертикальные (в кольцевом направлении) напряжения по внешней и внутренней грани))

Внутренние усилия в чистовой обделке с учетом поэтапного возведения

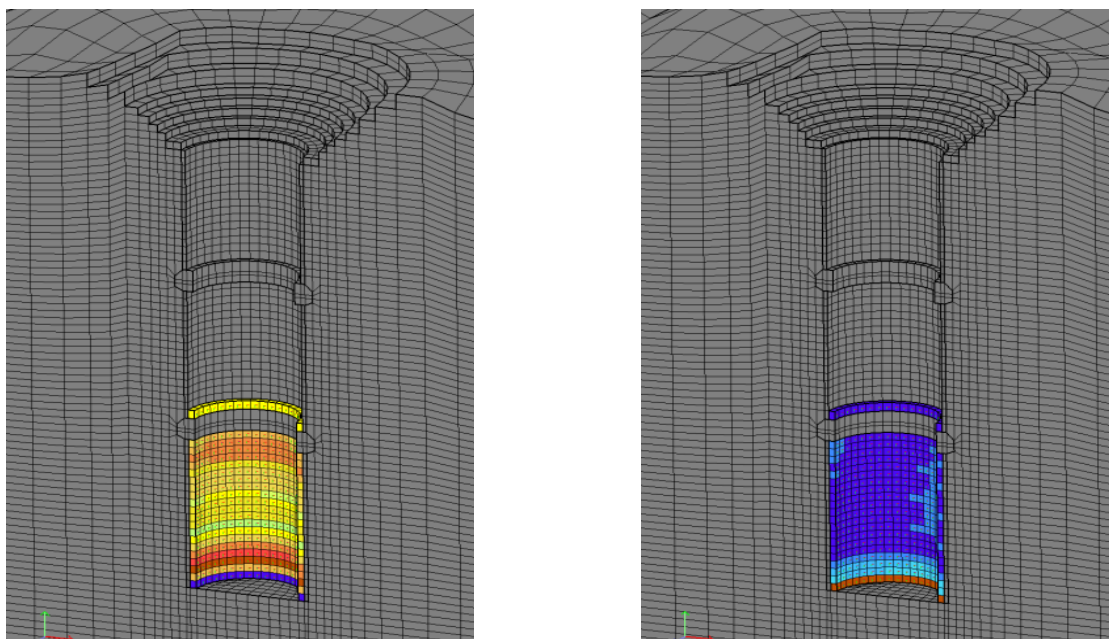


Рис. 3.3 – Устройство чистовой обделки до нижнего опорного венца (продольные силы и изгибающие моменты в горизонтальном (кольцевом) направлении)

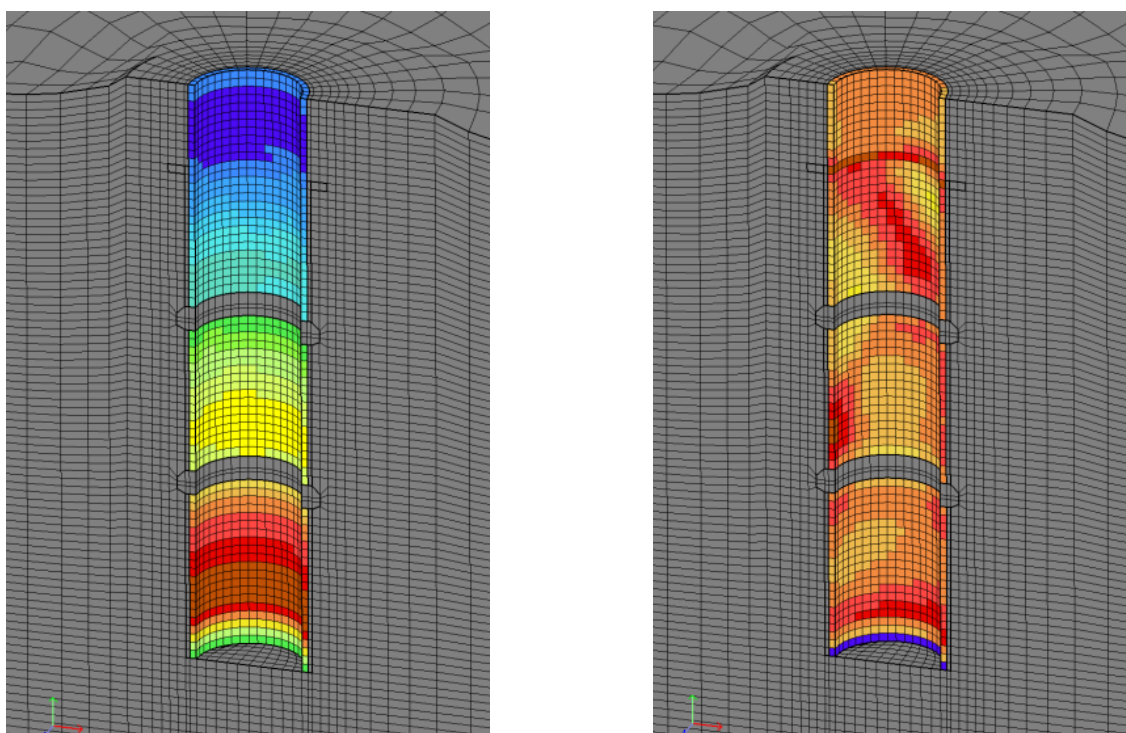


Рис. 3.4 – Секторальное моделирование заполненного ствола (силы и моменты)

3.2 Реализация аналитических расчетов, данные численного моделирования и результаты оптимизации

Симплициальный блок проектной производственной процедуры 1

Аналитический расчет армирования чистовой обделки

Железобетонные конструкции обделки и фундаментной плиты приняты из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В30.

Армирование несущих железобетонных конструкций выполнено из арматуры класса А500С со следующими характеристиками, принятыми по СП 63.13330.2018:

- модуль упругости: 200000 МПа;
- нормативное сопротивление растяжению: 500 МПа;
- расчетное сопротивление растяжению: 435 МПа;
- расчетное сопротивление для поперечной арматуры: 300 МПа.

Подбор требуемого армирования выполнен на основное и особое сочетание нагрузок с учетом значений усилий для подбора армирования. Подбор армирования на основное сочетание нагрузок выполнен с учетом трещиностойкости, допустимая ширина раскрытия трещин 0,3 мм. Также учитывалось противодействие воды в трещинах в соответствии с требованиями п.7.12-7.13 СП 41.13330.2012. По результатам расчетов определено требуемое суммарное продольное армирование железобетонной чистовой обделки:

- 1 часть обделки, кольцевое направление – 28 см²/п.м.;
- 1 часть обделки, вертикальное направление – 14 см²/п.м.;
- 2 часть обделки, кольцевое направление – 57 см²/п.м.;
- 2 часть обделки, вертикальное направление – 34 см²/п.м.;
- 3 часть обделки, кольцевое направление – 94 см²/п.м.;
- 3 часть обделки, вертикально направление – 84 см²/п.м.

По результатам расчетов определено требуемое армирование железобетонной фундаментной плиты круглой формы в плане:

- в радиальном направлении – 85 см²/п.м.;
- в кольцевом направлении – 65 см²/п.м.

Принятые конструктивные решения отделки удовлетворяют требованиям действующих норм, максимальный коэффициент использования 0.9.

Симплициальный блок проектной производственной процедуры 2

Аналитический расчет бетонной черновой отделки

Исходные данные

Строительство ведется на глубине 73 м с уровнем грунтовых вод в 60,35 м в районе, характеризующимся сейсмичностью 8 баллов. В качестве защитного ограждения используется противодиффузионная завеса толщиной 2 м. Исходные данные приведены в таблице 3.4. Промежуточные данные приведены в таблице 3.5. Расчетные характерные внутренние усилия в чистовой отделке на 1 п.м. с учетом поправочных коэффициентов на условия эксплуатации приведены в таблице 3.6. промежуточные данные для расчетов приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.4 – Исходные данные

Обделка		Материал крепи		Порода	
r_1 (внешний)	7,75 м	Бетон	B25	E_0	147 МПа
r_0 (внутренний)	7,3 м	E_1	30000 МПа	ν_0	0,3
H (глубина)	73,0 м	ν_1	0,2	γ	0,0243 МН/м ³
L (отставание)	4,2 м	R_b	14,5 МПа	V_p	1379 м/с

Таблица 3.5 - Промежуточные данные

Расчетные этапы	<u>Высотная отметка столба водной массы</u>
	Расчетное доп. N в трещинах
1	$H = 357.0 - 341.755 = 15.225\text{м}$ $N = +120.9 \text{ кН}$
2	$H = 357.0 - 320.75 = 36.25\text{м}$ $N = +288 \text{ кН}$
3	$H = 357.0 - 297.8 = 59.2\text{м}$ $N = +472.8\text{кН}$

Таблица 3.6 – Характерные внутренние усилия в чистовой обделке на 1 п.м.

Глубинный интервал воздействия	Значения внутренних усилий	Значения внутренних усилий
В кольцевом направлении		
	Основные нагрузки	Сейсмика
Выше отметки верхнего опорного кольца	+556.6(max) (N, кН) -238.8(min) -9.8 (max) (M, кН м) -0.14(min)	+737.9 (max) (N, кН) -358.4(min) -12.99 (max) (M, кН м) +3.3(min)
Между опорными кольцами	+1300.8(max) (N, кН) -90.8(min) -4.32 (max) (M, кН м) +1.91(min)	+1520.8 (max) (N, кН) -90.9(min) +27.7 (max) (M, кН м) -1.98(min)
Ниже отметки нижнего опорного кольца	+2177.4 (max) (N, кН) -177.8(min) +1.15 (max) (M, кН м) +34.3(min)	+2.339 (max) (N, кН) -175.9.4(min) -16.48 (max) (M, кН м) +34.2(min)
В вертикальном направлении		
Выше отметки верхнего опорного кольца	+0 (max) (N, кН) -452.6(min) +0 (max) (M, кН м) -9.5(min)	+192.2 (max) (N, кН) -818.4(min) -32.6 (max) (M, кН м) -25.4(min)
Между опорными кольцами	+5.43 (max) (N, кН) -600.9(min) +0.26 (max) (M, кН м) -0.148(min)	+585.2 (max) (N, кН) -1082.2(min) -39.2(max) (M, кН м) -0.36(min)
Ниже отметки нижнего опорного кольца	+680.4 (max) (N, кН) -1008.4(min) -354.2(max) (M, кН м) +171.4(min)	+1218.2 (max) (N, кН) -1008.8(min) -405.2 (max) (M, кН м) +172.7(min)

Симплициальный блок проектной производственной процедуры 3

Расчет крепи на горное давление

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma^* = \gamma - (1 - n)\gamma_w, \quad (3.1)$$

где n – пористость, $n = 1 - \rho/\rho_{\text{частиц}}$, $n = 0,16$;

γ_w – удельный вес воды, $= 10 \text{ кН/м}^3$.

$$\gamma_b = 23,3 - (1 - 0,14)10 = 14,9 \text{ кН/м}^3.$$

Тогда с учетом соотношения водонасыщенной и сухой толщи средний удельный вес:

$$\gamma^* = 17,1 \text{ кН/м}^3 \quad (3.2)$$

Определяем эквивалентные напряжения по формуле:

$$P_{ee} = \lambda \cdot \alpha^* \cdot \gamma^* \cdot H \cdot (2/x_0 + 1), \quad (3.3)$$

где $\lambda = \nu_0 / 1 - \nu_0$ – коэффициент, учитывающий влияние бокового воздействия породы;

$$x_0 = 3 - 4\nu_0; \quad (3.4)$$

α^* – коэффициент, учитывающий размер расстояния от крепи до забоя.

Нахождение значения коэффициента α^* требует учета следующих факторов:

- отставание крепи от лба забоя;
- изменение модуля упругости бетона обделки при его твердении.

Для этого построим диаграмму Феннера – Пахера (рисунок 3.5). Ее принцип заключается в нахождении точки пересечения двух кривых: графика разгрузки массива (1) и графика сопротивления крепи (2) [107]. По вертикальной оси откладывается отпор крепи в МПа, по горизонтальной – перемещения контура забоя вовнутрь выработки в метрах.

Кроме того, необходимо связать перемещения контура выработки с расстоянием точки до забоя. Это позволяет сделать кривая, называемая в англоязычной литературе *Longitudinal Displacement Profile (LDP)* (рисунки 3.6, 3.7).

Воспользуемся методикой, описанной в работе (Vlachopoulos N., Diederichs M. S. Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels //Rock mechanics and rock engineering. – 2009. – Т. 42. – С. 131-146.).

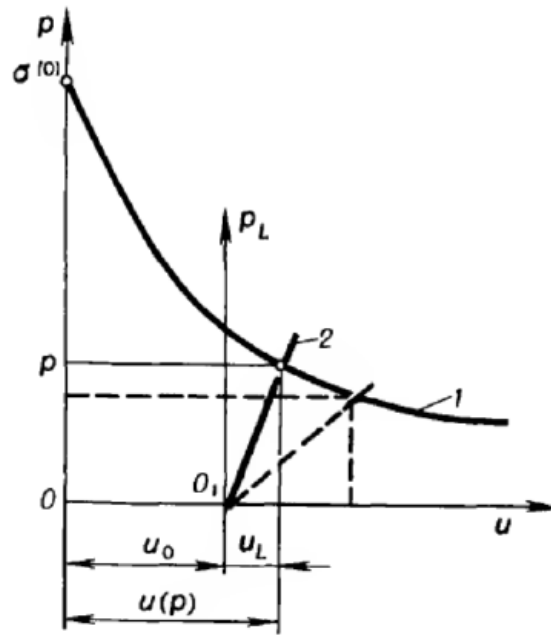


Рис. 3.5 – Диаграмма Феннера-Пахера

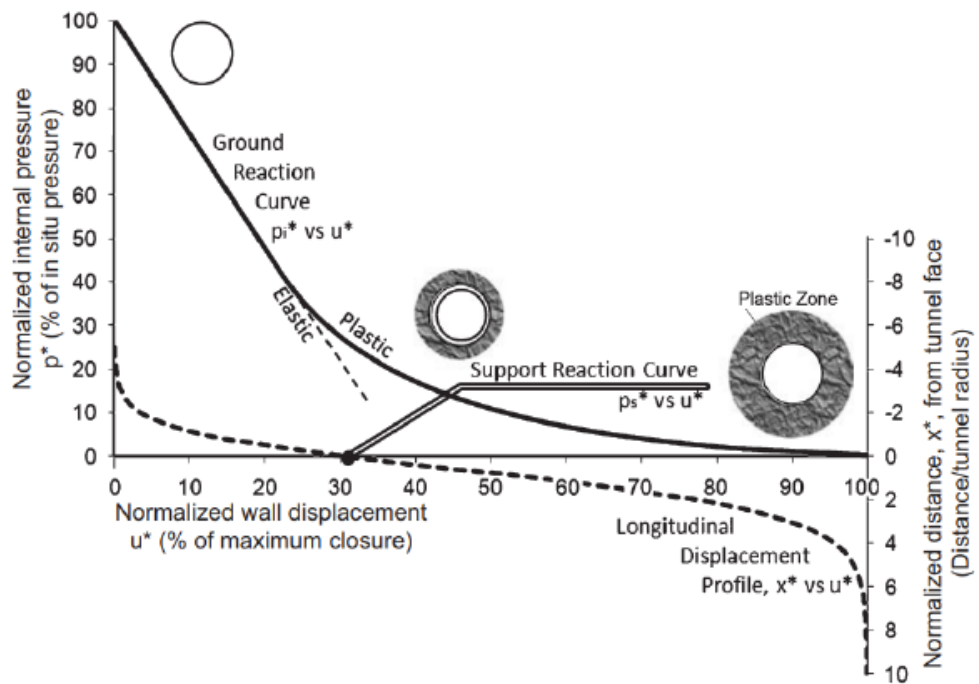


Рис. 3.6 – Использование LDP в совокупности с диаграммой Фенера - Пахера

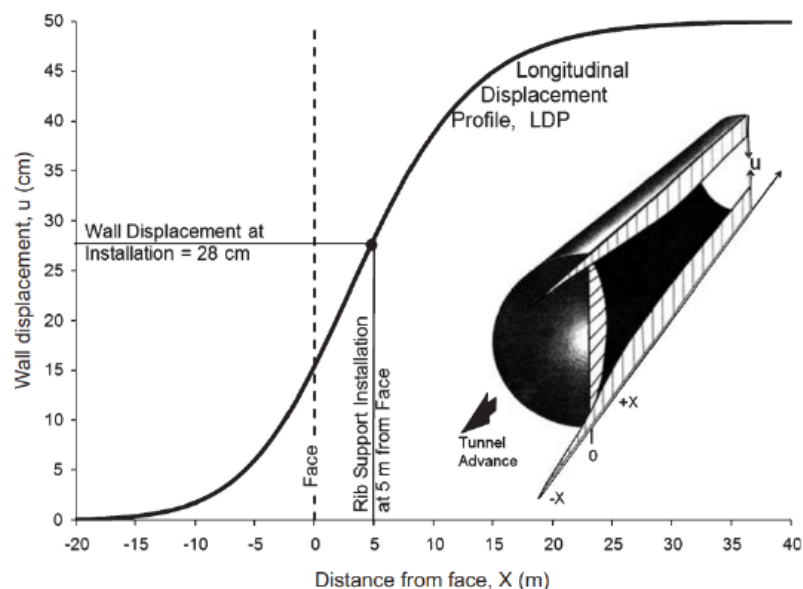


Рис. 3.7 – *LDP* график зависимости перемещений контура выработки от расстояния до забоя

Эта методика наиболее точно отражает данные, полученные с помощью конечно-элементного моделирования строительства ствола, тем не менее оставляя в сравнении с моделью некоторый запас [108] (рисунок 3.8).

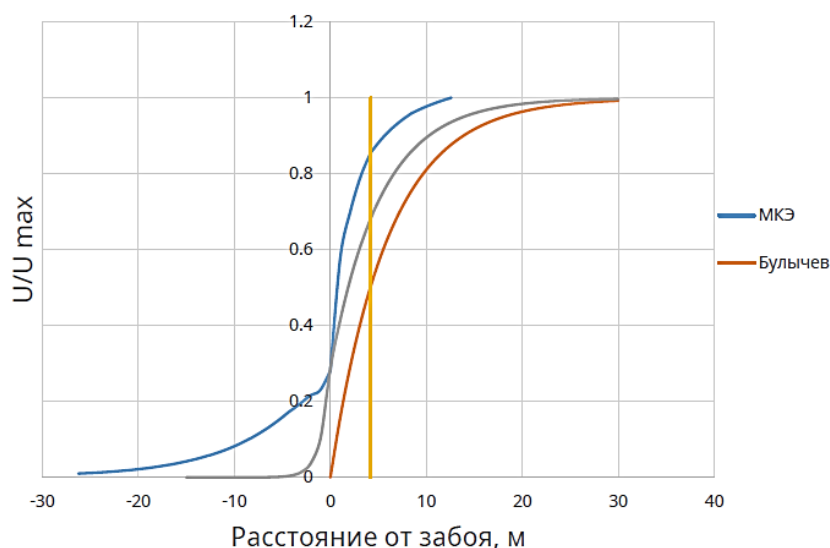


Рис. 3.8 – Сравнение различных методик получения *LDP*

Построение кривой начинается с вычисления пластического радиуса для незакрепленный выработки, отнесенного к радиусу самой выработки:

$$R^* = R_{pl} / R = (2(\sigma_1(k_p - 1 + \sigma_c) / (k_p + 1)(P_i(k_p - 1) + \sigma_c)^{(1/k_p - 1)}), \quad (3.5)$$

где $k_p = 1 + \sin\phi / 1 - \sin\phi$;

σ_1 – напряжения в массиве;

σ_c – предел прочности массива;

P_i – внутреннее давление, принимается равным 0. Относительное перемещение контура на забое:

$$u_{0*} = 1/3 e^{-0.15 Rpl/R} \quad (3.6)$$

Тогда при нахождении точки в массиве перед забоем ее радиальное перемещение как функция расстояния до забоя определяется по формуле:

$$u_* = u_{0*} \cdot e^l, \quad (3.7)$$

где l – расстояние до забоя.

При нахождении точки на контуре выработки за забоем – по формуле:

$$u_* = 1 - (1 - u_{0*}) \cdot e^{-3l/2R*} \quad (3.8)$$

Полученный таким образом профиль для рассчитываемого ствола изображен на рисунке 3.19 серым цветом. Перечень соответствующих ему значений приведен в таблице 3.7. Расчетное обоснование приведено в таблице 3.8.

Таблица 3.7 – Перечень значений для *LDP* по *Liederichs*

$l, \text{ м}$	$U/U_{\max}$	$l, \text{ м}$	$U/U_{\max}$
-15	0	8	0.8571
-14	0	9	0.8943
-13	0	10	0.9164
-12	0	11	0.9357
-11	0	12	0.9468

При расчетном обосновании, опуская промежуточные расчеты для технологически обусловленного отставания в 4,2 м получаем значение 0,6680 – это та часть перемещений контура, которая реализовалась к моменту установки монолитной крепи.

Теперь приступим к построению непосредственно диаграммы Феннера – Пахера. Начнем с графика разгрузки массива. Линейное поведение массива наблюдается при значениях внутреннего отпора не превышающих

$$P_{cr} = 2\sigma_1 - \sigma_c / 1 + k_p \quad (3.9)$$

Тогда при $\sigma_1 < P < P_{cr}$ оно будет описываться линейной функцией, построенной по двум точкам: $(0; C)$ и $(R\sigma_1 / 2G; 0)$.

После перехода в пластическое состояние при $P_{cr} < P < 0$ поведение массива соответствует функции, зависящей от введенного ранее пластического радиуса с соответствующей вариацией переменной Pi :

$$u_{pr} = R \left(\frac{1}{k_p} + 1 \right) (k_p - 1 + \sigma_c / \sigma_1) \frac{1}{2G} (r_p / r)^2 \sigma_1 \quad (3.10)$$

С получением значений для построения кривой получаем ее вид, изображенный на рисунке 3.20.

График сопротивления крепи связывает перемещения контура массива с создаваемым ею отпором. Однако бетон набирает прочность 28 суток, то есть забой к этому моменту отойдет еще дальше. Для учета этой особенности необходимо, зная скорость подвигания забоя (на одну заходку – 4,2 м – уходит 10 дней), необходимо ввести параметр времени. Зависимость модуля упругости бетона E от времени задается следующим выражением:

$$E = E_{28} \sqrt{td / 4,2} + 0,85td, \quad (3.11)$$

где E_{28} – начальный модуль упругости по прошествии 28 дней;

td – время, сут.

Для кольцевой обделки жесткость вычисляется как:

$$K = e \cdot E (1 - \nu^2) \cdot rs, \quad (3.12)$$

где e – толщина обделки, мм;

rs – средний радиус обделки;

ν – коэффициент Пуассона для бетона.

Имея при этом зависимость $u(l)$ и $t(l)$ при скорости проходки 0,45 м/с, можем составить зависимость $P(ur)$ для конкретной скорости проходки (рисунок 3.9):

$$P = KRur \quad (3.13)$$

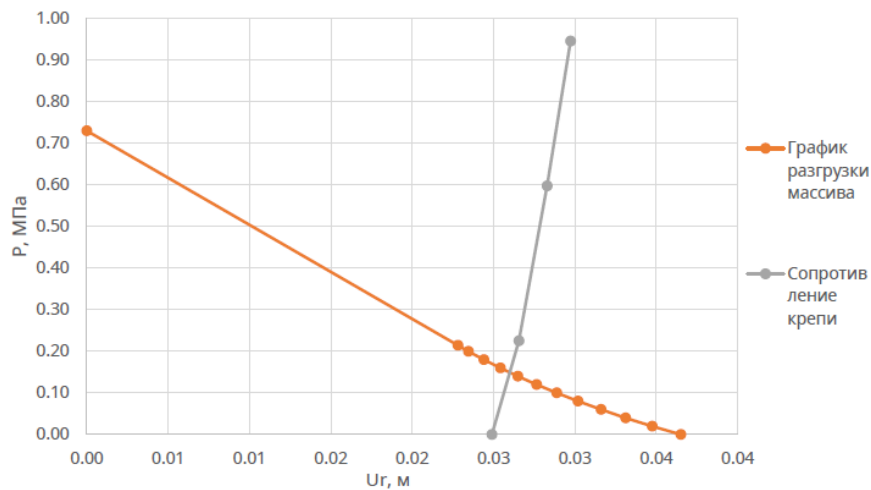


Рис. 3.9 – Диаграмма Феннера – Пахера

На полученной диаграмме точка графика сопротивления крепи на горизонтальной оси соответствует моменту ввода крепи в работу, вычисленному по LDP по рисунку 3.8 с учетом рассчитанного максимального смещения контура, а точка пересечения графиков соответствует той части давления, которая воспринимается крепью. Однако совместная деформация крепи и массива уже учтена в методике Булычева с помощью коэффициента передачи нагрузок K_i , поэтому к полученным графически значениям P следует прибавить те, которые составляют разницу между графиком сопротивления бесконечно жесткой крепи и крепи без учета твердения (рисунок 3.10). Тогда $\alpha^* = 0,24$.

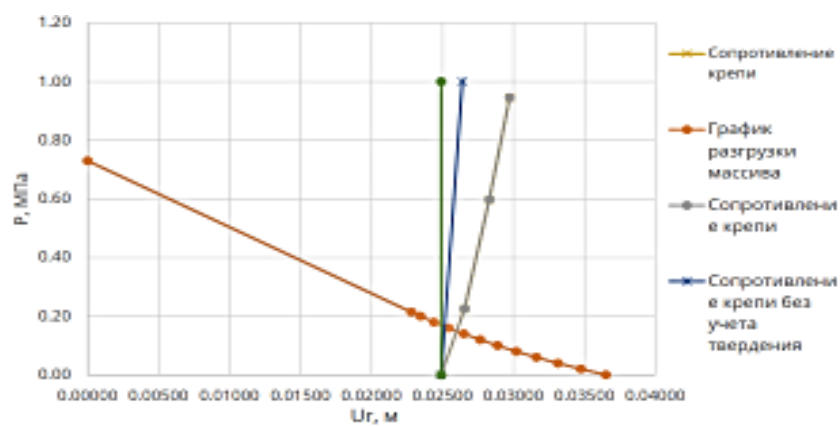


Рис. 3.10 – К учету совместных деформаций системы крепь-массив

Определяем коэффициенты передачи равномерных нагрузок через внешний бесконечный слой по формуле:

$$K_{0(2)} = (x_0 + 1) / (2 + G_0) / (G_1 \cdot dd_{1(1)})' (c_1^2 - 1) = 1,34, \quad (3.14)$$

предварительно определяем входящие в эту формулу величины:

$$\begin{aligned} c_1 &= r_1 / r_0 = 1,08; \\ d_{1(1)'} &= 2[c_1^2(1 - 2 \cdot \nu_1) + 1] = 3,37; \\ G_0/G_1 &= E_0(1 + \nu_1) / E_1(1 + \nu_0) = 0,0047 \end{aligned} \quad (3.15)$$

Определяем напряжения на контакте обделки с массивом (давление на обделку) по формуле:

$$p_{0(1)} = K_{0(2)} * P_{eq} = 0,108 \text{ МПа} \quad (3.16)$$

Далее определяем нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контуре сечения обделки

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^{in} &= p_0 m_{1(1)} = 1,91 \text{ МПа}; \\ \sigma_{\theta}^{ex} &= p_0 m_{1(1)'} = 1,81 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (3.17)$$

где $m_{1(1)} = 2c_1^2 / c_1^2 - 1 = 17,85$;

$$m_{1(1)'} = m_{1(1)} - 1 = 16,85 \quad (3.18)$$

Используя исходные данные по таблице 9.1 методики, получим:

- эквивалентные напряжения на бесконечности $P_{eq} = 0,09 \text{ МПа}$;
- коэффициент передачи нагрузок $K_{0(2)} = 1,33$;
- напряжение на контакте обделки с массивом $p_{0(1)} = 0,108 \text{ МПа}$.

Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах обделки представлены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Напряжения в обделке от горного давления

Вид воздействия	σ_{θ}^{in}	σ_{θ}^{ex}
Горное давление	1.91 МПа	1.81 МПа

Симплициальный блок проектной продукционной процедуры 4

Расчет крепи на давление грунтовых вод

Расчетная схема представляет собой многослойное кольцо, нагруженное эквивалентными напряжениями, приложенными на бесконечность [108]. Жесткостные характеристики противифльтрационной завесы рассчитаны в предположении заполнения трещин и пустот массива цементным раствором.

Эквивалентное давление на противофильтрационную завесу, сооружаемую методом цементации, определяется выражением:

$$P_{eq} = (H_{w1} + H_{w2}) \cdot (2 / x_0 + 1) = 0,45 \text{ МПа} \quad (3.19)$$

где H_{w1} – статический напор подземных вод, гасящийся в крепи:

$$H_{w1} = H_w \ln c_1 / (\ln c_1 + (k_1 / k_2 \ln c_2 + k_1 / k_0 \ln r_t / r_2)) = 0,601 \text{ МПа}; \quad (3.20)$$

где H_{w2} – статический напор подземных вод, гасящийся в слое затампонируемых пород:

$$H_{w2} = H_w k_1 / k_2 (\ln c_2 / \ln c_1 + k_1 / k_2 \ln c_2 + k_1 / k_0 \ln r_t / r_2)) = 0,0040 \text{ МПа} \quad (3.21)$$

Тогда эквивалентное давление на крепь определяется коэффициентом передачи нагрузки с кольца цементации:

$$K_{0(3)} = x_0 + 1/2 + G_0 / G_2 \cdot d_{1(2)}' - K_{0(2)} d_{2(2)}' / c_2^2 - 1 = 1,36; \quad (3.22)$$

$$K_{0(2)} = d_{1(2)}' / d_{2(2)}' + \chi_{0(21)} d_{1(1)}' = 0,83$$

Определяем напряжения на контакте обделки с массивом (давление на обделку) по формуле:

$$p_{0(1)} = P_{eq} \cdot K_{0(2)} \cdot K_{0(3)} \quad (3.23)$$

Далее определяем нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контуре сечения обделки

$$\sigma_{\theta}^{in} = p_{0(1)} m_{1(1)}; \sigma_{\theta}^{ex} = p_0 m_{1(1)}' \quad (3.24)$$

Используя исходные данные по таблице 9.1 методики, получим:

- эквивалентные напряжения на бесконечности $P_{eq} = 0,45 \text{ МПа}$;
- напряжение на контакте обделки с массивом $p_{0(1)} = 0,49 \text{ МПа}$.

Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах обделки представлены в таблице 3.9.

Таблица 3.9 – Напряжения в обделке от напора грунтовых вод

Вид воздействия	σ_{θ}^{in}	σ_{θ}^{ex}
Напорные воды	8.60 МПа	7.96 МПа

Симплициальный блок проектной продукционной процедуры 5

Расчет анкеров

Степень упрочнения зависит от числа анкеров, приходящихся на 1 м^2 выработки (n_s), и их несущей способности (F_{au}) и определяется по рисунку 3.11.

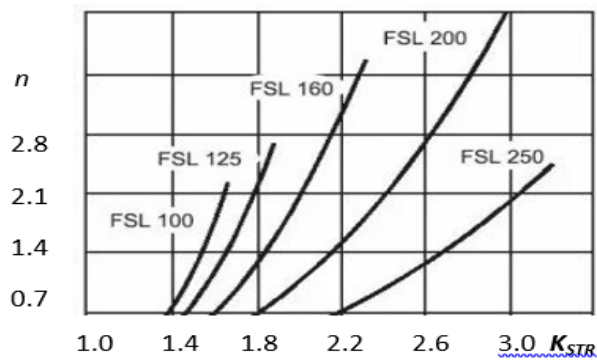


Рис. 3.11 – Определение коэффициента упрочнения

Длина и расстояние между анкерами связаны между собой условием непересечения поверхностей скольжения, образующихся при пластическом деформировании пород вокруг выработки [109]. Математически это условие выражается в плоскости сечения и в продольном направлении следующим образом:

$$a_1 < r_0 \tan \omega \cdot \ln (la/r_0 + 1); \quad (3.25)$$

$$a_2 < la \tan \omega,$$

где la – длина анкера, м;

r_0 – радиус выработки, м;

ω – угол между осью главных напряжений и площадкой разрушения, град;

$$\omega = \pi/4 + \varphi/2 \quad (3.26)$$

Анкеры нагружаются в результате взаимодействия с деформирующимся массивом вследствие смещения пород, вызванного образованием выработки.

Напряжения в анкерах при этом определяются как

$$F_a = B_a (\Delta r / 1 + B_a K_a, \quad (3.27)$$

где Δr – относительные смещения точек массива при неподкрепленной выработке, соответствующих концам анкеров,

$$\Delta r = \lambda \alpha^* (\gamma H r_0 / 2 G_0) (la/r_0 (1 + la/r_0)); \quad (3.28)$$

B_a – жесткость анкера;

$$B_a = E_a A_a / la; \quad (3.29)$$

K_a – коэффициент взаимного влияния анкеров;

$$K_a = K_{ii} + 4K_{ij} \quad (3.30)$$

Расчетная несущая способность анкера определяется наименьшей из трех величин: несущая способность стержня на разрыв F_{au} , на закрепление его в полимерной смеси F_{π} или на сдвиг относительно стенок скважины $F_{сд}$

$$F_{au} = A_a R_p m_y, \quad (3.31)$$

где m_y – коэффициент условий работы; $m_y = 0,75$ во влажных породах.

$$F_c = \pi d_{скв} l_3 \tau_1 m_y, \quad (3.32)$$

где $d_{скв}$ – диаметр арматурного стержня;

τ_1 – удельное сопротивление стержня сдвигу в полимере; $\tau_1 = 10,2$ МПа.

$$F_c = \pi d_{скв} l_3 \tau_2 m_y, \quad (3.33)$$

где $d_{скв}$ – диаметр скважины;

τ_2 – удельное сопротивление сдвигу полимера относительно стенок скважины;

$\tau_2 = 2,5$ МПа.

Рассчитаем максимальные расстояния между анкерами:

$a_1 \max = 7,3 \cdot \operatorname{tg}(45 + 21/2) \cdot \ln(1,5/7,3 + 1) =$ не должен превышать значение в 2,00 м;

$a_2 \max = 1,5 \cdot \operatorname{tg}(45 + 21/2) =$ не должен превышать значение в 2,2 м

Рационально принять сталеполимерные анкера длиной 2,2 м с сеткой расстановки $0,8 \times 0,8$ м и стержнем $d = 16$ мм А500С. Анкера заглублены в породу на 1,7 м. Анкера устанавливаются под забой в скважины диаметром 20 мм с опорной шайбой диаметром 60 мм. Тогда в каждом из них будет возникать усилие $F_a = 0,057$ МН. При этом предельные усилия на растяжение стержня, сдвиг стержня в полимере и полимера относительно стенок скважины будут соответственно равны $F_{au} = 0,068$ МН; $F_c = 0,579$ МН; $F_{сд} = 0,179$ МН. Таким образом, коэффициент запаса будет равен 1,2.

Симплициальный блок проектной продукционной процедуры 6

Расчетное сочетание нагрузок

Изгибающие моменты и продольные силы определяются по формулам:

$$M = b t^2 (\sigma_{\theta}^{in} - \sigma_{\theta}^{ex}) / 12; \quad (3.34)$$

$$N = bt (\sigma_{\theta}^{in} - \sigma_{\theta}^{ex}) / 2,$$

где bt – ширина рассматриваемого радиального сечения крепи (для сплошного равняется 1 м); t – толщина крепи, м.

Расчетные значения нормальных тангенциальных напряжений в пределах внутреннего и внешнего контура сечения крепи ствола под влиянием всех видов сторонних воздействий приведены в таблице 3.10.

Симплициальный блок проектной продукционной процедуры 7

Для расчета сейсмического воздействия использовался метод динамической теории сейсмостойкости с учетом преобразования исходных акселерограмм.

Таблица 3.10 – Результаты расчета

Виды воздействий	σ_{θ}^{in} , Мпа	σ_{θ}^{ex} , Мпа
Горное давление	1.91	1.81
Давление от напора горных и поровых вод	8.60	7.96
Сейсмическое воздействие $\theta=0^\circ$	-0.93	1.09
Сейсмическое воздействие $\theta=90^\circ$	1.66	-0.09
Индикатор комплексного опасного воздействия	12.17	10.86
Расчетное сопротивление бетона В25	$R_b = 14,5$ $R_b \cdot \gamma_{bz} = 12.325$	
Усилия, возникающие при наиболее опасном комплексном воздействии	0.046 М, МН*м	0.587 Н, МН

Сравнение расчетных значений напряжений с расчетными характеристиками бетона В25, показывает, что во всех случаях прочность крепи удовлетворяется. Таким образом, условие **прочности выполнено**.

ВЫВОДЫ

1. Реализованы все необходимые итерации аналитического расчета перемещений и смещений контуров вмещающего вертикальный ствол водозабора массива. Конечные итерации расчетов убедительно доказывают их соответствующую критериальную прочность и эксплуатационную устойчивость в рамках предлагаемых несущих конструкций применительно к условиям рассматриваемого водохранилища. Расчетные количественные значения конвергенции стенок выработки по ее периметру в результате приложения возникающих нагрузок и последующей разгрузки вмещающего массива не превышают 15 мм. Расчетные количественные значения выпора забоя с учетом вышеописанных составляющих и фильтрационных сил объемного характера не превышают 33 мм. При закономерной тенденции увеличения сжимающих напряжений при углублении проектируемой выработки до отметки опорного венца верхнего уровня их значения не превышают -3,5 МПа, а до отметки опорного венца нижнего уровня - 6,2 МПа, со среднеуглубочным значением в - 6,3 МПа. Неоднородность строения инженерно-геологических элементов используемых в конечно-элементной модели предопределяет при этом неравномерность интервала распределения смещений, конвергенции и напряжений.

2. Реализованы все необходимые итерации аналитического расчета эксплуатационных характеристик бетонной обделки в черновом исполнении с учетом возникающих напряжений в результате горного давления с учетом усиливающей дополнительной системы крепления с наличием анкеров. Конечные итерации расчетов убедительно доказывают их соответствующую критериальную прочность и эксплуатационную устойчивость в рамках предлагаемых несущих конструкций применительно к условиям рассматриваемого водохранилища. Рациональные параметры проектной технологической платформы:

- технологическая толщина обделки 450 мм в черновом исполнении должна включать силовое наполнение арматурой 16-A500C; - технологическая толщина обделки в чистовом исполнении с наличием двух опорных венцов должна быть не менее 800мм из быстротвердеющего бетона В30. Бетон должен соответствовать требованиям ГОСТ 26633-2015.

Класс бетона определен расчетом на прочность конструкций шахты от действующих нагрузок. Марка бетона по водонепроницаемости принята для защиты конструкций от коррозии. Для армирования железобетонных конструкций необходимо использовать арматуру класса А500С.

Сопоставляя присущие бетону В30 эксплуатационные характеристики с расчетными значениями возникающих фактических напряжений, можно констатировать, что во всем интервале эксплуатации прочность системы крепления проектируемого вертикального ствола системы водозабора удовлетворяет эксплуатационным требованиям. Основное условие работоспособности и сохранения эксплуатационной устойчивости по критерию **прочности выполняется.**

ГЛАВА 4 ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СИСТЕМЫ КРЕПЛЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ВОДОЗАБОРА

4.1 Общие сведения и основные положения численного расчета

Для проверки достаточности прочности и эксплуатационной устойчивости принятых проектных конструктивных решений выполнен расчет конструкций в ПК *Sofistik* [110]. Общий вид расчетной схемы представлен на рисунке 4.1.

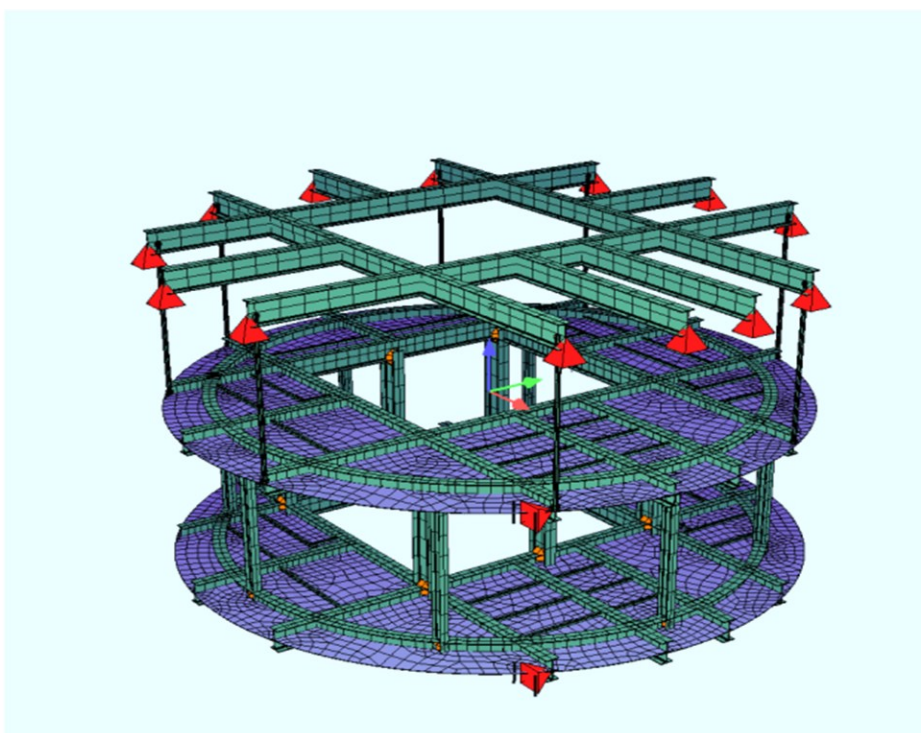


Рис. 4.1 – Общий вид расчетной схемы

Пространственная конечно-элементная модель формировалась в соответствии с проектными параметрами принятых конструктивных решений. Граничные условия в расчетной схеме заданы в соответствии с фактической работой конструкций и свойствами применяемых конечных элементов. Основные постоянные, длительные и временные нагрузки на расчетную модель и коэффициенты надежности по нагрузкам указаны выше в соответствующем параграфе.

4.2 Симплициальный блок процедуры обоснование проектных решений системы крепления вертикального водозабора с обеспечением эксплуатационной устойчивости

Нагрузка прикладывается в ПК *Sofistik* автоматически, в соответствии с заданными толщинами элементов. Объемный вес стальных конструкций 7850 кг/м³. Нагрузка от веса стального настила также учитывается автоматически.

$\gamma_f = 1.1$ коэффициент надежности по нагрузке.

Полезная нагрузка принята 1.5 кПа на каждый ярус полока. Нагрузка от складирования элементов армировки принята 1.5 кПа на верхний ярус полока.

$\gamma_f = 1.2$ коэффициент надежности по нагрузке.

В качестве материала металлических конструкций предусматривается применение стали С345.

Результатами численного моделирования напряженно-деформированного состояния конструкций являются значения деформаций, внутренних усилий в основных конструкциях, по которым производится проверка прочности сечений.

Верхний ярус полока

Принятые сечения представлены на рис.4.2. Максимальные расчетные значения изгибающих моментов от основного сочетания нагрузок – $M_{\max} = 238.3 \text{ кН*м}$, эпюры моментов приведены на рис.4.8. Максимальные расчетные значения поперечных сил от основного сочетания нагрузок – $V_{\max} = 195.5 \text{ кН*м}$, эпюры поперечных сил с вертикальными деформациями приведены там же. Максимальный прогиб – 22.6мм. Локальные расчеты прочности отдельных элементов произведены в рамках используемого программного обеспечения. Основополагающий вывод из результатов расчетов: - конструкции верхнего яруса полка удовлетворяют требованиям СП 16.13330.2017 по двум группам предельных состояний. Максимальный коэффициент использования - 0.48.

Нижний ярус полока

Аналогичным образом были определены значения деформаций, внутренних усилий в основных конструкциях, по которым производится проверка прочности сечений в рамках нижнего яруса пола (рисунок 4.2). Максимальные расчетные значения изгибающих моментов от основного сочетания нагрузок – $M_{\max} = 212.3 \text{ кН*м}$. Максимальные расчетные значения поперечных сил от основного сочетания нагрузок – $V_{\max} = 106.5 \text{ кН*м}$. Максимальный прогиб составляет 22.8мм. Конструкции нижнего яруса пола удовлетворяют требованиям СП 16.13330.2017 по двум группам предельных состояний. Максимальный коэффициент использования - 0.48.

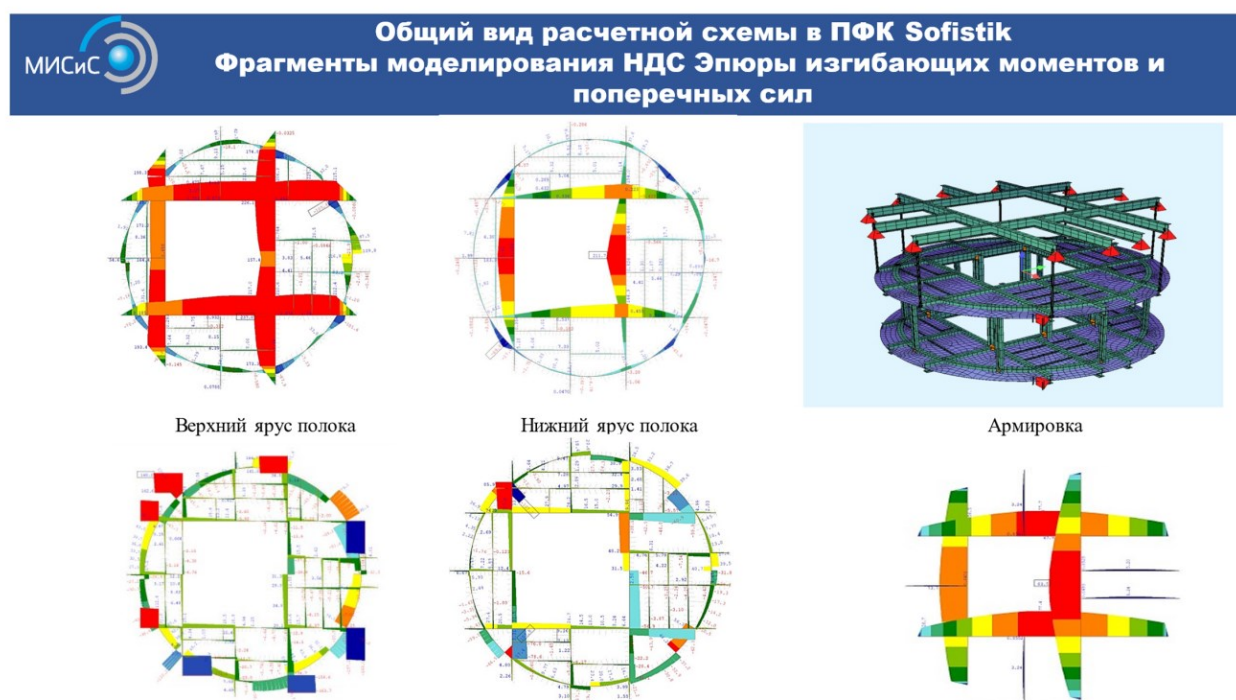


Рис. 4.2 – Общий вид расчетной схемы и результаты моделирования

ВЫВОДЫ

1. В результате проведенного численного расчета металлоконструкций на пространственной МКЭ-модели системы «верхний полок – нижний полок - армировка» выявлено, что максимальные расчетные усилия конструкции верхнего яруса полока не превышают параметров эксплуатационной устойчивости, что однозначно формирует мнение о том, что конструкции верхнего яруса полока удовлетворяют требованиям СП 16.13330.2017 по двум группам предельных состояний. Максимальный коэффициент использования - 0.48.

2. В результате проведенного численного расчета металлоконструкций на пространственной МКЭ-модели системы «верхний полок – нижний полок - армировка» выявлено, что максимальные расчетные усилия конструкции нижнего яруса полока не превышают параметров эксплуатационной устойчивости, что однозначно формирует мнение о том, что конструкции нижнего яруса полока удовлетворяют требованиям СП 16.13330.2017 по двум группам предельных состояний. Максимальный коэффициент использования - 0.48.

На основании выполненных расчетов установлено, что принятые конструктивные решения удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов. Максимальный коэффициент использования элементов несущих конструкций равен 0.64.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В диссертации решена актуальная научно-производственная задача, связанная с совершенствованием проектной деятельности в части разработки модельных представлений и проектных производственных правил, позволяющих достаточно объективно и достоверно ориентироваться в методологических и методических составляющих процедуры выбора и обоснования проектных решений шахтного водозабора систем водообеспечения с рациональными параметрами. Использование конечно-элементной аппроксимации в оптимизационных процедурах в целом повышает эффективность систем поддержки принятия проектных решений и вносит значительный вклад в теорию проектирования горнотехнических систем. Основные фрагментарные результаты работы сводятся к ряду следующих:

1. На основе выполненного анализа предшествующих исследований в рамках разработки методики, проектных производственных правил и процедур, алгоритмического обеспечения поставленной задачи с рациональными геомеханическими модельными представлениями установлено, что процесс проектирования заявленных горнотехнических систем в силу сложившихся тенденций и закономерностей отличается повышенной сложностью и риском, что обусловлено различными режимами формирования максимальных нагрузок конструкций с учетом этапности их строительства и функционирования.
2. Установлена необходимость трансформации механизма адаптации и переориентации технологических процессов строительства систем водообеспечения с использованием подземных горных работ к реакции геологической среды и максимального нивелирования геотехнологических рисков при их ведении с использованием методологических и методических особенностей метода конечных элементов.
3. На основании исходных данных выполнено расчетное обоснование проектных решений шахтного водозабора системы водообеспечения. С учетом методологии проведения исследований параметры напряженно-

деформированного состояния (НДС) в количественной численной постановке проектируемого ствола системы водозабора в границах черновой и чистовой обделок, определяются с учетом их нелинейности (работа скальных грунтов, поэтапность ведения проходческих работ и возведения несущих конструкций и элементов обделки, работа в области контакта бетон-скальный массив и пр.) Численное моделирование выполнено с использованием сертифицированных программно-вычислительных комплексов.

4. В ходе нелинейных итерационных расчетов требуется постоянно вычислять критерии перехода элементов в пластическое состояние. В целях минимизации объема вычислений и сокращения многократных итераций, связанных с преобразованием величин смещений, конвергенции и напряжений в масштабах глобальной и локальной системой координат в рамках расчетной модели и отдельных конечных элементов, рациональным является ввод в расчетную систему отдельной инвариантной составляющей, которая обеспечивает их неизменность и независимость в рамках используемой системы координат.

Итерации расчетной системы предусматривали соответствующую детализацию и уточнение используемых расчетных характеристик и параметров вмещающего массива скального типа в рамках оптимизационной модели Хоека-Брауна, в частности параметра RQD (задействовались данные эксплуатационного бурения и фотографии ко конкретным кернов) с учетом водонасыщенного и естественного состояний.

5. В результате моделирования выявлено, что бетон должен соответствовать требованиям ГОСТ 26633-2015. Класс бетона определен расчетом на прочность конструкций шахты от действующих нагрузок. Марка бетона по водонепроницаемости принята для защиты конструкций от коррозии. Для армирования железобетонных конструкций необходимо использовать арматуру класса A500C. Класс арматуры принят в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018 и с учетом требований СП 28.13330.2017 и СП 14.13330.2018. Вся применяемая арматура должна соответствовать требованиям ГОСТ 34028-2016. Всего выделено 110 расчетных этапов поэтапного возведения.

6. Выполнены расчеты аналитического плана по обеспечению эксплуатационной устойчивости бетонной черновой отделки. Реализованы все необходимые итерации аналитического расчета перемещений и смещений контуров вмещающего вертикальный ствол водозабора массива. Конечные итерации расчетов убедительно доказывают их соответствующую критериальную прочность и эксплуатационную устойчивость в рамках предлагаемых несущих конструкций применительно к условиям водохранилища. Расчетные количественные значения конвергенции стенок выработки по ее периметру в результате приложения возникающих нагрузок и последующей разгрузки вмещающего массива не превышают 15 мм.

Таким образом, подтверждается достаточный уровень устойчивости несущих конструкций горнотехнического сооружения (системы водозабора из водохранилища). Требуемая толщина бетонной отделки при этом должна составлять не менее 800 мм с силовым наполнением арматурой 16-A500C и наличием двух опорных венцов из быстротвердеющего бетона В30.

7. Для проверки достаточности принятых конструктивных решений выполнен расчет конструкций в ПК *Sofistik*. Граничные условия в расчетной схеме заданы в соответствии с фактической работой конструкций и свойствами применяемых конечных элементов. На основании выполненных расчетов установлено, что принятые конструктивные решения удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов. Максимальный коэффициент использования элементов несущих конструкций равен 0.64.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лехницкий С.Г. Теоретические исследования напряжений в упругом анизотропном массиве вблизи подземной выработки эллиптического сечения // Труды ВНИМИ. Сб. 45. 1962. С. 45-54.
2. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропных тел // М.: Наука, 1977. 416 с.
3. Шерман Д. И. Об одной задаче теории упругости. – 1940.
4. Динник А. Н., Моргаевский А. Б., Савин Г. Н. Распределение напряжений вокруг подземных горных выработок // Труды совещания по управлению горным давлением. – 1938. – С. 34.
5. Савин Г. Н. Некоторые задачи теории упругости анизотропной среды. – 1939.
6. Руппенейт К. В., Либерман Ю. М. Введение в механику горных пород // М.: Госгортехиздат. – 1960. – Т. 175.
7. Талобр Д. Механика горных пород - М.: Госн. научн- тех. издат, - 427 с.
8. Джегер Ч. Механика горных пород и инженерных сооружений // М.: Мир. – 1974. – с. 256.
9. Бахурин И. М. Сдвигание горных пород под влиянием горных разработок // М.-Л.: Гостопиздат. – 1946.
10. Шевяков Л. Д. О расчете прочных размеров и деформаций опорных целиков // Изв. АН СССР. – 1941. – №. 7-9. – С. 380.
11. Протодьяконов М. М. Механические свойства и бурильность горных пород // Материалы 5-го симпозиума по механике горных пород. – Minnesota : Univ, 1962. – Т. 103. – С. 118.
12. Герцеванов Н.М. Современное состояние и задачи развития науки об основаниях и фундаментах сооружений и механики грунтов // Изв. АН СССР. ОТИ. 1950. № 5. С. 641-645.
13. Флорин В. А. Основное уравнение консолидации земляной среды. – 1948.
14. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. – Рипол Классик, 2014.

15. Зарецкий Ю. К. Нелинейная механика грунтов и перспективы ее развития // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – №. 5.
16. Тер-Мартirosян, А.З. Особенности определения параметров современных моделей грунта в ходе лабораторных испытаний / А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, Е.С. Соболев // Геотехника. – №1. – 2016. – с.66—72.
17. Абелев М. Ю. и др. Исследование процессов уплотнения большой толщи водонасыщенных глинистых грунтов при строительстве уникальных сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2018. – №. 5. – С. 19-24.
18. Бронин В. Н., Морарескул Н. Н. О процессе уплотнения торфяных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – №. 1.
19. Коновалов П. А., Коновалов В. П., Зехниев Ф. Ф. Терминологический словарь по фундаментостроению, механике грунтов и грунтоведению. – 2018.
20. Евдокимов П. Д., Кашкаров П. Н. Экспериментальные исследования несущей способности песчаных оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – №. 1.
21. Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 224 с.
22. Амусин Б. З., Фадеев А. Б. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики. М.: Недра, 1975. 144 с.
23. Brinkgreve R.B.J. Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis / R.B.J. Brinkgreve, P.A. Vermeer. Balkema, Rotterdam. 2001. P. 290.
24. Д. Ершов. Механика грунтов. - Москва : Издательство МГУ, 1986. - 332с.
25. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Высшая школа, 1983.
26. Достовалов Б.Н. Общее мерзлотоведение: [Учеб. пособие для геол. специальностей вузов]. - М. : Изд. Моск. ун-та, 1967. - 403 с.
27. Кудрявцев С.А. Численные исследования теплофизических процессов в сезонномерзлых грунтах / С.А. Кудрявцев // Криосфера Земли. – 2003. – №4. – С. 76-81.

28. Ladanyi, B. An engineering theory of creep of frozen soils / B. Ladanyi // Canadian Geotechnical Journal. – 1972, 2. – Vol.9. – No.1. – P.83-90.
29. Andersland, O.B. Stress effect on creep rates of a frozen clay soil / O.B. Andersland, W. Akili // Geotechnique. – 1967. – Vol.17. – No. 1. – P.27-39.
30. Трупаков, Н.Г. Замораживание грунтов при строительстве подземных сооружений / Н.Г. Трупаков.- М.: Недра, 1979.- 344 с.
31. Муллер Р.А. Влияние горных выработок на деформацию земной поверхности. - М. : Углетехиздат, 1958. - 76 с. - (Серия «Технология подземной добычи угля»).
32. Колбенков С. П. Аналитическое выражение типовых кривых сдвижения поверхности / С. П. Колбенков // Труды ВНИМИ. - 1961. - №43. - С. 46 - 49.
33. Кроник Я.А. Термомеханические модели мерзлых грунтов и криогенных процессов / Я.А. Кроник // Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. – М.: Наука, 1982. – С. 200-212.
34. Подаков В.Ф. Исследование деформаций земной поверхности на трассе Московско-Петроградского направления // Ж. Метрострой. 1963. № 3(4). С. 12-
35. Авершин С.Г. Исследования по физике и механике горных пород: [Сборник статей] / АН КиргССР. Ин-т физики и механики горных пород. - Фрунзе : Илим, 1971. - 91 с.
36. Хуцкий В. П., Вершинин М. И., Вершинина Л. П. Программная система анализа, прогнозирования и оптимизации сдвижений земной поверхности при проходке тоннелей City-Tunnel // Компьютерные учебные программы и инновации. - 2005. - № 3.
37. Лиманов Ю. А. Осадки земной поверхности при сооружении городских тоннелей / Ю. А. Лиманов, А. П. Ледяев, И. В. Платонов // Транспортное строительство. - 1980. - №5. - С. 44 - 45.
38. Liu E. Thermo-poromechanics-based viscoplastic damage constitutive model for saturated frozen soil. / E. Liu, Y. Lai // International Journal of Plasticity. – 2020. – Vol. 198. – P.102683.

39. Новоженин С. Ю. Характер изменения горизонтальных деформаций земной поверхности на различных интервалах измерения / В. Н. Новокшенов, К. А. Степанов, В. К. Чумак. - Л.: Межвузовский сборник научных трудов. Ленинградский горный институт, 1989. - С. 37 - 38.73.
40. Клейн Г. К. Некоторые узловые вопросы расчета грунтовых оснований и взаимодействующих с ними сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №. 4.
41. Sagaseta C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss // Géotechnique. 1987. Vol. 37. P. 301–320.
42. Тимошенко С. П. Теория упругости. – 1937.
43. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г. Протосеня, Ю.Н. Огородников, П.А. Деменков, М.А. Карасев, М.О. Лебедев, Д.А. Потемкин, Е.Г. Козин. СПбГУ-МАНЭБ. СПб.: 2011. 355 с.
44. Brinkgreve R.B.J. Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis / R.B.J. Brinkgreve, P.A. Vermeer. Balkema, Rotterdam. 2001. P. 290.
45. Schmidt B.F. Discussion of earth pressure at rest related to stress history // Canadian Geotechnical Journal. 1966. Vol. 4(4). P. 239-242.
46. Mayne P.W. K₀-OCR relationships in soil / P.W. Mayne, F.H. Kulhawy // J. Geotech. Eng. Div. ASCE, GT6. 1982. P. 851-872. 298
47. Mesri G. The coefficient of earth pressure at rest / G. Mesri, T.M. Hayat // Canadian Geotech. J. 1993. Vol. 30(4). P. 647-666.
48. Burland J.B. Building Response to Tunneling: Case Studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London / J.B. Burland, J.R. Syandring, F.M. Jardine. Thomas Telford. 2001. P. 960.
49. Новожилов В. В. Теория упругости / 9-е изд., перераб. и доп. Санкт-Петербург : Политехника, 2012. 409 с.
50. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. М. – Л.: Гостехтеориздат, 1950. 300 с.
51. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учеб. пособ. для вузов. М.:Недра, 1989. 270 с.

52. Ержанов Ж.С. Метод конечных элементов в задачах механики горных пород // Ж.С. Ержанов, Т.Д. Каримбаев. Алма-Ата: Наука, 1975. 238 с.
53. Качанов Л. М. Основы теории пластичности. М., «Наука», 1969. 420 с.
54. Саммалъ А.С., Анциферов С.В., Павлова Н.С. Учет влияния границы раздела слоев пород при расчете подземных сооружений // Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений. Труды VI Международной конференции. 2019. С. 64-68.
55. Schanz, T. The hardening soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // In beyond 200 in Computational Geotechnics. – 1999. – pp. 281-296.
56. Roscoe, K.H. On the generalized stress-strain behavior of wet clay / K.H. Roscoe, J.B. Burland // Engineering plasticity / ed. by J. Heyman, F.A. Leckie. – Cambridge: The University press. – 1968. – pp.535–609.
57. Schofield A. Critical State Soil Mechanics / A. Schofield, P. Wroth // Lecturers in Engineering at Cambridge University. – 1968. – 228 p.
58. Al-Tabbaa, A. An experimentally based bubble model for clay / A. Al-Tabbaa, D.M. Wood // Proc. 3rd Int. Symp. Num. Models Geomech. – Niagara Falls, Canada. – 1989. – pp. 90-99.
59. Mróz, Z. On the description of anisotropic workhardening // J. Mech. Phys. Solids. – Vol.15,no.3. – 1967. – pp.163-175.
60. Wood, D.M. Soil behaviour and critical state soil mechanics // Cambridge University Press. – 1990. – 462 p.
61. Matsuoka, H. Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses / H. Matsuoka, T. Nakai // Proc. JSCE 232. – 1974. – pp.59-70.
62. Nakai, T. Shear behaviors of sand and clay under three-dimensional stress condition / T. Nakai, H. Matsuoka // Soils and Foundations. – Vol.23. – 1983. – pp.87-105.

63. Zienkiewicz, O.C., *Elasto-plastic solutions of engineering problems The initial stress finite element approach* / O.C. Zienkiewicz, S. Valliapan, I.P. King // *Int. J. Numer. Methods Eng.* – 1969. – pp.75–100.
64. Simo, J.C. *Computational inelasticity. In Interdisciplinary Applied Mathematics* / J.C. Simo, T.J.R Hughes // Springer, New York, NY, USA. – Vol.7. – 2006.
65. Петров Д.Н., Моисеев В.И., Ларионов Р.И. Напряжённо-деформированное состояние пород вокруг одиночной выработки в неоднородном массиве. // *Записки горного института* т.168, СПГГИ, 2006 г.с.45-49.
66. Городецкий А.С., Зоворский В.И., Лантух-Лященко А.И., Рассказов А.О. *Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений.* М.: Транспорт, 1981. 143 с.
67. Зенкевич О. С., Чанг И. К. *Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред.* М.: Недра, 1974. 239 с.
68. Миллерман, А.С., Муравская Е.Г. Расчетные модели для проектирования тоннелей с использованием NATM // *Подземное и шахтное строительство.* 1993. № 1-2. С. 35-37.
69. Постольская О.К. Влияние строения горного массива и свойств скальных пород на напряженное состояние обделок напорных гидрогеологических туннелей // *Гидротехническое строительство.* 1986. №1. С. 19-22.
70. Цветков А. Б., Фрянов В. Н. Синтез модели слоистого массива с учетом взаимодействия слоев на контактах // *Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал).* 2013. №. 5.
71. Polyankin A. G., Korolev K. V., Kuznetsov A. O. Analysis of reinforced soil sustainability while tunnel construction // *Magazine of Civil Engineering.* 2020. T. 95. No. 3. P.35-39.18.
72. Картозия Б. А., Мороз А. И. Возникновение самонапряженного состояния горной породы при разгрузке // *Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал).* – 2001. – №. 4. – С. 5-9.

73. Мельник В. В., Харисов Т. Ф., Замятин А. Л. Методические основы комплексных геомеханических исследований для выбора оптимальных параметров осушения обводненных месторождений //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2020. – №. 3-1. – С. 127-137.
74. Шуплик М. Н. Специальные способы строительства подземных сооружений //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2013. – №. 1. – С. 595-625.
75. Венгеров И. Р. Теплофизика деформируемых твердых тел (Обзор). III. Модели мезоуровня //Физика и техника высоких давлений. – 2006.
76. Панкратенко А. Н., Плешко М. В., Насонов А. А. Определение напряжённо-деформированного состояния породного массива в окрестности подземного сооружения с анкерно-бетонной крепью //Инженерный вестник Дона. – 2017. – Т. 46. – №. 3 (46). – С. 108.
77. Месхи, Б. Ч., Плешко, М. С., Войнов, И. В., & Кайшау, Ж. Ж. З. (2020). Обеспечение безопасной эксплуатации транспортных тоннелей на основе прогнозного моделирования интенсивных геомеханических процессов. Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал), (8), 86-96.
78. Конюхов Д. С. Изучение механических свойств крупных трещин методом математического моделирования. – 2000.
79. Безродный К. П., Басов А. Д., Романевич К. В. Контроль напряженно-деформированного состояния массива горных пород при строительстве тоннелей методом ЕЭМИ //Известия Тульского государственного университета. Науки о земле. – 2011. – №. 1. – С. 227-234.
80. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах //М.: недра. – 1989. – Т. 273.
81. Козырев А. А. и др. Управление горным давлением в тектонически напряженных массивах. – 1996.

82. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г. Протосеня, Ю.Н. Огородников, П.А. Деменков, М.А. Карасев, М.О. Лебедев, Д.А. Потемкин, Е.Г. Козин. СПГГУ-МАНЭБ. СПб.: 2011. 355 с.
83. Sammal A. S, Antsiferov S. V., Pavlova N. S. Mathematical and computer modeling of the stress-strain state of the rock mass composed of two rock types near the circular pressure excavation/ A. S. Sammal, S. V. Antsiferov, N. S. Pavlova // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. 2018. №. 7. С. 37-44.
84. Деев П. В., Фотиева Н. Н. Определение напряженного состояния обделок параллельных тоннелей мелкого заложения, сооружаемых под застроенной территорией // Известия Тульского государственного университета. Науки о земле. – 2011. – №. 1. – С. 257-262.
85. Голицынский Д. М. и др. Исследование методом моделирования напряженно-деформированного состояния обделки тоннелей станции метро "ЖИБЕК ЖОЛЫ" г. АЛМАТЫ // Метро и тоннели. – 2006. – №. 1. – С. 44-45.
86. Огородников Ю. Н., Куранов А. Д. Геомеханическое обоснование устойчивости подготовительных выработок при разработке прибортовых запасов Коашвинского карьера с обрушением подрабатываемого борта // Записки Горного института. – 2011. – Т. 190. – С. 240-243.
87. Иовлев Г.А. Адаптация модели упрочняющегося грунта (Hardening Soil) для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга / Г.А. Иовлев, А.В. Алексеев // Горный информационноаналитический бюллетень. – 2019. – № 4. – С. 75–87.
88. Цюпа Д. А. Оценка влияния технологии строительства тоннельных сооружений на породы приконтурного массива с использованием метода конечных элементов // Известия Тульского государственного университета. Науки о земле. – 2023. – №. 3. – С. 426-435.
89. Волохов Е.М. К оценке влияния анизотропии горных пород при расчете напряженно-деформированного состояния массива при проходке в нем горных выработок. // Ж. Маркшейдерский вестник. 2003. № 3. С. 42-50.

90. Беляков Н.А. Разработка численной модели прогноза предельного состояния массива с использованием критерия прочности Ставрогина / Н.А.
91. Беляков Н.А., Карасев М.А., А.Г. Протосеня // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2015. №1. С. 3-11.
92. Ставрогин А.Н. Пластичность горных пород. / Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. // М.: Недра, 1979. 301 с.
93. Moayed R. Z., Azini E. Evaluation of Numerical Modeling of Jet Grouting Design Using in situ Loading Test // International Journal of Geotechnical and Geological Engineering. 2020. Т. 14. №. 6. P. 125-130.
94. Sadeghian M., Sadeghian S., Dinarvand R. Two Lessons Learnt in Defining Intersections and Interfaces in Numerical Modeling with Plaxis // International Journal of Geotechnical and Geological Engineering. 2019. Т. 13. №. 11. P. 642-645.
95. Zhuravkov M., Ji S., Kanavalau A. Modeling of deformation processes in rock massif in the vicinity of underground goafs considering the formation of discontinuity zones // Theoretical and Applied Mechanics Letters. 2020. Т. 10. №. 2. P. 92-97.
96. Шакура Е. И., Кудина Е. Ф. Групповые водозаборы подземных вод // ВОДОСНАБЖЕНИЕ, ХИМИЯ И ПРИКЛАДНАЯ ЭКОЛОГИЯ. – 2022. – С. 149-151.
97. Чупин В. Р. Современное состояние, перспективы и пути развития систем водоснабжения и водоотведения, методы их расчета, построения и организации эксплуатации // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2023. – Т. 13. – №. 2 (45). – С. 359-368.
98. Викулина В., Викулин П., Алексеев Е. Основы моделирования систем водоснабжения и водоотведения. – Litres, 2024.
99. Федченко И. В. МЕТОДЫ РАСЧЕТА И МОДЕЛИРОВАНИЯ СОСТОЯНИЯ ВОДОВОДА // Проблемы развития предприятий: теория и практика. – 2023. – С. 618-622.
100. Горбунова Н. Н. ОБ ОСОБЕННОСТЯХ ПОВЕДЕНИЯ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ РАССМОТРЕНИИ МОДЕЛИ ХОЕКА БРАУНА // Уголь. – 2018. – Т. 8. – С. 12.
101. Цветкова П. Ю. Сравнительный анализ программного обеспечения для решения геотехнических задач // INTERNATIONAL SCIENTIFIC REVIEW OF

THE PROBLEMS AND PROSPECTS OF MODERN SCIENCE AND EDUCATION. – 2018. – С. 34-36.

102. Власов М. А., Простов С. М., Соколов М. В. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ СООРУЖЕНИЯ В ПК PLAXIS 3D //Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2023. – №. 5 (159). – С. 4-14.

103. Ержаковский Е. О., Сурсанов Д. Н. Анализ современных методов расчета грунтового основания //Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2019. – Т. 2. – С. 27-33.

104. Дмитриев С. В. Решение упругой задачи методом конечных элементов. Визуализация тензора напряжений //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2017. – №. 7. – С. 222-227.

105. Кочеткова А. С. Анализ нагрузки, полученной по серии компьютерных моделирований //Известия Тульского государственного университета. Технические науки. – 2023. – №. 1. – С. 337-339.

106. Антонов В. А. Экспериментальное математическое моделирование в решениях научных и практических задач горного производства //Проблемы недропользования. – 2022. – №. 2 (33). – С. 92-102.

107. Kochetkov A. V. et al. Impact interaction between granular media and a rod with conical head //Journal of Samara State Technical University, Ser. Physical and Mathematical Sciences. – 2025. – Т. 29. – №. 3. – С. 430-447.

108. Масленников С. А. К вопросу о проектировании крепи вертикальных стволов в сложных горногеологических условиях //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2016. – №. 6. – С. 50-55.

109. Хлусов А. Е. Расчет параметров анкеров при креплении широких выработок //Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – 2009. – №. 4. – С. 70-76.

110. Кочетов О. С., Булаев В. А., Булаев И. В. Построение графиков изополя изгибающего момента в программном комплексе SOFiSTiK //ДИНАМИКА

ВЗАИМООТНОШЕНИЙ РАЗЛИЧНЫХ ОБЛАСТЕЙ НАУКИ В
СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ. – 2017. – С. 78-80.

ПУБЛИКАЦИИ АВТОРА

Основные публикации по специальности 2.8.7:

1 (111). Борисов Б.Б., Фролова А.Ю., Искандяров А.С. Цифровое моделирование футеровки скипов рудничных подъемных установок // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). - 2025 — №5 (специальный выпуск 9). - с. 18-29.

2 (112). Борисов Б.Б., Агафонов В.В. Обоснование проектных решений при строительстве горнотехнических сооружений в рамках конечно-элементной аппроксимации // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2025 – № 35 – С. 90-95.

3 (113). Борисов Б.Б., Козлова О.Ю., Агафонов В.В. Анализ и выбор проектных технологических платформ при возведении горнотехнических конструкций систем водообеспечения //Горная промышленность. – 2026 – № 1 – С. 44-48.

4 (114). Борисов Б.Б., Агафонов В.В., Герасимов Е.Н., Козлова О.Ю. Синтез проектных вариантов с использованием итерационного метода в перемещениях со спецификой физической нелинейности работы вмещающих грунтов и строительных конструкций горнотехнического сооружения //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). - 2026 — №3 (специальный выпуск 12). - с. 3-16.

5 (115). Борисов Б.Б., Агафонов В.В., Козлова О.Ю. Оценка технологичности и природно-техногенной специфики проектирования и строительства горнотехнических конструкций // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2026 – № 37 – С. 90-95.

Публикации в материалах международной конференции:

6 (116). Борисов Б.Б., Агафонов В.В. Система поддержки принятия проектных решений и оптимизационная модель при строительстве горнотехнических конструкций систем водообеспечения. Актуальные направления фундаментальных и прикладных исследований: Материалы XXXVIII международной научно-практической конференции, Bengaluru, India, 19–20 января 2026 года. – Bengaluru, India: Pothi.com, 2026. – С. 90-94.

Личный вклад автора в заявленных публикациях:

- автором выполнен комплекс работ, включающих обоснование, формулирование цели и задач исследований, выбраны и обоснованы методики проведения исследований, проанализированы и оценены методы комплексного обоснования и проектирования функциональных структур систем водообеспечения, выполнена оценка методов, механизмов и инструментария проектирования, разработана концепция, научно-методические и системотехнические принципы, которые позволяют сформировать соответствующие адаптационные способности к изменениям внутренней и внешней сред строительства и функционирования, повышающих их технико-экономическую эффективность, разработана соответствующая методика, обоснованы закономерности формирования функциональных структур систем водообеспечения с учетом инноваций в этой проблематичной области, позволяющих объективно структурировать сложившиеся взаимосвязи между элементами и факторами проектирования и эксплуатации с учетом динамической составляющей, корректно сформулировать защищаемые научные положения и выводы.

ПРИЛОЖЕНИЕ



115162, г. Москва, внутригородская территория города федерального значения
муниципальный округ Даниловский, улица Хавская,
дом 11, этаж/помещение/комната 6/1/15
Тел. 499 391 08 85
email: info@ibtmos.com

Р/С: 40702810801040000430 в Филиале "Центральный" Банка ВТБ (ПАО) в г.Москве

№ 02.445/26 от « 02 » 02 2026г.

г. Москва

СПРАВКА

об использовании результатов исследований в рамках диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук Борисова Бориса Борисовича **«ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ ПРОДУКЦИОННЫХ ПРАВИЛ И ПРОЦЕДУР ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СИСТЕМ ВОДООБЕСПЕЧЕНИЯ С УЧЕТОМ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РЕАКЦИИ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ»**

Научные и практические результаты работы в рамках концепции и комплексной методики обоснования проектных производственных правил и процедур, методического, методологического, алгоритмического и архитектурного наполнения процедуры обоснования проектных решений и оптимизации их параметров при строительстве систем водообеспечения, прошли проверку и рекомендованы к использованию в практике их проектирования, строительства и эксплуатации. Отличительными особенностями предложенного научно-методического обеспечения, является то что элементы логико-математического структурированного механизма модельного представления проектных процедур с использованием метода конечных элементов, дополнены диагностическими моделями численного моделирования реакции геологической среды, что повышает объективность и надежность принятых проектных решений.

Главный инженер ООО «ИБТ»

М.Е. Донис

Генеральный директор ООО «ИБТ»

С.А. Воробьев





Eternum Tech

СПРАВКА

об использовании результатов исследований в рамках диссертации на соискание
ученой степени кандидата технических наук Борисова Бориса Борисовича
**«ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ ПРОДУКЦИОННЫХ ПРАВИЛ И ПРОЦЕДУР
ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СИСТЕМ ВОДООБЕСПЕЧЕНИЯ С УЧЕТОМ
ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РЕАКЦИИ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ»**

Научные и практические результаты работы в рамках концепции и комплексной методики обоснования проектных производственных правил и процедур, методического, методологического, алгоритмического и архитектурного наполнения процедуры обоснования проектных решений и оптимизации их параметров при строительстве систем водоснабжения, прошли проверку и рекомендованы к использованию в практике их проектирования, строительства и эксплуатации. Отличительными особенностями предложенного научно-методического обеспечения, является то что элементы логико-математического структурированного механизма модельного представления проектных процедур с использованием метода конечных элементов, дополнены диагностическими моделями численного моделирования реакции геологической среды, что повышает объективность и надежность принятых проектных решений.

ВРИО генерального директора



О.С. Здорова

ООО «Этернум Тех»
141420, Московская обл., г.о. Химки, д. Подolino,
территория Промышленная зона, строение 2А, офис 103
info@eternum.tech, www.eternum.tech
Тел.: +7-495-363-71-69

