

**НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ НАУК
РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН**
Институт водных проблем, гидроэнергетики и экологии

На правах рукописи

УДК 627.824.7:624.19.035.2 (282.255.123.11)



ХОЛОВ Фазлиддин Аббосович

**ВОЗДЕЙСТВИЕ ГРАВИТАЦИОННЫХ, ТЕКТОНИЧЕСКИХ
И СЕЙСМИЧЕСКИХ УСИЛИЙ НА НАПРЯЖЕННО-
ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КРЕПИ
ПОДХОДНОГО ТОННЕЛЯ САСТ-5 РОГУНСКОЙ ГЭС**

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата
технических наук по специальности
05.23.00 – Строительство и архитектура
(05.23.07 - Гидротехническое строительство)

Научный руководитель:

доктор технических наук, и.о. профессор
Хасанзода Нурали Мамед

ДУШАНБЕ -2025

АББРЕВИАТУРА БУКВЕННАЯ

ГЭС	гидроэлектростанция
ТЭО	технико-экономическое обоснование
ВОС	высотная опорная сеть
ОРУ	открытое распределительное устройство
ЛЭП	линия электропередачи
ГРП	гребня плотины
НПУ	нормальный подпорный уровень
УМО	уровень мёртвого объёма
САСТ-5	гидротехнический подходной тоннель
УГВ	уровень грунтовых вод
БВР	буровзрывные работы
НДС-	напряженно-деформированное состояние
НСУ	напорно-станционный узел
K1al	– позднеэоценоманской свиты
K2cm1	
K1It	лятобанской свиты
K1mg	мингбатманской свиты
J3gr	гурдакской свиты
K1jv1	яванской свиты
JRC	коэффициент шероховатости
RQD	оценка по прочности природного массива
Q	оценка по устойчивости выработки разработанный Бартоном
RMR	рейтинг горного массива
GSI	индекс геологической прочности
КЭ	конечных элементов

СОДЕРЖАНИЕ

	ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1	АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО – ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ ТОННЕЛЕЙ РОГУНСКОЙ ГЭС	15
1.1.	Инженерно-геологические условия строительства Рогунской ГЭС.....	15
1.2.	Стратиграфия.....	16
1.3.	Тектоника.....	17
1.4.	Гидрогеологические условия.....	20
1.5.	Физико-геологические явления.....	23
1.6.	Инженерно-геологическая характеристика массива горных пород.....	24
1.7.	Выводы по главе 1.....	30
Глава 2	ИЗУЧЕНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РАЙОНА И МЕСТА СТРОИТЕЛЬСТВА ПРОЕКТИРУЕМОГО ОБЪЕКТА	31
2.1.	Структура подходного гидротехнического тоннеля САСТ-4... ..	31
2.2.	Задачи исследования.....	34
2.3.	Инженерно-геологические и гидрогеологические условия проходки подходного тоннеля САСТ-5.....	38
2.4.	Гидрогеология.....	43
2.5.	Выводы по главе 2.....	46
Глава 3	ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЫБОР МЕТОДОВ ПРОХОДКИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТОННЕЛЕЙ	47
3.1.	Анализ результатов исследований напряжений проявляющихся вокруг подземных выработок	47
3.2.	Проходка гидротехнических сооружений с предварительным укреплением методом инъекции.....	55
3.3.	Результаты натурных измерений статических анализов и их оценки при проходке гидротехнических сооружений.....	63

3.4.	Укрепительная цементация оснований плотин в гидротехнических сооружениях.....	75
3.5.	Способы проведения цементационных работ в гидротехническом строительстве.....	83
3.6.	Выводы по главе 3.....	88
Глава 4.	РАСЧЕТ НДС ТОННЕЛЯ САСТ-5 МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ.....	90
4.1.	Выбор разрезов конечно-элементной модели вдоль подходного тоннеля САСТ-5.....	93
4.2.	Проект временной крепи горных пород для потенциально неустойчивых клиньев.....	131
4.3.	Рекомендуемые типы скальной крепи.....	135
4.4.	Выводы по главе 4.....	137
	ОБЩИЕ ВЫВОДЫ.....	138
	ЛИТЕРАТУРА.....	140
	ПРИЛОЖЕНИЯ.....	156

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации. В Послании Президента Республики Таджикистан, уважаемого Эмомали Рахмона об основных направлениях внутренней и внешней политики нашей родины от 28.12.2024 сказано, что начиная с мая 2027 года за счет производства электроэнергии на Рогунской гидроэлектростанции и цикла гидроэлектростанций на реке Вахш дефицит электроэнергии в стране будет полностью устранен, и Таджикистан добьётся абсолютной энергетической независимости.

Для достижения этих целей в нашей стране возросли объёмы строительства гидротехнических сооружений, возводимых на реке Вахш и обладающими большой мощностью. В этом направлении возведение Рогунской ГЭС является не только важным направлением, но и одним из основных и востребованных проектов в нашей республике.

Гидротехнические объекты Рогунской ГЭС являются основной и главной частью, которая способствует как экономическому, так и социальному развитию нашей республики.

Таким образом, изложенное позволяет сделать вывод, что вопросы проектирования и строительства гидротехнических, водоотводных и водосбросных тоннелей обретают важную и исключительную значимость при возведении этих объектов в высокогорных условиях, т.к. являются основными частями объектов. Следует отметить, что Рогунская ГЭС на сегодняшний день представляет собой стратегический объект, функция которого заключается в обеспечении энергетического направления, как по экономическому, так и по социальному развитию республики Таджикистан.

В горно-геологических условиях республики Таджикистан строительство гидроэлектростанций большой мощности и больших объёмов водохранилищ требуют воздвигать плотины большой высоты, а также тоннели и подземные водоводы с большим сечением, которые воспринимают сильное воздействие давления напора, приводящее к увеличению нагрузок, предающихся на основные сооружения или их стены. С другой стороны,

известно, что очень часто места строительства располагаются в сложных инженерно-геологических условиях, требующих значительное количество инженерно-геологических исследований. Цель этих изысканий заключается в определении всех необходимых физических и механических характеристик крупнообломочных и скальных пород и изучения их поведения при воздействии нагрузок и при влиянии водной среды одновременно. Наряду с этим во время строительства гидротехнических сооружений в горной местности разрабатывают ряд инженерных мероприятий, целью которых является укрепление и уплотнение скальных пород, которые залегают в зоне, окружающей выработки.

Актуальность представленной работы заключается в претворении полученных результатов работы исследований, проведенных современными методами и способами с использованием современных технологий по составлению геологического картирования исследуемого гидротехнического тоннеля, использование методов моделирования компьютерными технологиями, достижения хороших результатов.

Результаты анализа геологических условий гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС дали возможность исследовать их влияние на напряженно-деформированное состояние массива грунта, что дало возможность обосновать выбор трассы, установить место и выбрать оптимальный вариант способа его строительства.

Степень изученности данной тематики. В процессе работы над концепцией достройки Рогунской ГЭС были проанализированы все доступные материалы изысканий предыдущих лет, хранящиеся в архивах ОАО «Институт Гидропроект», ОАО «Рогунская ГЭС», ЦСГНЭО. Кроме того, для получения дополнительной информации, актуализации и пополнения данных долгосрочных исследований в 2009 году по программам и рекомендациям, разработанным в ОАО «Институт гидропроект», были выполнены дополнительные исследования. Следует отметить, что исследованиям по возведению тоннелей в сложных горно геологических

условиях посвящены труды Экклестона Д., Мехинрада А., Гешмепура А., Солеймани М., Аскари М., Регли М., Гадоева Олим., Кабилова Ш., Мухаммадризо Зангане и др. В настоящее время, что данная тематика впервые отражена в диссертационной работе соискателя Холова Ф.А.

Связь темы диссертации с приоритетными направлениями развития науки, техники и технологии в республике.

Исследования, послужившие основой диссертационной работы, связаны с научной тематикой Института водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАНТ; «Стратегией Республики Таджикистан в области науки и технологий на 2016-2020 годы» (раздел «Строительство и стройиндустрия»); «Программой реформы водного сектора Таджикистана на период 2016-2025 годы» (Постановление Правительства Республики Таджикистан от 30 декабря 2015 года, №791); и проблемой «Стройпрогресс-2030», по разделу «Строительство подземных гидротехнических сооружений» в разработке которых соискатель также принимал участие: (научно-исследовательская работа).

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Детальные исследования для проектирования подходного тоннеля заключаются в проведении исследований работы крепи и материалов в различных инженерно-геологических условиях, а также для возведения временной крепи на основании коэффициента поддержки земляных работ (ESR). Анализ интерпретации геотехнических данных, физико-механических параметров горных пород, оценке геотехнических параметров и прочности природного массива или рекомендации и заключения по инженерно-геологическим и горно-механическим исследованиям и проектированию выемки и крепи подходного тоннеля САСТ-5 на правом берегу Рогунской ГЭС. Результаты исследований параметров неповрежденной породы и основных несплошностей и оценки состояния горного массива дают возможность использовать системы инженерной классификации горного массива для определения основных систем

временной крепи, которые будут использованы во время проходки подходного тоннеля САСТ-5 в различных горных массивах. После этого представляются расчеты моделирования процесса земляных работ вместе с проектированием системы временной крепи с использованием численного моделирования, применяемого для ожидаемых механизмов разрушения, которые будут преобладать во время земляных работ.

Для численного анализа горные массивы вокруг подходного тоннеля САСТ-5 моделировались как упругопластический материал, у которого в пластическом режиме прочностные параметры уменьшаются. Кроме того, в методе численного проектирования моделируются процессы выемки грунта и первичной породы, а также проверяются ожидаемые условия дополнительной крепи для достижения экономичных, безопасных и стабильных решений.

Целью диссертационной работы является выявление воздействия гравитационных и тектонических усилий на напряженно-деформированное состояние гидротехнического тоннеля САСТ-5 от влияния сейсмических усилий и рекомендации систем скальной крепи, обеспечивающих устойчивость сооружения.

Поставленные цели достигаются путем решения поставленных следующих **задач**:

1. Исследование теоретическими методами воздействия гравитационных, тектонических и сейсмических сил на напряженно-деформированное состояние в различных горных массивах в период проходки гидротехнического тоннеля САСТ-5.

2. Определение физико-механических параметров горных пород, залегающих на территории проектируемого гидротехнического тоннеля САСТ-5.

3. Моделирование процессов, протекающих при проведении проходческих работ, определение глубины сильнотрещиноватой зоны вокруг гидротехнического тоннеля и расчёт несущей способности временной крепи.

4. Исследование и изучение свойств сохранных пород и вмещающего массива, залегающих за пределами сильнотрециноватой зоны проектируемого гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС.

Объектом диссертационного исследования является подходной гидротехнический тоннель САСТ-5 Рогунской ГЭС.

Предметом исследования является воздействие инженерно-геологических условий на напряженно-деформированное состояние подходного тоннеля и возможные деформации при воздействии сейсмических сил.

Теоретической основой исследований является изучение инженерно-геологических условий Рогунской ГЭС с целью исследования их влияния на напряженно-деформированное состояние подходного тоннеля САСТ-5.

Методами исследования в диссертации являются геологические и гидрогеологические, геодезические и экстензометрические, метод моделирования, математические и геотехнические методы.

Основная информационная и экспериментальная база. Информационной базой настоящей диссертационной работы являются научные труды: книги, статьи периодических в научных журналах, диссертации и монографии, знания, полученные на республиканских и международных тренингах и семинарах по вопросам и проблемам строительства Рогунской ГЭС, в частности, подходного тоннеля САСТ-5.

Научная новизна исследований диссертационной работы включает в себя следующие результаты:

-исследование геологических факторов, таких как Ионахшской разлом, литологические и геотехнические параметры горных пород, воздействующих на физико-механические параметры массива пород, залегающих вокруг гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС;

-численное моделирование напряженно-деформированного состояния гидротехнического тоннеля и разработка рекомендаций типов скальной

крепи при проходке тоннеля САСТ-5 в различных горных массивах с использованием анкерных болтов;

-устойчивость гидротехнического тоннеля и несущей способности типов скальной крепи при воздействии сейсмических усилий интенсивностью от 8 до 9 баллов;

-рекомендации по выбору типов скальной крепи с использованием анкерных болтов и торкретбетона толщиной 10см для различных частей гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

1. Геологические и геотехнические факторы, влияющие на физико-механические параметры сохранных пород, залегающих вокруг гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС.

2. Рекомендации типов скальной крепи на основе численного моделирования напряженно-деформированного состояния гидротехнического тоннеля при проходке с использованием анкерных болтов и торкретбетоном толщиной 10см.

3. Анализ устойчивости гидротехнического тоннеля САСТ-5 и несущей способности типов скальной крепи при сейсмических усилиях 8-9 баллов.

Теоретическая значимость диссертационной работы заключается в решении задач, связанных с инженерно-геологическим картированием тоннелей, расположенных в непосредственной близости исследуемого тоннеля САСТ-5; в выборе способа проведения укрепительных работ; в подборе модели для расчета крепи тоннеля; в обосновании расчетной крепи тоннеля САСТ-5.

Практическая значимость работы заключается в:

-в обеспечении защиты крепи тоннеля от разрушений при землетрясениях и возможности их дальнейшей эксплуатации при минимальных дополнительных затратах и времени на ремонт (*Акт внедрения*);

- при составлении комплексной целевой программы по достижению мирового технического уровня в транспортном строительстве на 2019-2021 годы и на период до 2030 года, а также по проблеме «Стройпрогресс-2030», по разделу «Строительство подземных гидротехнических сооружений»;

- результаты исследований могут быть применены в учебном процессе в высших учебных заведениях и университетах, при чтении лекций и на практических занятиях, а также при проведении лабораторных и полевых работ для студентов по специальным курсам «Гидротехнические сооружения», «Шахтное и подземное строительство», «Основы горного дела», «Технология буровзрывных способов», «Механика горных пород и горное давление», «Специальные способы строительства подземных сооружений», Таджикского технического университета имени академика М.С. Осими для студентов по специальностям – «Шахтное и подземное строительство» и «Строительство и эксплуатация гидроэлектростанций» и другие.

Соответствие специальности и названия темы паспорту специальности и содержанию диссертации.

Диссертация соответствует положениям пунктов 3, 11 паспорта научной специальности 05.23.00 – Строительство и архитектура (05.23.07 - Гидротехническое строительство).

3. Разработка новых направлений прогнозирования напряженно-деформированного состояния напорных и безнапорных гидротехнических сооружений; совершенствование методов определения различных видов нагрузок на сооружения речных гидроузлов, здания и машинные залы гидроэлектростанций; обоснование путей повышения надежности и долговечности конструкций воднотранспортных сооружений.

11. Эксплуатационная надежность гидротехнических сооружений, разработка новых критериев их безопасности, новые системы контроля и наблюдений за сооружениями, совершенствование методов технической диагностики и мониторинга водных систем и объектов.

Название темы диссертации соответствует паспорту специальности 05.23.07 - Гидротехническое строительство

Достоверность результатов диссертационной работы подтверждается идентичностью результатов расчета моделирования по предлагаемой автором методике с результатами проведенных экспериментов и данными других исследователей, а также использованием натуральных и теоретических исследований, современных методов физико-механических параметров горных пород, с использованием современного оборудования и приборов для испытания разработки подходного тоннеля Рогунской ГЭС.

Вклад соискателя в выполнение диссертационного исследования и др.

Автором сформулированы цель и задачи исследований, намечены пути их теоретического и экспериментального решения; уточнены расчетные геотехнические параметры массива горных пород напряженно-деформированного состояния тоннеля под действием сейсмической нагрузки с определением основных параметров проходки подходного тоннеля; получены и сформулированы основные выводы.

Апробация результатов. Основные положения работы и полученные результаты были доложены и обсуждены на: МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТТУ (г. Душанбе, 2022 г.); МНПК «Образование и наука: вызовы IV промышленной революции», посвященной 80-летию академика А. Куатбекова. Университет дружбы народов имени академика А. Куатбекова. (г. Шымкент, республика Казахстан, 2022 г.); МНПК. Джизакский политехнический институт. «Инновационные решения технических, инженерно-технологических задач производства» (Республика Узбекистан, 2022 г.); РНПК «Перспектива развития производства строительных материалов в Республике Таджикистан» ТТУ (г. Душанбе, 2023 г.); МНПК, «Водные ресурсы, инновация, ресурсо - и энергосбережение», 6-7 октября

2023 года, г. Душанбе, Институт водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАН Таджикистана.

Публикации.

Основные результаты исследований по теме диссертации изложены в 13 работах, в том числе в 6 статьях из перечня ведущих рецензируемых научных журналов ВАК при Президенте Республики Таджикистан.

Наличие документов, подтверждающих применение научных исследований в производстве либо возможность их применения.

Акт о внедрении научных результатов в производстве, утвержденный начальником технического отдела ОАО «ТГЭМ» Гадоевым О.Х.

По результатам исследований получен 1 малый патент Республики Таджикистан № ТД 1417 от 22 ноября 2022 года.

Изобретение относится к области подземного строительства, а именно к устройствам возведения подземных сооружений различного назначения, преимущественно к строительству водопропускных сооружений и подземных переходов.

Сооружение содержит фундамент, боковые стенки с установленными на них арками перекрытия и грунтовую засыпку, на которую уложена дорожная одежда. Боковые стенки с арками перекрытия выполнены сборными или монолитными в зависимости от степени косогорности. В сопряженных частях боковых стенок и арок вставлены прокладки из фторопласта. Для предотвращения сдвига при сейсмическом воздействии в фундаменте выполнен поперечный "зуб", упирающийся в грунт основания.

Структура и объём диссертации. Диссертация состоит из введения, четырёх глав, списка литературы и заключения. Общий объём работы включает 139 страниц, 84 рисунков, 27 таблиц, приложения, список использованной литературы - 125 наименований.

Автор выражает свою признательность руководству и сотрудникам Института водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАНТ за

поддержку и постоянную помощь по реализации научных исследований и подготовки работы к защите.

Автор глубоко благодарен и признателен своему научному руководителю, доктору технических наук, и.о. профессора, заведующему кафедрой «Основания, фундаменты и подземные сооружения» Таджикского технического университета имени академика М.С.Осими Хасанзода Нурали Мамед, за чуткое руководство, советы, ценные замечания и помощь в работе над диссертацией на всех её этапах выполнения.

Глава 1. АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО - ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ ТОННЕЛЕЙ РОГУНСКОЙ ГЭС

1.1. Инженерно-геологические условия строительства Рогунской ГЭС

Природные условия района строительства Рогунской ГЭС были изучены на стадии ТЭО, проектов и этапа начала строительства. Специальные исследования, посвященные изучению проблемы растворения солей, сейсмичности, изучению конвергенции стен горных выработок, таких, как машинный зал и плотины, проводились различными организациями бывшего Советского Союза и хранятся в архивах самих организаций, часть из них имеется в распоряжении ОАО «Рогунская ГЭС» и ОАО «Институт Гидропроект» [1,2].

В процессе работы над концепцией достройки Рогунской ГЭС были проанализированы все доступные материалы изысканий предыдущих лет, хранящиеся в архивах ОАО «Институт Гидропроект», ОАО «Рогунская ГЭС», и ЦСГНЭО. Кроме того, для получения дополнительной информации, актуализации и пополнения данных долгосрочных исследований в 2009 году по программам и рекомендациям, разработанным в ОАО «Институт гидропроект», были выполнены дополнительные исследования. Работы выполнялись собственными силами Гидропроекта, силами научных организаций на договорной основе (МГУ им. Ломоносова, Географический ф-т, ООО «Аэробалт Наука», ЦСГНЭО), силами организаций – исполнителей, привлеченных дирекцией ОАО «Рогунская ГЭС» (ЦСГНЭО, КИЭ-3, ЮТГРЭ) [1,2,3,4,5].

Другим видом исследований с использованием современных технологий было применение метода лазерного сканирования для получения высокоточных трехмерных моделей рельефа бортов долины Вахша и контура подземного машинного зала

1.2. Стратиграфия

Гаурдакская свита (J_{3gr}).

Юрские отложения представлены в районе отложениями гаурдакской свиты, относящейся условно к киммериджскому и титонскому ярусам. Отложения гаурдакской свиты располагаются чаще всего узкими полосами вдоль крупных разрывных нарушений по северо-западному склону Вахшского хребта и в междуречье Вахш – Обигарм. Рассматриваемая свита, представлена лагунной красноцветной глинисто-соляно-гипсовой толщей. В районе ниже Рогунского створного участка обнажается верхняя часть гаурдакской свиты, представленная сильно загипсованными ярко-красными аргиллитами с прослоями и линзами белого гипса. Мощность отложений – 20 - 25м [1,2].

В остальных местах разрез гаурдакской свиты представлен толщей серых, белых, грязно-серых полосчатых, тонкослоистых, сахаровидных гипсов, сильно перемятых и загрязненных песчано-глинистым материалом. Видимая мощность гипсов - от первых метров до 150 – 200м, в районе рек Юсти-Боло и Талхакчашма. Верхняя граница свиты проводится по кровле ярко-красных аргиллитов, выше которых согласно залегают коричневатобурые аргиллиты яванской свиты, мощностью до 240м.

Меловая система (К)

Меловые отложения, согласно лежащие на юрских породах, довольно четко разделяются на красноцветные континентальные образования нижнего отдела и серо-цветную толщу морских и лагунных отложений верхнего отдела. Первым такое разделение произвел С.Н. Михайловский (1914). В литературе, однако, имеется указание на находку выше установленной им границы альбского аммонита *Noplites michalskii* S e r a (Борнеман, Губин и др., 1936) [1-3].

По литологическим признакам нижнемеловые отложения расчленены на 6 свит, соответствующих: яванская, кызылташская свита-валанжинскому и

готеривскому ярусам; оби-гармская свита-барремскому и аптскому ярусам; караузская, мингбатманская, лятобанская, свиты-альбскому ярусу.

1.3. Тектоника

Участок створа Рогунской ГЭС представляет собой тектонический блок шириной 1,2-1,5 км, вытянутый субмеридиально. Границами блока-служат разломы 2 порядка, определяющие Вахшский разлом I порядка: Ионахшский - с севера-запада, Гулизиндакский - с юго-востока. На северо-востоке блок срезан Вахшским разломом. Морфология района дает основание предполагать, что Ионахшский разлом разграничивает область весьма интенсивного поднятия - водораздельную часть хр. Сурх-Ку от области с относительно медленными восходящими движениями.

По структурно-тектоническим условиям отложения створа Рогунской ГЭС разделены на блоки I и 2 порядков, в пределах которых располагаются все проектируемые тоннели.

В пределах тектонических блоков массив горных пород залегает в виде моноклинали с азимутом-падения 130° , также углы падения составляют $65-75^\circ$. В верхнем бьефе гидроузла ко шву Ионахшского разлома примыкает крутая и ассиметричная Кирбичская синклиналь, ось которой пересекается на северо-западе, где срезается Ионахшским разломом. В юго-восточной части массив породы находится в следующем виде: азимут падения $300-320^\circ$, угол падения $30-70^\circ$; в северо-западном крыле - азимут падения 130° , угол падения $50-70^\circ$.

В толще массива горных пород существенную роль играют разрывные нарушения, в строении которых различаются: шов разрыва, зона дробления и зона влияния. Шов разрыва представляет собой пластообразное тело относительно выдержанной мощности, вытянутое вдоль плоскости разрыва, которое представлено тектонической глиной или брекчией трения.

Зона дробления разлома примыкает непосредственно к его шву и развита в висячем и лежащем крыльях. Характерными особенностями зоны дробления являются:

- 1) пониженная прочность пород в образце;
- 2) широкое развитие трещиноватости;
- 3) низкие деформационные характеристики;
- 4) водопроницаемость резко изменчива;
- 5) мощность - несколько метров.

Зона влияния разрывных нарушений - это полоса, идущая параллельно тектоническому шву, в которой фиксируются разрывы более высоких порядков по мере удаления от разрыва. Зона влияния характеризуется:

- 1) увеличенной в 1,5 - 4 раза блочностью и коэффициентом трещинной пустотности по сравнению с основным массивом;
- 2) прочностью в куске не меньше, чем в зоне относительно сохранных пород;
- 3) деформационными характеристиками в 1,5-2 раза ниже, чем в массиве;
- 4) водопроницаемостью в 5-10 раз больше, чем в массиве.

Наиболее крупным разрывным нарушением участка строительства является Ионахшский разлом 2 порядка длиной 100 км. В пределах рассматриваемого участка Ионахшский разлом является сложно построенным взбросом и представлен двумя швами, ограничивающими блок неправильно вытянутой линзовидной формы, сложенный породами мингбатманской свиты. Максимальное расстояние между швами и мощность тектонической линзы составляют около 80м. Амплитуда перемещения по Ионахшскому разлому превышает 1 км, азимут падения шва разлома 130°, угол падения 80-85°. Мощность материала, выполняющего шов, около 1 м.

Породы, слагающие тектоническую линзу, рассечены густой сетью тектонических трещин, обусловивших низкую блочность /12,2 см/ и высокую трещинную пустотность / $\Pi=3,04\%$ /, зона дробления, сопровождающая оба шва, не превышает 5-7 м. Но там, где шов соприкасается непосредственно с каменной солью, видимо, зона дробления практически отсутствует. Ширина зоны влияния Ионахшского разлома в нижнемеловых отложениях около 400

м. Вдоль разлома в его висячем крыле повсеместно прослеживается пласт каменной соли позднеюрского возраста. Мощность соли увеличивается с глубиной. Выше уровня грунтовых вод соль выщелочена.

Кроме Ионахшского, в массиве горных пород развиты разломы более высоких порядков - пологие взброса-надвиги преимущественно со следующими элементами залегания: азимут падения $310-340^\circ$, угол падения $20-50^\circ$. По протяженности, амплитудам перемещения и мощности зоны дробления эти разрывы соответствуют разломам 3 и 4 порядков. Причем разрывы 4 порядка являются опережающими разрывов 3 порядка.

Наиболее крупными разрывами 3 порядка на описываемой территории являются разломы №35 и №28.

Разрыв №35 протягивается от Ионахшского до Гулизинданского разлома, пересекая русло р. Вахш в 110 м ниже оси плотины и проходит под ней на глубине около 200 м. Разрыв залегает с азимутом падения 330° и углом падения 45° . Амплитуда перемещения составляет $100-120^\circ$. В левом борту долины и в русле реки разрыв № 35 представлен одним швом. В первом борту он разветвляется на два параллельных шва, расположенных на расстоянии 40-60 м друг от друга. Суммарная амплитуда перемещения по этим разрывам равна 100 м. Шов разрыва шириной 0,2-0,4 м выполнен перетертым материалом. Мощность зон дробления около 1 м с каждой стороны шва, зона влияния не превышает 30 м в обоих боках разрыва.

Мощность зон дробления остальных разрывов 3 порядка, расположенных в нижнем бьефе плотины, не превышает 1-3 м, а мощность зон влияния-5-7 м. Наиболее крупный из них разрыв №28 залегает с амплитудой падения 310° и углом падения 80° . Протяженность его около 1 км от разрыва № 35 до Гулизинданского разлома, амплитуда перемещения до 100 м.

Разрывы 4 порядка, в основном, взбросы, распространены повсеместно. Наиболее часто они встречаются вблизи разломов 2 и 3 порядков. Они протягиваются на 500-700 м с амплитудой перемещения до 20 м. Мощность зон дробления не более 0,1-0,2 м. Истинные расстояния между этими

разрывами 20-100 м. Залегают они в основном с азимутом падения 310-340°, под углом 10-30°.

Кроме перечисленных крупных разрывных нарушений, в массиве горных пород развиты трещины, которые в зависимости от генезиса подразделяются на:

литогенетические; тектонические и экзогенные

Литогенетические трещины диастры располагаются на расстоянии от 0,1-0,05 м до 3-5 м друг от друга, они имеют ширину 0,5-2 мм, практически неограниченную длину и выполнены глиной мощностью в среднем около 1 мм. Наиболее часто эти трещины встречаются в песчаниках.

Тектонические трещины связаны со складкообразованием. В отдельных случаях встречаются приразрывные трещины, распространенные на небольших площадях. Тектонические трещины имеют длину 0,5-7 м, и расстояние между ними измеряется первыми десятками сантиметров. Необходимо также отметить, что соскладчатые трещины формируются в 3 ортогональных системы, которые в пределах моноклиальной части структуры имеют следующие элементы залегания:

1 система - азимут падения	130°	угол падения	60-75°
2 система -	20-50°		10-25°
3 система -	230-240°		30-50°

Экзогенные трещины представлены, в основном, трещинами выветривания. В слабо выветриваемых породах они наследуют тектонические трещины и диастры. Ширина экзогенных трещин достигает 3-5 см. В сильно выветриваемых породах алевролитах, аргиллитах трещины образуют густую сеть, превращая породу в слабо связанную дресву.

1.4. Гидрогеологические условия

На рассматриваемой территории распространены, в основном, трещинные подземные воды, которые подразделяются на верховодку, грунтовые и напорные воды.

Для верховодки характерно совмещение областей питания и распространения. Она фиксируется на различных абсолютных отметках в виде отдельных родников с дебитом - 0,1-0,2 л/сек. В горных выработках верховодка выражается в виде капеза, суммарным расходом для протяженных горных выработок до первых л/сек. Минерализация вод пестрая - сульфатная, сульфатно-гидрокарбонатная, сульфатно-хлоридная. Содержание сухого остатка 0,8-2,3 г/л.

Грунтовые воды меловых отложений зафиксированы скважинами на отметках, близких к отметкам уреза воды в р. Вахш. Уклон зеркала грунтовых вод направлен в сторону реки. В период наивысших подъемов уровня воды в реке зафиксированы обратные уклоны зеркала грунтовых вод. Воды преимущественно сульфатно-хлоридные, в реке-сульфатно-гидрокарбонатные и хлоридно-сульфатные с сухим остатком 1,2-12 г/л.

Грунтовые воды из зоны контакта соленосных отложений с вмещающими породами выделены условно в связи с их высокой минерализацией. Кайма высокоминерализованных вод, ширина которой увеличивается с глубиной, свидетельствует о низкой водопроницаемости приконтактной зоны соленосных отложений, создающих застойный режим подземных вод.

Напорные воды встречены на глубине 150-155 м / скв 1014 /. Величина напора над урезами воды в р. Вахш составила 24 м. Вода высокоминерализованная, содержание сухого остатка составляет 28-32 г/л. Предположительно можно сказать, что, возможно, эти воды движутся со стороны Гулизинданского разлома, расположенного гипсометрически выше рассматриваемого участка. Разлом является контактом соли и меловых отложений. Плоскостями, ограничивающими поток высокоминерализованных напорных вод, могут служить плоскости пологих разрывов, параллельных разрыву №35.

В пределах рассматриваемой территории развиты, преимущественно, холодные подземные воды, условия формирования и циркуляции которых

находятся в тесной зависимости от климатических, геоморфологических и геолого-структурных особенностей района.

Питание водоносных горизонтов осуществляется, главным образом, за счет подземного стока вод, образующегося при таянии снежников и ледников, широко развитых в удаленных высокогорных областях Каратегинского и Вахшского хребтов и, в меньшей степени, водами местной гидрографической сети.

Благоприятным фактором для накопления подземных вод является наличие трещиноватых коренных пород, пород с высокими фильтрационными свойствами в разрезе четвертичных отложений и сравнительно большое количество выпадающих атмосферных осадков (до 1500-2000мм в год), несмотря на то, что значительная их часть сносится поверхностным стоком из-за выпадения осадков ливнями и сильно расчлененного рельефа.

Выходы подземных вод в виде родников как на левом, так и на правом берегах р. Вахш наблюдаются на различных отметках - от уреза воды до высоты 700-1000м над рекой, что значительно выше линии НПУ(1300м).

Общим базисом дренирования является река Вахш, от уреза воды которой зеркало грунтовых вод полого поднимается вглубь склонов. Местным базисом разгрузки являются многочисленные боковые притоки.

При заполнении проектируемого водохранилища уровень подземных вод, сохраняя свою приуроченность к урезу воды, поднимается. Однако подпор грунтовых вод не повлечет за собой сколько-либо существенных отрицательных явлений.

Благодаря тому, что долина река Вахш занимает наиболее низкое положение по сравнению с долинами других рек на территории Таджикистана, потеря воды за счет фильтрации из водохранилища в другие долины исключается. При сооружении же плотины в любом участке описываемого района фильтрация вод в обход плотины через борта и дно долины, несомненно, будет иметь место.

Например, в меловых отложениях участка Нижне-Рогунского створа, вне зон выветривания, коэффициент фильтрации изменяется в диапазоне 0,01-0,1, составляя в среднем 0,055 м/сут. Коэффициент фильтрации в интрузивных породах, по всей вероятности, несколько выше. В зонах разломов меловых пород коэффициент фильтрации составляет 2,0 и более м/сут.

Для четвертичных пород в основном характерны пластово-поровые грунтовые воды, которые по своему характеру подразделяются на:

а) пластово-поровые воды аллювиальных и делювиально-пролювиальных отложений нижнечетвертично-верхнечетвертичного комплекса;

б) поровые воды современных аллювиальных отложений.

2. Трещинно-пластовые воды мезо-кайнозойских отложений, распространенных на левобережье река Вахш и междуречье река Вахш и река Оби-Гарм, представлены родниками, выклинивающимися под пролювиально-делювиальным покровом в средних частях и у подошвы склонов хребта Сурхку и северного склона Вахшского хребта [1-3].

1.5. Физико-геологические явления

Наиболее характерными современными геологическими процессами являются: дезинтеграция, трещины оседания и оползни.

Дезинтеграция-разрыхление коренных пород, проявляется в сильной раздробленности, снижении связей между элементарными структурными блоками. Мощность неустойчивых пород склонов составляет 2-5 м.

Трещины оседания встречаются в приповерхностной части склонов и отчленяют блоки мощностью до 10-15 м.

Оползни коренных скальных пород отличаются разнообразием условий формирования, объемом и состоянием оползневых пород. Как правило, оползни являются стабилизированными, хотя и не исключается возможность неоднократных обрушений и движения оползневых масс небольших объемов.

1.6. Инженерно-геологическая характеристика массива горных пород

Здесь приводится общая характеристика массива горных пород в связи с тем, что конкретное описание инженерно-геологических условий строительства приведено непосредственно по основным узлам подземного комплекса: напорно-станционный узел (НСУ), солезашита, конвейерные тоннели и т.д.

Массив горных пород участка строительства Рогунской ГЭС по геологическим и инженерно-геологическим условиям является аналогом массива горных пород участка строительства Нурекской ГЭС. Сходство условий проявляется в том, что:

- 1) основанием для строительства Нурекской и Рогунской ГЭС служат породы красноцветной формации мелового возраста;
- 2) вещественный состав пород на обоих участках ни макроскопически, ни под микроскопом практически не отличимы;
- 3) прочностные характеристики пород в куске, их выветриваемость на этих участках весьма близки.

Детальная информация о литологической разности массива горных пород участка строительства Рогунского гидроузла, использование расчетных методов и результатов прямых определений инженерно-геологических свойств и аналогов (Нурекская ГЭС) позволили оценить наиболее важные свойства массива горных пород, провести инженерно-геологическое районирование массива горных пород.

Участок створа Рогунской ГЭС сложен нижнемеловыми отложениями, характерней особенностью которых является их трехкомпонентный состав – песчаники, алевролиты, аргиллиты при подчиненном присутствии в разрезе известняков, гипсов.

Величина временного сопротивления сжатию для песчаников участка створа изменяется в пределах 600-1660 кг/см и в среднем составляет 1060 кг/см. Коэффициент размягчения в среднем равен 0,83.

Для алевролитов и аргиллитов величины временного сопротивления сжатию в образцах часто занижены, что связано с быстрым выветриванием образцов, снижением их прочности, и составляют в среднем 700-800 кг/см.

Наиболее низкие прочностные свойства в образце имеют сильно загипсованные аргиллиты гаурдакской свиты (I₃gr), временное сопротивление сжатию которых в водонасыщенном состоянии в среднем составляет 42 кг/см, в воздушно сухом состоянии прочностные показатели этих отложений в 2 раза выше.

Необходимо отметить, что в одновозрастных породах участка строительства Нурекского гидроузла, где временное сопротивление сжатию определяется по многочисленным образцам, средние значения этого параметра для каждой литологической разности пород выше на 20-30%.

Для количественной оценки трещиноватости пород используются такие показатели, как объемная трещинная пустотность / П / и блочность в таблице 1.1 Объемная трещинная пустотность выражена в % и отличается от коэффициента трещинной пустотности в 1,42 раза. Блочность измеряется в линейных единицах /см/ и представляет собой среднюю величину ребра куба, равновеликому элементарному структурному блоку, ограниченному макротрещинами.

Таблица 1.1. – Количественная оценка трещиноватости пород

Параметры количественной оценки трещиноватости	Объемная трещинная пустотность П %	Блочность В
Относительно сохранный массив	5-8% ÷ 0,2-0,3% в среднем 1-2%	максим- 60-70см среднем-20-30см
Зона выветривания	10-12% в среднем 2-3%	-
Зоны разлома	-	5-8см
Тектоническая линза	3% в среднем	12,2см в среднем

Практически все разрывы 4-го и более низких порядков выполнены брекчией и глиной трения. Тектонические трещины полые, и лишь в тектонической линзе Ионахшского разлома часть их выполнена глиной.

Диастромы повсеместно выполнены глиной мощностью 1-3 мм. Шов Ионахшского разлома выполнен плотной брекчией трения мощностью 1 м.

Модуль деформации, исследованный геофизическими методами, участка строительства Рогунской ГЭС в среднем равен 40-70 тыс. кг/см². За основу расчетных характеристик приняты минимальные значения модуля деформации.

Наибольшие значения сцепления / с / принимались равными 15 кг/см² для верхнеобигармской и кзылташской свит, в которых песчаники составляют более 90 % мощности. Наименьшие величины сцепления $C=1,0\text{кг/см}^2$ характерны для пород лятобанской и верхнеальбской свит и в зонах влияния разломов 2 и 3 порядков.

Водопроницаемость массива горных пород участка строительства Рогунского гидроузла низкая, хотя и выделяются в вертикальном разрезе две зоны, отличающиеся по водопроницаемости:

а) зона повышенной водопроницаемости, в которой $K_{\phi} > 0,05$ м/сут. Мощность этой зоны 50-70 м.

В качестве под зоны в этой зоне выделяется область выветривания, глубина которой колеблется в пределах 3-10 м. Коэффициент фильтрации в этой по зоне колеблется в пределах 0,1-10 м/сут, а в отдельных случаях и более.

б) Зона слабой водопроницаемости, характеризующаяся коэффициентом фильтрации менее 0,01 м/сут.

Водопроницаемость зон разломов изучена недостаточно, хотя в целом она выше, чем в сохранном массиве.

1.6.1. Инженерно-геологические процессы

Согласно карте СР-64, построенной на основе материалов ОАО "Институт Гидропроект", Института сейсмологии и сейсмостойкого строительства Академии Наук Республики Таджикистан (ИССС АН РТ - ранее ТИССС) и Геофизической службы РАН (г. Обнинск), описываемая территория является сейсмогенной (карта ОСР-64) (рисунок 1.1) [6].

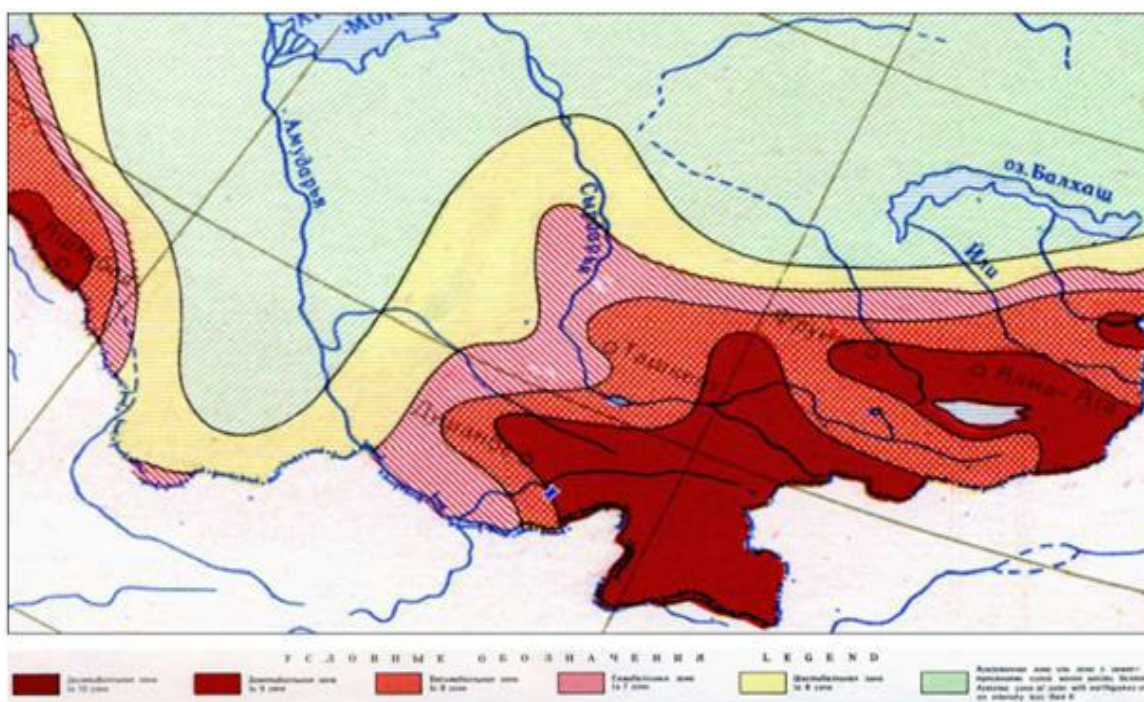


Рисунок 1.1. - Фрагмент карты ОСР-64

По величине удельного водопоглощения выделены 4 инженерно-геологические зоны, в которых значения удельного водопоглощения разнятся в целом на порядок: I – зона сильного выветривания и разгрузки, II – зона выветривания и разгрузки, III – зона разгрузки, IV – зона практически неизменных пород.

Под воздействием совокупности непрерывно протекающих экзогенных процессов со временем изменяются свойства и состояние склоновых накоплений. На обследованной территории прослеживаются этапы преобразования склоновых накоплений: скопление на склоне осыпного материала, затем заполнение пустот между обломками мелкоземом за счет делювиального смыва, постепенное наращивание объема и веса при уменьшении прочностных свойств скопившейся массы и последующее оползневое смещение при потере устойчивости. Таким образом, практически все склоновые накопления являются полигенетическими: $c+d+dp$.

По характеру проявления экзогенных процессов, в результате проведенных работ территорию расположения основных сооружений Рогунской ГЭС, а также примыкающие склоны и долины наиболее крупных

притоков, состояние которых способно повлиять на условия строительства, можно разделить на следующие участки:

I. Высокие крутые склоны левого борта долины р. Вахш, ориентированные вдоль простирания основных складчатых структур. Примерно от устья сая Обиджушон до верхнего строительного моста;

II. Обрывистые склоны по обоим берегам реки, ориентированные вкrest простирания основных структур, на участке от пересечения Вахша Ионахшским разломом до поворота Вахша под прямым углом в направлении на юго-запад;

III. Правобережные склоны долины Вахша, сложенные породами Кирбичской синклинали от разлома № 367 до Ионахшского (участок верховой перемычки);

IV. Правобережные обрывистые склоны от поворота Вахша под прямым углом в направлении вдоль складчатых структур до устья сая Обишур (концевые сооружения ОТ 1 и 2);

V. Правобережные склоны ниже устья сая Обишур на протяжении ~ 2 км (так называемая территория "правобережного оползня");

VI. Участки развития аллювиально-пролювиальных террас с полого наклонными поверхностями и обрывистыми склонами – VIa, VIб, VIв (территории карьеров и стройбазы);

VII. Склон правого борта долины сая Пассимурахо;

VIII. Склон левого борта долины сая Пассимурахо, водораздел с долиной сая Обиджушон, склоны долины сая Обиджушон.

Трещиноватость. Помимо описанных крупных разрывных нарушений, на описываемой территории в массиве (рис. 1.1) развиты мелкие трещины, которые по своему генезису разделены на 3 группы: литогенетические, тектонические и экзогенные [5].

К литогенетическим относятся диастромы (трещины, возникающие в процессе литогенеза и разделяющие слои породы). Расстояние между ними изменяется от 0,1-0,5м и до 3,0-5,0м (они более часты в песчаниках), имеют

ширину 0,5-2,0мм (в среднем 1,0 мм), практически бесконечную длину и выполнены глиной, средняя мощность которой равна 1,0мм.

Тектонические трещины разделяются на 2 типа: соскладчатые, образовавшиеся в результате процессов складкообразования, и разрывные – оперяющие разломы. Отнесение систем трещин к тому или иному генетическому типу произведено на основании многочисленных полевых наблюдений, анализа их распространения относительно основных структурных элементов и с помощью методов структурной геологии.

В результате выделены 3 ортогональные системы соскладчатых трещин, которые в пределах моноклиальной части структуры имеют следующие элементы залегания: система №1: азимут падения 130° , \perp $60-70^\circ$ (трещины, параллельные диастромам), система №2: азимута. падения $20-50^\circ$, \perp $10-25^\circ$ и система №3: азимута падения $230-240^\circ$, \perp $30-50^\circ$. На приразрывных участках наибольшее распространение получила система №4: азимута падения $310-340^\circ$, \perp $10-40^\circ$. В отдельных случаях встречаются приразрывные трещины иной ориентировки, которые распространены на небольших площадях и существенного значения не имеют. Тектонические трещины имеют длину 0,5-7,0м (в среднем 3,0 м). Расстояние между ними измеряется первыми десятками см (здесь и далее тектонические трещины системы №1 и диастрома рассматриваются совместно), а ширина, в основном меньше 1,0 мм (в среднем по штольням по 6,0 мм).

Экзогенные трещины представлены, в основном, трещинами выветривания. Последние существенно различны в породах с разной степенью выветривания: в слабо выветриваемых (песчаник, известняки, гравелиты) они развиваются по тектоническим трещинам и диастромам, в несколько раз расширяя их (до 3-5 мм), в сильно выветриваемых (алевролиты, аргиллиты) трещины этого типа образуют густую сеть, превращая подобную породу в слабо связную дресву. Ширина трещин здесь, как правило, не превышает 1,0 мм. Глубина проникновения трещин выветривания достигает 5-7 м.

Выводы по главе 1:

1. Произведен инженерный анализ факторов (литологических, тектонических и сейсмических), влияющих на технологические и геологические переборы при проходке гидротехнических и строительных тоннелей Рогунской ГЭС.

2. Проанализированы инженерно-геологическая (прочностные) и гидрогеологическая характеристика массива горных пород строительства Рогунской ГЭС.

3. Изучен модуль деформации горных пород, полученный геофизическими методами на разных участках строительства Рогунской ГЭС, который в среднем равен 40-70 тыс. кг/см², где за основу расчетных характеристик приняты минимальные значения модуля деформации.

Глава 2. ИЗУЧЕНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РАЙОНА И МЕСТА СТРОИТЕЛЬСТВА ПРОЕКТИРУЕМОГО ОБЪЕКТА

2.1. Структура подходного гидротехнического тоннеля САСТ-5

Подходной тоннель САСТ-5 предназначен для подключения верхнего бьефа СТ-5 на ПК01+00, при этом отметка лотка САСТ-5 составляет 1121,25 м на стыке с тоннелем ТМ5-А и 1150,77 м над уровнем моря, где она будет соединена с СТ-5.



Рисунок 2.1: Общая схема САСТ-5

Таблица 2.1.- Основные геометрические данные САСТ-5

Геометрические данные тоннеля САСТ-5	Значение
Длина	≈372м
Отметка лотка на Ch. 00 + 00м	≈1121,25м н.у.м.
Отметка лотка на Ch. 03 + 64,35м	≈1150,77м н.у.м.
Высота	6,60 м
Ширина	9,80м

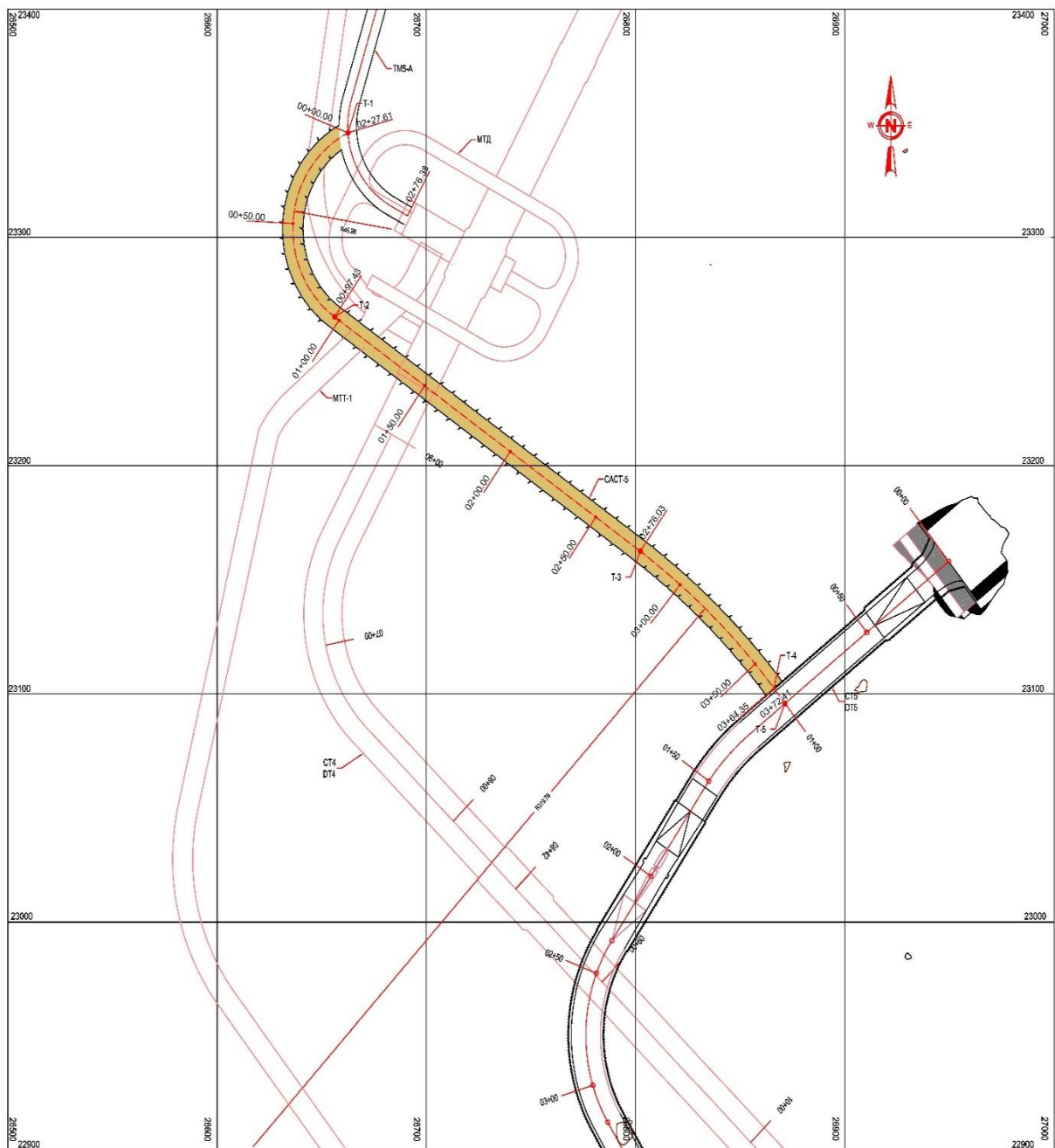


Рисунок 2.2. План вспомогательного тоннеля САС-5

САС-5 по протяженности составляет 372,41 м, поднимается вверх от соединения с тоннелем ТМ5-А к концу с уклоном 8,16% и характеризуется типовым поперечным сечением высотой 6,60м и шириной 9,80м. Основные геометрические данные этого тоннеля приведены в таблице 2.1.

Увеличенный проект тоннеля САС-5 представлен на рисунке 2.2, а продольный профиль приведён на рисунке 2.3. Типовой разрез штольни САС-5 представлен на рисунке 2.4.

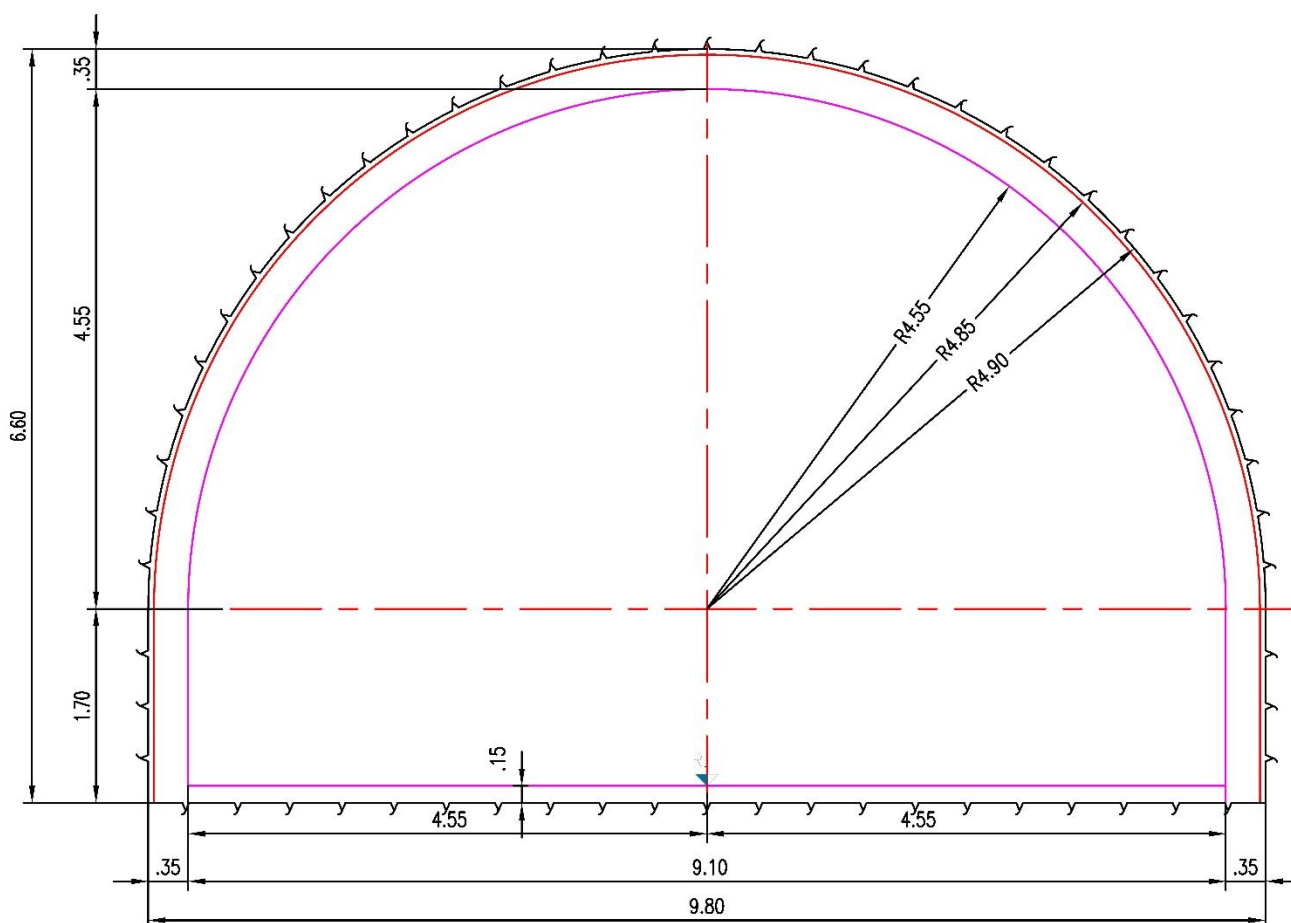


Рисунок 2.4. Типовое поперечное сечение САСТ-5

2.2. Задача исследования

Задачи исследования заключается в проведении работ, выполненных анализов или рекомендации и заключения по инженерно-геологическим и горно-механическим исследованиям и проектированию выемки и крепи САСТ-5 на правом берегу Рогунской ГЭС [1-3].

После исследования параметров неповрежденной породы и основных несплошностей и оценки состояния горного массива будут использованы системы инженерной классификации горного массива для определения основных систем временной крепи горных пород, которые потребуются во время проходки САСТ-5 в различных горных массивах. После этого представляются расчеты моделирования процесса земляных работ вместе с проектированием системы временной крепи с использованием численного

моделирования, подходящего для ожидаемых механизмов разрушения, которые будут преобладать во время земляных работ.

Инженерно-геологический план и профиль САСТ-5, а также свойства неповрежденной породы и массива пород, окружающего вспомогательный тоннель, были изучены с использованием всех имеющихся геологических и геотехнических данных. Главный вывод этих исследований заключался в том, что порода некачественная.

Для численного анализа горные массивы вокруг САСТ-5 моделировалась как упругопластический материал, у которого в пластическом режиме прочностные параметры уменьшаются. Кроме того, в методе численного проектирования моделируются процессы выемки грунта и первичной породы, а также проверяются ожидаемые условия дополнительной крепи для достижения экономичных, безопасных и стабильных решений.

2.1.2. Обзор подземных работ тоннеля САСТ-5

Временный подходной тоннель САСТ-5 соединяет существующий тоннель ТМ5-А с В/Б СТ-5.

Подходной тоннель САСТ-5 Рогунской ГЭС будет выведен из эксплуатации через несколько лет после завершения строительства СТ-5. Для выполнения развязочных работ предусмотрен дополнительный тоннель ТМ5-А. По фактическому состоянию (при необходимости) замена существующей крепи новой крепью, состоящей из проволочной сетки, анкерных болтов и слоев торкретбетона. Участок соединения представляет собой П-образный участок шириной 10,10 м и высотой 6,60 м и расположен на ПК2 + 27,61 в ТМ5-А, как показано на рисунке 2.5.

Выравнивание (размеры подходного тоннеля) САСТ-5 будет вырыто U-образным цилиндрическим участком шириной 9,80 м, высотой 6,60 м и расположена между стартовой зоной на ПК 0 + 00 и конец, расположенный в ПК 3 + 72,41.

Классы скальной крепи были определены на основе имеющейся геотехнической информации по тоннелю САСТ-5 и могут в некоторой

степени отличаться от фактических спецификаций массива горных пород. Следовательно, этот класс скальной крепи должен быть окончательно определен на основе фактических условий горных пород, наблюдаемых и оцениваемых инженером-геотехником, работающим над проектом.

Крепь породы состоит из стальных ребер и обычного бетона на этапе земляных работ и временного срока службы.

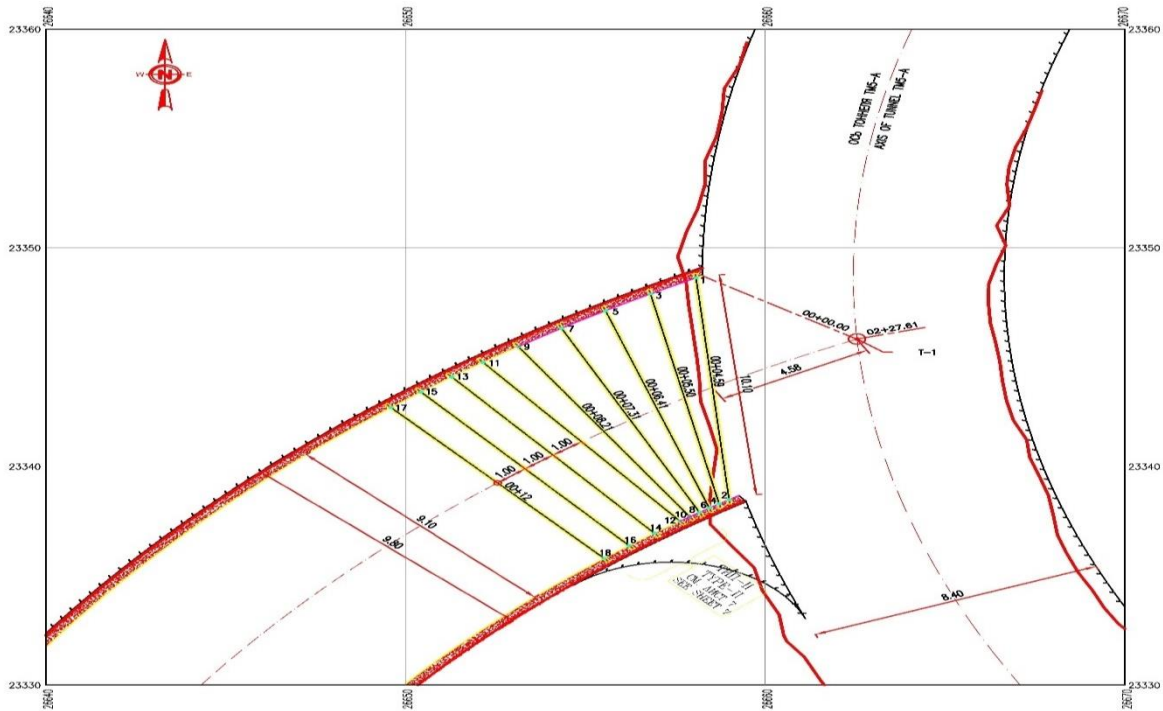
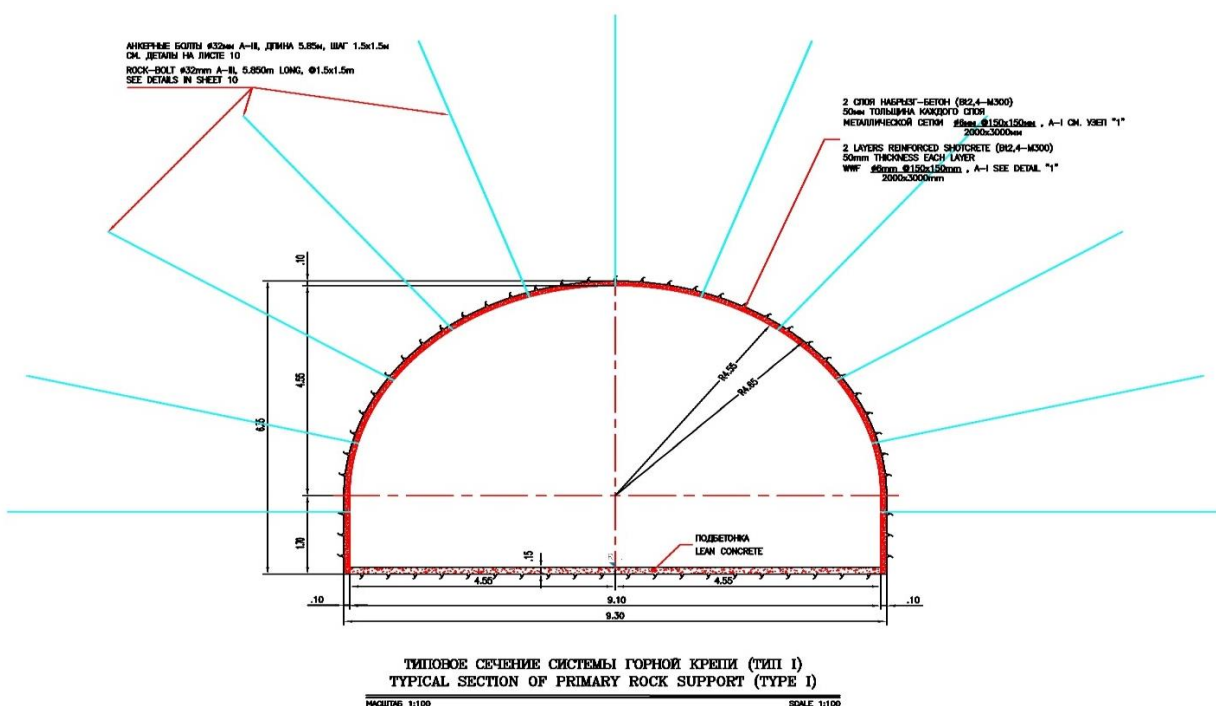
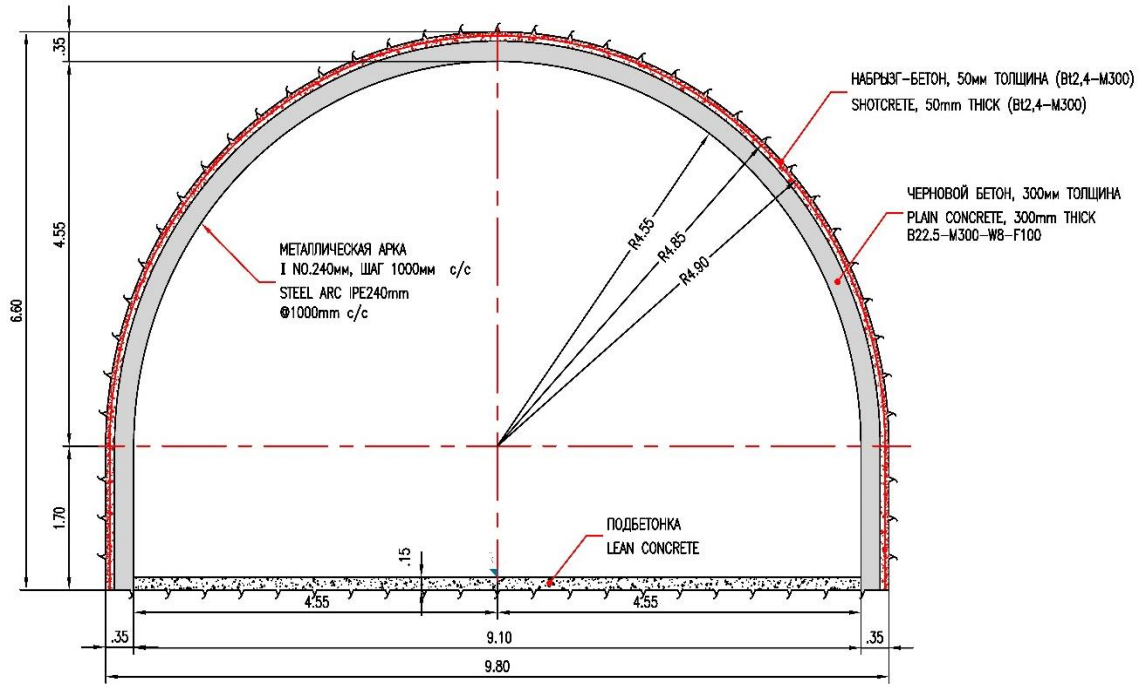


Рисунок 2.5. Соединение тоннеля ТМ5-А и САСТ-5

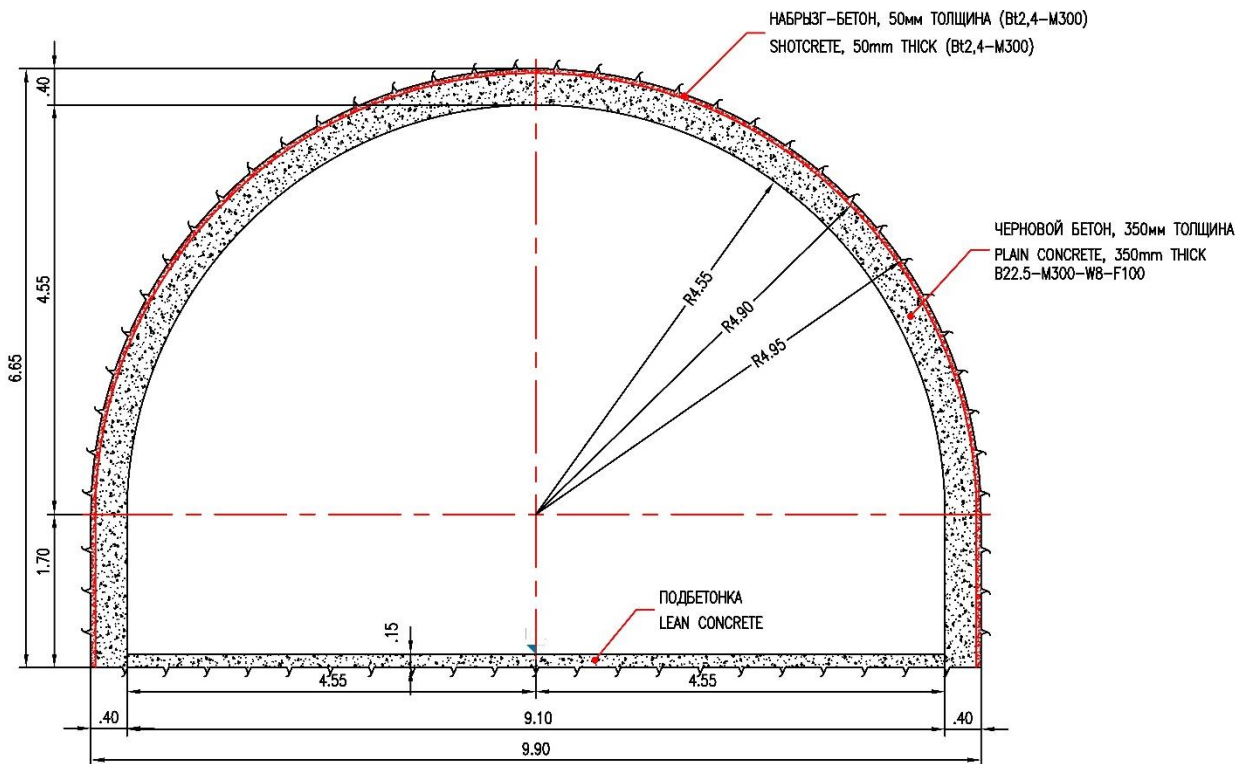




ТИПОВОЕ СЕЧЕНИЕ СИСТЕМЫ ГОРНОЙ КРЕПИ (ТИП II)
TYPICAL SECTION OF PRIMARY ROCK SUPPORT (TYPE II)

МАСШТАБ 1:100

SCALE 1:100



ТИПОВОЕ СЕЧЕНИЕ СИСТЕМЫ ГОРНОЙ КРЕПИ (ТИП III)
TYPICAL SECTION OF PRIMARY ROCK SUPPORT (TYPE III)

МАСШТАБ 1:100

SCALE 1:100

Рисунки 2.6. D образное сечение типа I - II - III

2.3. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия проходки подходного тоннеля САСТ-5

2.3.1. Геология

По геологическому плану и профилям исследуемые участки подходного тоннеля САСТ-5 расположены в верхах позднесенноманской свиты (K1al – K2cm1), породах лятобанской свиты (K1lt), мингбатманской свиты (K1mg), гурдакской свиты (J3gr) и яванской свиты (K1jv1).

Геологическая информация об этих образованиях основана на поверхностном картировании в районе САСТ-5 и недавно пробуренных разведочных скважинах RE11, RE15 и RE16 на правом берегу [9,10]. Детали каротажа буровых скважин представлены в Приложении В.

Геологический план вспомогательного подходного тоннеля САСТ-5 приведён на рисунке 2.7, а ее геологический продольный профиль представлен на рисунке 2.8.

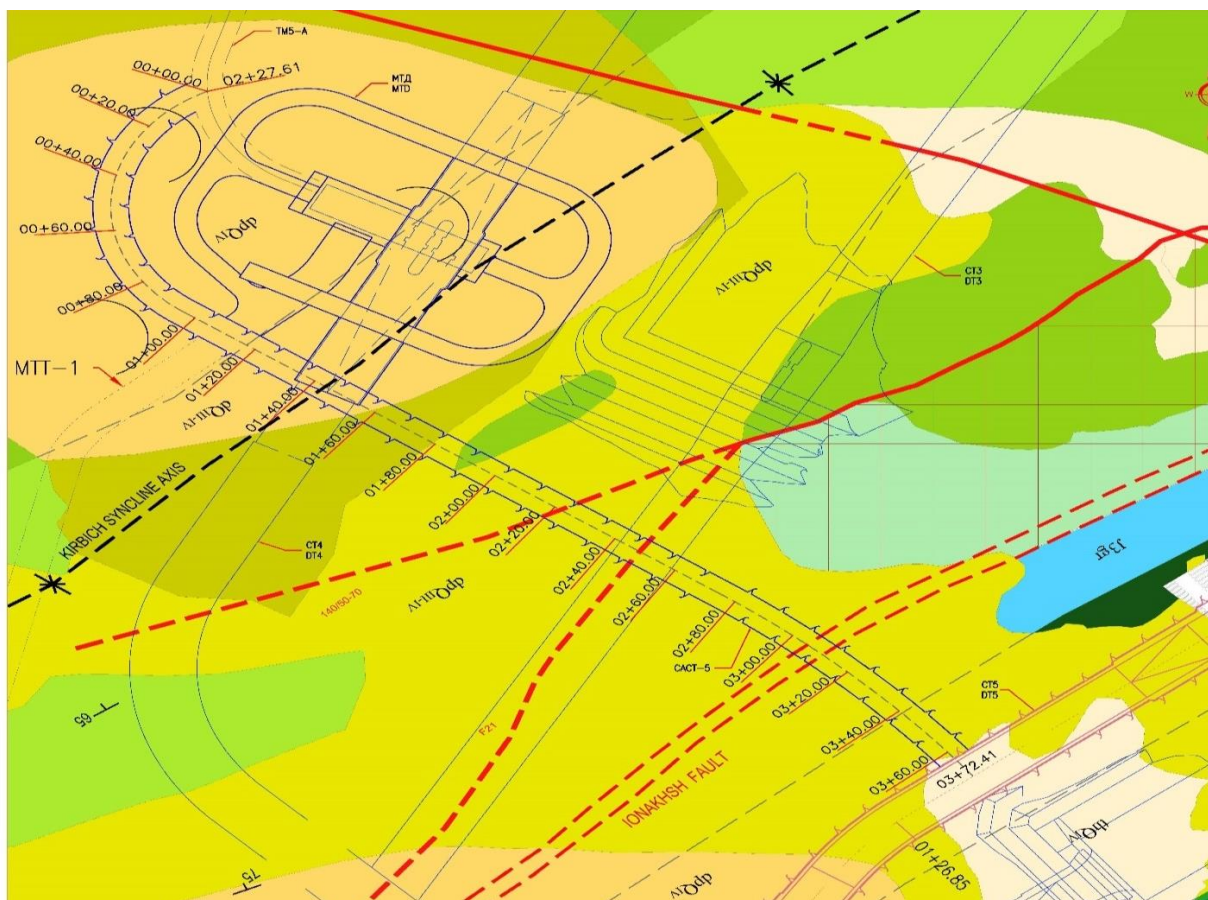


Рисунок 2.7. Геологический план САСТ-5

Сеноманская свита (K1al – K2cm1)

Эта свита состоит в основном из чередования известняков, сланцев и красного аргиллита с гипсовым слоем.

Лятобанская формация (K1lt)

Эта свита сложена в основном чередованием мергелиевых сланцев и мергелей, известняков, алевролитов, песчаников с частыми линзами гипса, песчаниками с прослоями алевролитов.

Формирование Мингбатман (K1mg)

Эта свита сложена в основном мощным песчаником с прослоями алевролитов и аргиллитов. В местах закономерное чередование песчаников и алевролитов.

Формация Гурдак (J3gr)

Эта свита состоит в основном из гипсового аргиллита, каменной соли с обломками аргиллита.

Яванская формация (K1jv1)

Эта свита сложена преимущественно алевролитами и аргиллитами с прожилками гипса.

2.3.2. Инженерно-геологическое картирование подъездных тоннелей вблизи тоннеля САСТ-5

Для оценки состояния горного массива штольни САСТ-5 использовались инженерно-геологические карты тоннелей ТМ5-А, МТТ-1 и МТД. Эти карты были подготовлены заказчиком во время земляных работ, согласно (рисунку 2.9). Разработанный план инженерно-геологической карты тоннелей ТМ5-А, МТТ-1 и МПД представлен в Приложении А к настоящей диссертационной работе.

Согласно инженерно-геологической карте тоннеля ТМ5-А, пикетажи от 02+20м до 2+76 этого тоннеля пересекают верхние слои позднего сеномана. Наблюдается чередование известняков, сланцев и красных аргиллитов с гипсовым (K1al) слоем.

На основании инженерно-геологического картирования штольни МТТ-1 пикетажами между 00+00 м и 00+42 м этой выработки пересекают толщу верхнего позднего сеномана. Наблюдается чередование известняков, сланцев и аргиллитов с гипсовым слоем (К2см1).

По инженерно-геологическому картированию штольни МПД,- между ПК00+60 м и ПК02+16 м проходка выработки пересекает толщу верхнего сеномана. Наблюдается чередование известняков, сланцев и аргиллитов с гипсовым слоем (К2см1).

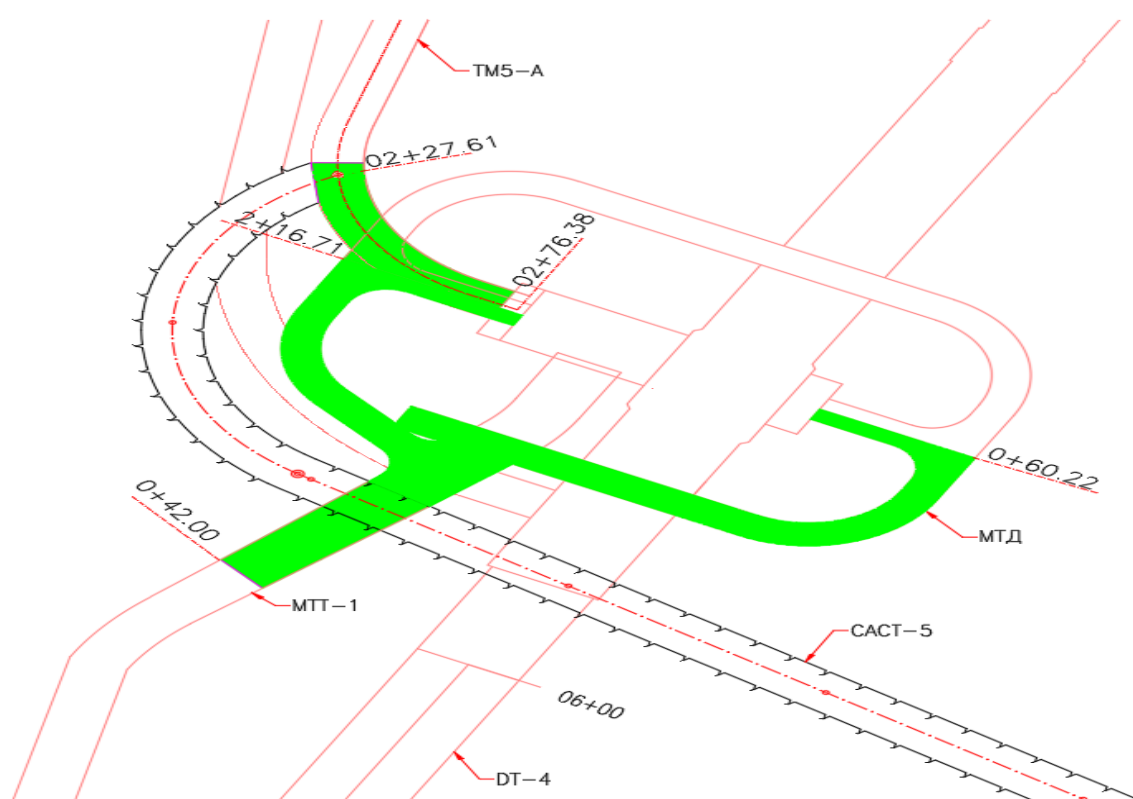


Рисунок 2.9. Расположение участков тоннелей ТМ5-А, МТТ-1 и МТД, инженерно-геологическое картирование которых использовалось для инженерной классификации горных массивов вдоль штольни САСТ-5.

2.3.3. Разрывы

Следует отметить, что изыскания проводились в районе выходного портала тоннеля САСТ-5, а также из геологического картирования тоннелей вокруг того же вспомогательного тоннеля. Во время этого исследования были зарегистрированы падение и направление падения несплошностей, а также расстояние (см), стабильность (м),

шероховатость и JRC (коэффициент шероховатости соединения), раскрытие (мм), заполнение, степень выветривания и состояние грунтовых вод. На рисунке 2.10. показаны контурная диаграмма и стереографическая проекция основных разрывов в горных массивах, окружающих тоннель САСТ-5.

Одна система разрывов представлена ниже:

Stereonet discontinuities / Стереограмма несплошностей

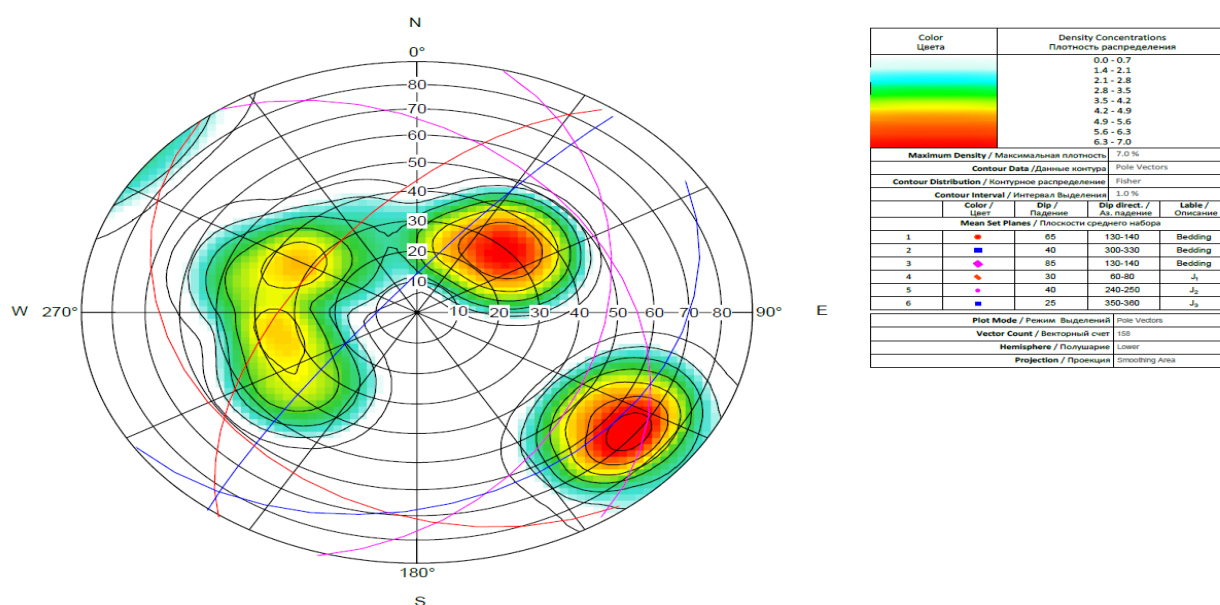


Table characteristics of the main discontinuities/ Таблица характеристики основных разрывных арушений

Type / Тип	Direc/ Dip Аз. / Угол падение (deg / град)	Persistence/ Продолж.	Spacing/ Расстояние (м/м)	Roughness/ Шероховатость	Aperture Шпр. Раскрытия (мм)	Infilling Заполнитель
J1 (bedding/ напластование)	130-140 / 55-70	>20	0.2-0.6	Rough or Slightly rough	1-3	Soft<5mm
J2 (bedding/ напластование)	330-300 / 45-50	>20	0.2-0.6	Rough or Slightly rough	1-3	Soft<5mm
J3 (bedding/ напластование)	130-140 / 75-85	>20	0.6-2.0	Rough or Slightly rough	3-5	Soft<5mm
J4 (join set / снст. тр)	60-80/ 30°40°	2-10	0.06 – 0.3	Rough	0.3-0.5	Hard<5mm
J5 (join set /снст. тр)	240-250 /40°-50°	3-7	0.06 – 0.1	Rough	0.3-0.4	Hard<5mm
J6 (join set /снст. тр)	350-360 /20°-25°	3-10	0.06 – 0.2	Rough	0.3-0.4	Hard<5mm

Рисунок 2.10. Контурный график и стереографическая проекция основных неоднородностей в горных массивах вокруг САСТ-5

2.3.4. Разломы

Как видно на рисунках 2.6. и 2.7, на плане и продольном геологическом профиле тоннеля САСТ-5 показаны разломы, эти представленные типы разломов не пересекаются при проходке тоннеля.

Направление падения и падение трех из этих разломов (первой и второй ветвей F21 и Ионахшского) представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2.-Падения и направления падения разломов в горных массивах вокруг подходного тоннеля САСТ-5

Разлом	Направление падения /Падение
F21 первая ветвь	135/75-80
F21 вторая ветвь	140/50-70
Ионахшского	140-180/85-90

2.4. Гидрогеология

В гидрогеологическом плане участок, по данным скважины RE16 на глубине 27-30 м расположен в зоне синклинальной складчатости, что соответствует изменению типа пород, а также проходка тоннеля САСТ-5 может свидетельствовать об обводненности сеноман-альбских отложений. Учитывая сильную трещиноватость и распространение известковых и мергелистых пород, предполагается, что максимальная обводненность распространена на замочном участке складчатой области.

Исходя из данных скважин RE11 и RE15 в зоне близ Ионахшского разлома, УГВ не выявлено. Предположительно находится на уровне реки [9,10].

Проявление подземных вод, при проходке, прямо связано с климатическими условиями территории. Ожидается обильное водопроявление на период половодий и паводков, связанных с фильтрацией, в частности, с деятельностью поверхностных вод.

2.4.1. Оценка геомеханических параметров массива горных пород

Основные системы классификации природных массивов, следующие:

RQD – оценка по прочности природного массива, который определяется отношением количество трещин на длину исследуемого участка;

Q – система оценки по устойчивости выработки разработанный Бартоном, который определяется от 6 параметров RQD (см. выше), J_n (количество систем трещин), J_r (шероховатости поверхности трещин), J_a (выветрилось изменения состояния трещин), W (обводненность массива), SRF (напряжённое состояние массива);

RMR - рейтинг горного массива, по устойчивости, с учетом геологических условий (прочности, выветрелости, водопроявления, условий залегания и трещиноватости);

GSI – индекс геологической прочности, предложенный Хоэком, зависящий от литологии, структуры и состояния массива. Также определяется с помощью RMR.

2.4.2. Индекс геологической прочности (GSI)

Рейтинг Массива горных пород (RMR) и оценка GSI для гетерогенных массивов горных пород.

Для каждого обнажения или забоя, при проходке тоннеля, выполняется картирование, и выявляется, и зарисовывается состояние горных пород, которое дает возможность для оценки массива с помощью системы рейтинга горной массы (RMR). Далее сравнивается и присваивается индекс прочности по таблице, разработанной Мариносом и Хоэком в 2000 г.

Для оценки RMR используется сумма баллов по шести параметрам классификации:

- прочность (МПа); RQD (%);
- расстояние между трещинами (м);
- состояние разрывных нарушений (длина, устойчивость (м); ширина раскрытия (мм); шероховатость; заполнение (дробления); выветрелость)
- водопроявления;
- состояние тоннеля в зависимости от трещиноватости и ориентации.

По материалам инженерно-геологического картирования трасс тоннелей, которое проходило по данному участку и охватывало геологические формации верхнего и нижнего мела, а также юрских

отложений. В Таблица 2.3. представлены значения индексов прочности по Хоэку-Брауну 2000 г., взятые с данных подземного картирования по проходкам туннелей ТЗ9, Т23 и СТ-4.

Таблица 2.3. Значения GSI для массивов горных пород на различных участках проходки подходного тоннеля ДТ-5 – САСТ -5 по Хоэку-Брауну 2000 г.

№	Геол. формация	Пикет (м)		Описание	GSI (флиш)	
		От	До		Мин - макс	Класс
1	K ₂ al	00+00	00+12	Аргиллиты и песчаники с прослойками известняков. Более 3-х систем трещ. RQD= 41	30-40	C
2		00+12	01+04		40-45	B
3	K ₂ cm	01+04	01+35	Песчаники и известняк, аргиллиты мергелистые. Более 3-х систем трещ. RQD =31	35-40	C
4		01+35	01+84		30-35	C-D
5		01+84	02+07		35-40	C
6	K ₂ al	02+07	02+60	Аргиллиты, песчаники с прослойками известняков. Более 3-х систем трещ. RQD= 41	40-45	B
7	K ₁ lt	02+60	02+85	Аргиллитов, известняков, алевролитов и гипсов. Более 3-х систем трещ. RQD= 41	35-40	C
8	K ₁ mg	02+85	02+95	Песчаники, с прослойками алевролитов. Более 3-х систем трещ. RQD=41	30-35	D
9		02+95	03+15		30-35	E
10		03+15	03+25		25-30	E
11	J ₃ gr	03+25	03+44	Аргиллиты, с линзами гипсов. RQD= 41	20-25	F
12	K ₁ jv ₁	03+44	03+64	Алевролитов и аргиллитов с прожилками гипсов. Более 3-х систем трещ. RQD = 50	40-45	C-D
13		03+64	03+72		35-40	C

Критерий разрешения Хоэка-Брауна

Для оценки параметров прочности и деформируемости горных пород вдоль трассы тоннеля САСТ-5 используется такие характеристики как, GSI, m_i и прочность при одноосном сжатии (UCS) ненарушенных пород.

Распределения напряжений на различных участках по Хоеку-Брауну для трещиноватых массивов горных пород определяется по формуле:

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

где: σ_1 – максимальное нормальное напряжение; σ_3 – минимальное нормальное напряжения; σ_{ci} – прочность пород при одноосном сжатии; m_b, s и a - константы критерия разрушения Хоека-Брауна, которые зависят от характеристик горного массива

Программа RocLab для расчетов используют выходные параметры. Основные параметры расчета включают в себя определения прочностных (C и ϕ), сцепления и угла внутреннего трения, а также деформационных, (E_m) модуля общей деформации, параметров для каждой инженерно-геологической элемента. Основными входными параметрами являются средние значения USC и m_i , а также оценка геологического состояния горных пород. С учетом фактора опасности ($D=0.5$) разрушений массивов при проходке.

Выводы по главе 2:

1. Проведен анализ инженерно-геологических, горно-механических исследований и проектирование проходки, выемки и выбор типа крепи подходного тоннеля САСТ-5 на правом берегу Рогунской ГЭС.
2. Произведена оценка различных рисков, угрожающих безопасности людей в проходке гидротехнического тоннеля при возникновении чрезвычайных ситуаций.
3. Проанализированы мощность сильно трещиноватых пород, образующейся - вследствие проходки, глубина сохранных пород с целью выбора основных систем временной крепи горных пород для подходного тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС в различных типах пород и литологических разностях.

Глава 3. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЫБОР МЕТОДОВ ПРОХОДКИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТОННЕЛЕЙ

3.1. Анализ результатов исследований напряжений проявляющихся вокруг подземных выработок

Для обеспечения надежности и экономичности подземных сооружений и плотин важное значение имеют свойства и характеристики горных пород и оснований. Хотя за последние годы механика горных пород получила значительное развитие, однако множество вопросов следует дополнительно изучать. Трудность заключается в том, что горные породы не являются однородными, ни изотропными и, кроме того, в естественных условиях находятся в сложном напряженном состоянии, обусловленном характером их залегания и происхождения. При этом играют роль, как макро, так и микрогеологические факторы. К влияющим факторам относятся тектонические, т.е. наличие, как микротрещин, так и зон дробления со смещением крупных массивов относительно друг друга и складчатости. К ним же относят ориентацию напластований по отношению к сооружению, наличие интрузивных пород, пересекающих основной массив, явления выветривания под действием химических, механических и термических воздействий, влияние грунтовых вод и региональная сейсмичность района строительства.

Геологические условия залегания пород наряду с перечисленными факторами и характеристиками самих пород имеют первостепенное значение в вопросе о напряженном состоянии горного массива.

В современной практике тоннелестроения большое внимание уделяется изучению влияния естественных внутренних напряжений в горных породах на поведение их при проходке выработок, напряженное состояние и деформации подземных несущих конструкций.

Концентрация в скале больших внутренних напряжений сжатия является причиной внезапных выбросов кусков породы из стен выработок, перегрузок временных крепей с обрушением кровли и других

неблагоприятных явлений вызываемых перенапряжением скалы. При больших внутренних напряжениях в скале и появлении пластических деформаций обделки напорных тоннелей и сводчатые перекрытия подземных машинных зданий подвергаются нагрузке со стороны породы с течением времени. Наличие значительных естественных внутренних напряжений в горной породе объясняется тем, что в обделке могут возникать напряжения, равные внутреннему напряжению в скале или даже больше их. При этом напряжения в обделке могут со временем возрасти вплоть до образования трещин в тех случаях, когда пластические деформации горной породы больше возможных деформаций ползучести бетона. В обратном случае обделка подвергается действию весьма малых нагрузок со стороны породы, которые со временем могут совершенно исчезнуть. Существованием естественного равновесного сжатия скалы можно объяснить успешную работу обделок некоторых напорных тоннелей, в которых вследствие недостатков, допущенных при проектировании и строительстве могли появиться трещины и опасные деформации. Таким образом, возможность предварительной оценки внутренних напряжений в породе окружающих горные выработки позволяет обеспечить безопасность проходческих работ и проектировать экономичные и надежные конструкции обделки, учитывая возможные осложнения, возникающие в связи с неблагоприятными особенностями горных пород, как возникновение местных концентраций напряжений, анизотропия, трещиноватость и ряд других.

Известны многочисленные случаи, когда измеренные экспериментальным способом внутренние напряжения в породах подземных выработок резко расходились с напряжениями, определенными в зависимости только от веса вышележащей скалы. В связи с этим в современной практике исследования подземных сооружений широко развиты экспериментальные натурные испытания, по определению естественных напряжений в массиве горных пород. Измерения напряжений могут производиться на стенках подземных выработок или в глубине массиве.

При исследовании напряжений в скале подземных сооружений Рогунской ГЭС применялись геофизические и геомеханические методы на одних и тех же участках массива. В качестве геофизических использовались методы сейсмического профилирования и просвечивания, сейсмического и ультразвукового каротажа, а в качестве геомеханических, в основном, метод прессиометрии.

В 2009-2010 гг. исследования выполнялись в восьми скважинах (в четырех вертикальных и четырех горизонтальных), пробуренных в подходной штольне П-1, пройденной по машинному залу. Результаты выполненных ЦСГНЭО РФ исследований в обобщенном виде представлены в таблице 3.1, в которой в числителе приведены результаты, полученные в зонах массива, ближайших к выработкам (в зонах разгрузки массива), а в знаменителе – в более удаленных от выработок зонах (в относительно сохранных зонах). Как видно из таблицы 3.1. при прессиометрических испытаниях по сравнению геофизическими данными получены более низкие модули деформации массива. Это может быть связано с тем, что порода в ближайшей окрестности стенок скважин при их бурении разгружается, что влияет на результаты опытов [123].

Таблица 3.1. Характеристика массива, определенные в исследованиях 2009-2010 г.г.

Скорости продольных волн V_p м/с		Модуль деформации E (среднее значение). МПа			
		по геофизике		по прессиометрии	
в алевролитах	в песчаниках	в алевролитах	в песчаниках	в алевролитах	в песчаниках
3100-3400	$\frac{3100 - 3400}{3700 - 4200}$	5400	$\frac{5500}{8400}$	$\frac{2750}{4900}$	$\frac{3900}{5600}$

В таблице 3.2 приводятся расчетные характеристики свойств алевролитов и песчаников, залегающих на участке машинного зала и трансформаторного помещения, полученные на основе обобщения результатов комплексных исследований. Эти характеристики (как прочностные, так и деформационные) при расчетах напряженно-деформированного состояния системы «подземные выработки-вмещающей

массив» могут корректироваться с целью наилучшего соответствия результатов расчетов данным натурных наблюдений за смещением скального массива.

Таблица 3.2. Рекомендуемые расчетные характеристики пород и массив на участке подземного машинного зала Рогунской ГЭС

Породы	Зона массива	Свойства в образце			Свойства в массиве					
		ρ , г /см ³	R_c МПа	R_p МПа	E МПа	E_ϵ МПа	μ (б/р)	φ град	C МПа	$R_{p,r}$ МПа
Алевролиты k_1ab_1	Зона разгрузки	2,70	35	3,5	3000	2300	0,33	37	0,5	0,3
	Относительно сохранный зона	2,72	50	5	5500	4000	0,28	45	1,2	0,8
Песчаник k_1ab_2	Зона разгрузки	2,62	70	6	5000	4100	0,3	42	1,0	0,6
	Относительно сохранный зона	2,64	90	8	9000	7800	0,22	55	2,0	1,0

В 2009 г исследования проводились в скважинах, пробуренных из машинного зала и из подходной штольни П-1б. Результаты геофизических измерений, проведенных в масштабе 10-3м3 (ультразвуковые измерения), показали, что поле напряжений в зоне влияния машинного зала характеризуется большой изменчивостью в массиве и были зафиксированы как зоны повышенных сжимающих напряжений, достигающих 23-26 МПа, так и локальные зоны растягивающих напряжений до 4МПа, при средней величине напряжений $\sigma_{cp} = 11,2$ МПа. В масштабе сейсмических измерений (блок размером $n \cdot 10^3 m^3$) величины напряжений в зоне влияния выработок изменялись в меньших пределах: от 1,6 до 15,4 МПа, при среднем значении по всем участком $\sigma_{cp} = 5,7$ МПа. При этом минимальный средний уровень напряжений (4,3 МПа), был отмечен вблизи машинного зала, в то время как в окрестности подходной штольни напряжение в среднем составило 8,0 МПа. По результатом небольшого числа определений величина σ выполненных в наиболее удаленных от выработок частях массива, было определено, что вертикальная компонента поля напряжений в относительно сохранным

массиве составляет 14,5 МПа, горизонтальная компонента – 17,0 МПа тектоническая составляющая поля естественных напряжений при этом составила 13,3 МПа [123].

Результаты исследований проведенных различными научными организациями в течении разных сроков, приведены в таблице 3.3. Однако, на основании фундаментальных исследований, известно, что естественные природные тектонические напряжения, после закрепления всех выработок, восстанавливаются до первоначальной величины за относительно небольшой срок по времени.

Таблица 3.3. Результаты исследований проведенных различными научными организациями в разные сроки

Организации	Год	Напряжения (кг/см ²)		
		вертикальные	горизонтальные	горизонтальные
Ташгидропроект	1976	260	350	280
	1978			
НИС гидропроект	1990	140	180	150
АН Кыргызстан (метод разгрузки)	1979	105	182	129
АН Кыргызстан (ультразвук)	1979	-	240	165

Таблица 3.4. Прочностные и деформационные (упругие) свойства пород слагающих массив окружающей выработку машинного зала Рогунской ГЭС

Породы	Сопротивление		Модуль деформации кг/см ²	Коэффициент крепости <i>f</i>	Удельной упруги отпор кг/см ²
	$\sigma_{сж}$ кг/см ²	$\sigma_{растяж}$ кг/см ²			
Песчаники (k_1ab_2)	650-1500 1050	75-100 85	85000	6-7	700
Алевриты (k_1ab_1)	400-1180 600	50-60 55	55000	5	550
Линзы разломов и разрывов	-	-	20000	2	150

Из приведенных данных и приближенных расчетов следует, что с учётом перераспределения и концентрации напряжений в сводах, с повышением глубины проходки выработки, возникают нагрузки, превышающие пределы прочности породы, особенно в ключе свода.

Запредельные напряжения в своде снижают его несущую способность, вызывают согласно исследованием д.г-м.н. Г.А. Маркова и других видных учёных - явления ползучести, переходящей в хрупкое разрушение породы.

Массив горных пород в связи с наличием трещиноватости рассматривается как состоящий из отдельных структурных блоков, имеющих или не имеющих сцепления между ними. При оценке прочности и устойчивости массива принимается во внимание средний и минимальный размеры структурного блока.

Наличие трещиноватости (блочности) массива до потери или устойчивости не оказывает существенного влияния на характер распределения полей напряжений, если отсутствуют крупные тектонические трещины или карстовые полости и действующие в массиве напряжения не превышают предела упругости или пропорциональности для соответствующего деформационного типа породы, а рассматриваемая область массива превышает размер единичного структурного блока. В этом случае оценка напряженного состояния массива может быть сделана как для массива однородного (квазиоднородного) и упругого [124].

При исследовании напряжений в скале под сооружениями гидроэлектростанции Канисада и Пикоте (Португалия) применялся метод, основанный на снятии напряжений на поверхности цилиндрических кернов, обуренных в стенках выработок. В начале испытаний на ГЭС Канисада керны бурились алмазными бурами большого диаметра. На поверхности каждого керна закладывалось шесть электрических приборов – экстензометров конструкции *Болдуин SR-4* для замера напряжений из них три внутри контура обуренного керна и три вне его. В дальнейшем техника опытов была изменена – керн обуривали ручным способом, а напряжения замерялись более совершенными приборами Сандерс Рое, установленными только внутри обуренной поверхности на приклеенной к скале фольге [124,125].

Для уточнения техники бурения кернов, установки приборов и замеров напряжений, а также проверки работы приборов и соответствия их показаний действительным величинам напряжений в скале проведены лабораторные испытания. Специально изготовленные гранитные призмы размером 27x27x58см, на которых устанавливались измерительные приборы, подвергались сжатию 500тонн прессом, а затем проводилось сравнение созданных таким образом напряжений, с напряжениями, рассчитанными по замеренным приборами деформациям. Расхождение данных составило примерно 30%, что было признано приемлемым для практических целей.

Измерение внутренних напряжений в скале на строительстве ГЭС Канасида проводились в уравнильной шахте на глубине 65 м от дневной поверхности. На расчищенных скальных участках в семи пунктах были укреплены электрические экстензометры конструкции *Болдуин SR – 4* типа AI, смонтированные на приклеенных к скале тонких фольговых пластинках. Буровое оборудование было установлено на деревянных лесах. Бурение велось нормально к поверхности скалы. Сначала отсчёты брались по наружным приборам через каждый сантиметр бурения. После углубления на 7см буры убирались, и замеры делались по внутренним приборам. Затем бурение продолжали до глубины 21см, делая отсчеты по каждому прибору. По окончании бурения керн вынимали и испытывали в лаборатории для определения механических характеристик скалы. На основании полученных данных имелась возможность рассчитать внутренние напряжения в скале, которые приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5. Внутренние напряжения в скале, рассчитанные по результатам опытов в уравнильной шахте ГЭС Канасида

Местоположение прибора	№ опытных пунктов	Модуль упругости скалы, кг/см ²	По данным наружным экстензометров		По данным внутренним экстензометров	
			Максимальные главные напряжения, кг/см ²	Минимальные главные напряжения, кг/см ²	Максимальные главные напряжения, кг/см ²	Минимальные главные напряжения, кг/см ²
Поверхность со стороны верхнего бьефа	1	213000	-64	-54	-123	-32
	2	249000	-135	-100	-94	-24
	3	212000	-170	-131	-164	-108
	4	180000	-117	-92	-176	-19

Поверхность со стороны нижнего бьефа	5	130000	-71	-37	-83	-43
	6	180000	-78	-54	-	-
	7	200000	-66	-36	-66	-2
Средние величины			-100	-72	-118	-43

Измерение внутренних напряжений в скале на строительстве ГЭС Питоке производилось в двух выработках: в подземном здании в основании пят свода до его бетонирования и в поперечной галерее шинной шахты [124].

Обуривание керна производилось вручную. Наблюдение за температурой скалы во время бурения велось с помощью термоэлементов, заложенных в небольших скважинах. Вокруг установленных приборов был сделан круговой прорез, образовавший керн радиусом около 10 см и пройденный отдельными скважинами глубиной по 5 см. Продолжительность обуривания керна была в начале опытов от 6 до 12 часов и в последних опытах сократилась до 2 часов.

Определение модуля упругости скалы производилось в лаборатории на специальной установке. Полученные данные позволили определить величины напряжений в скале, которые приведены в таблице 3.6.

Таблица 3.6. Внутренние напряжения в скале, рассчитанные по результатам опытов в подземных сооружениях ГЭС Питоке

№ опытных пунктов	Максимальные главные напряжения, кг/см ²	Минимальные главные напряжения, кг/см ²	Средние значения	
			Максимальные главные напряжения, кг/см ²	Минимальные главные напряжения, кг/см ²
а) в подземном здании ГЭС				
1	-67	-12	-80	-35
2	-92	-52		
4	-428	-320	-364	-242
5	-300	-163		
б) в галерее к шинной шахте				
1	-310	+200	-300	-78
2	-210	0		
3	-105	+15		
5	-350	-142		
6		-465		

3.2. Проходка гидротехнических сооружений с предварительным укреплением методом инъекции

Строительство тоннелей в условиях нашей республики выполняется в сложных гидрогеологических условиях, которые выражают в наличии водоносных сильнотрещиноватых горных пород, зон разломов и дробления и пр. связано со значительными трудностями, которые обусловлены низкой несущей способностью горных пород, а также необходимостью ведения работ в условиях больших притоков воды и напоров грунтовых воды.

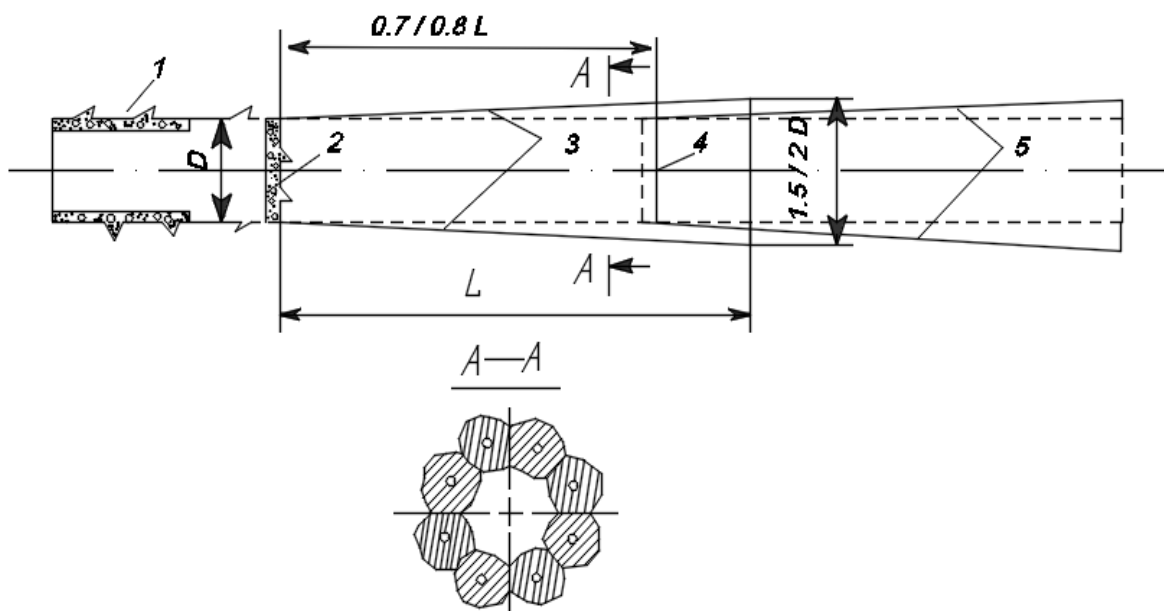
При проходке в таких участках требуется либо изменение технологии тоннелюпроходческих работ (например, замена горного способа на щитовой метод), а также проведения специальных мероприятий для повышения прочности пород и их водонепроницаемости.

Следует отметить, что к числу таких мероприятий возможно применение замораживания грунтов, укрепления грунтов и скальных пород методом инъекции растворов под высоким давлением, электрохимического и термического упрочнения и т.п. Это позволит во многих случаях осуществлять проходку горной выработки в сложных горно - геологических условиях без применения дорогостоящей щитовой опалубки.

Следует отметить, что одним из наиболее эффективных способов укрепления грунтов в скальных породах при строительстве тоннелей в сложных геологических и гидрогеологических условиях является метод предварительной инъекции, который в последнее время получил за рубежом довольно широкое распространение. Этот метод представляет интерес и для строительства тоннелей в сложных горно-геологических условиях республики.

В практике тоннелестроения предварительное укрепление пород в большинстве случаев осуществляют через скважины, пробуренные непосредственно из тоннеля. Из забоя тоннеля бурят опережающие скважины под небольшим углом к его оси (рисунок 3.1). В результате инъекции растворов под давлением происходит укрепление окружающих

пород, а дальнейшая проходка тоннеля осуществляется в упрочненной породе. Размеры инъекционных зон, давление нагнетания и составы инъекционных растворов назначаются в зависимости от крепости и проницаемости пород, а также гидрогеологических условий трассы [21,22,23,24,25].



Рисунки 3.1. Схема опережающей инъекции

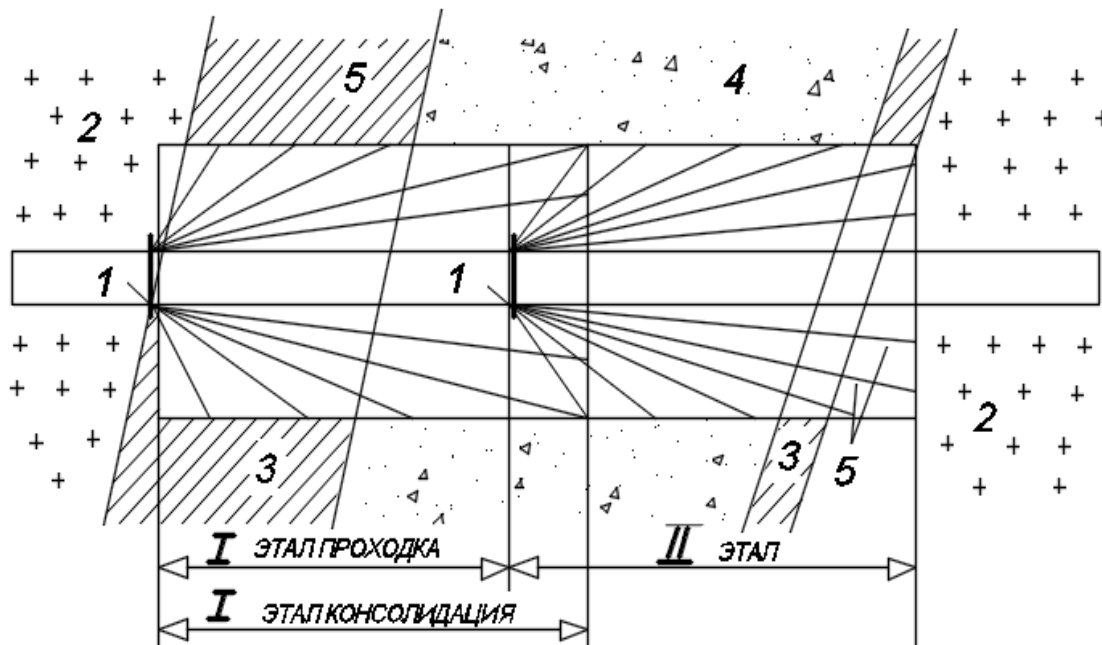
1 — бетонная обделка; 2 — бетонная стенка в забое; 3 — опережающие инъекционные скважины; 4 — положение следующего забоя; 5 — опережающие скважины следующего забоя.

Рассмотрим современные примеры использования этого метода при разработке тоннелей в различных горно-геологических условиях с целью определения области его применения в отечественной практике.

Например, один из первых примеров успешного применения метода опережающей инъекции - консолидация раздробленных пород при проходке напорного тоннеля ГЭС Розелан-Бати (Франция). Трасса тоннеля (диаметр 4,2 м, напор 1,6 МПа) пересекала зону сильнораздробленных перетертых пород (угольные сланцы, кварциты, известняки) толщиной около 75 м. Давление грунтовых вод достигало до 2 МПа [16,23-26].

На основании анализа различных специальных методов проходки и их экономического сравнения было принято решение применить метод

консолидации пород путем цементации под большим давлением (рисунок 3.2). Перед выполнением работ по инъекции в тоннеле перед разрушенными породами была сооружена рабочая камера длиной 10 м с железобетонной обделкой и забетонирован лоб забоя. Далее работы проводили в два этапа.



Рисунки 3.2. Схема консолидации раздробленных пород при проходке туннеля ГЭС Розелан-Бати

1 - бетонная стенка в забое; 2 - сохраненные породы; 3 - сильно раздробленные угольные сланцы; 4 - раздробленные и перетертые кварциты и известняки; 5 - концентрические ряды скважин пробуренных из туннеля.

Первоначально через лобовую стенку был пробурен пучок расходящихся скважин, которые образовывали концентрические конусы и имели слабый наклон к оси туннеля. Скважины бурили на глубину 45 м отдельными зонами по 5 м в угольных сланцах и по 3 - 4 м в известняках. Консолидирующие растворы, нагнетали сразу после бурения. Всего было пробурено 96 скважин общей длиной 3070 м.

В каждую зону сначала под давлением 7 МПа нагнетали растворы силиката и бикарбоната натрия, а затем под давлением от 8 до 15 МПа - цементный раствор. В угольные сланцы нагнетали только цементный раствор под давлением до 7 МПа. Состав силикатных растворов был подобран таким образом, что время гелеобразования составляло 30 мин. Цементные растворы

приготавливали с водоцементным отношением 2:1 на шлаковом цементе марки 250-315. Скважины бурили одновременно четырьмя станками типа «Крелиус».

Для контроля надежности закрепления породы было пробурено 10 скважин с отбором керна. Испытания показали, что на этом участке необходимо провести дополнительную инъекцию. Поэтому было пробурено восемь дополнительных скважин общей длиной 686 м и произведена повторная инъекция глинисто-цементных растворов с глинисто-цементным отношением от 3:10 до 3:4 и водоцементным отношением от 1:1 до 2:1. Консолидация первого участка длиной 46м была закончена за 3месяца, после чего проходку тоннеля продолжили. Проходку второго участка длиной 40 м осуществляли по аналогичной технологии.

Следует отметить, что в особо сложных геологических и гидрогеологических условиях был построен тоннель Авали гидроузла Литани (Ливан). Деривационный тоннель Авали протяженности 17 км имеет подковообразное сечение, диаметр в свету 3,25 и 3,4 м. Глубина заложения тоннеля составляет от 200 до 1000м. Проходку тоннеля осуществляли из нескольких забоев буровзрывными способами. Средняя скорость проходка составляла от 200 до 300 м/мес.

Породы, пересекаемые тоннелем, представлены трещиноватыми известняками и мергелями юрского и мелового периодов, которые чередуются с пластами кремнистого песчаника с различной степенью сцементирования и водопроницаемости. Давления грунтовых вод на некоторых участках трассы тоннеля достигало 7,5 МПа.

При проходке участка слабо сцементированного песчаника в забой, разрушились большие массы песка и воды, в результате чего тоннель на участке длиной около 3км оказался заполненным песком. Фильтрационный расход воды временами достигал 6000 л/с. Работы по сооружению тоннеля были остановлены. Необходимо было разработать мероприятия по ликвидации последствий этой аварии и специальные методы последующей

проходки. После сравнения нескольких вариантов решили сделать следующее:

- провести дополнительные геологоразведочные работы для уточнения характера явления;
- выполнить обширное дренирование зоны водонасыщенного песчаника для снижения напора грунтовых вод;
- провести опытные работы по укреплению грунта методом инъекции химических и цементных растворов;
- изменить первоначальную трассу тоннеля с тем, чтобы пересечь пласты песчаника по наиболее короткой траектории;
- расчистить песчаные завалы и установить герметичные непроницаемые затворы через каждые 250м по трассе тоннеля.

После проведения комплекса геологоразведочных и опытных работ, а также расчистки тоннеля от песчаных завалов (на это потребовались около 1 года) работы по строительству тоннеля были возобновлены. Горнопроходческие работы вели с обязательным бурением опережающих разведочных скважин. В тех случаях, когда результаты разведки и последующих испытаний грунтов свидетельствовали о наличии зоны водонасыщенных песчаников, производили укрепление этих зон путем силикатизации и цементации.

Инъекцию растворов в скважины вели последовательными зонами глубиной 4-5м при высоких давлениях (6-8 МПа для гелеобразующих растворов и 10-15 МПа для цементных). Работы по инъекции, как и при строительстве тоннеля ГЭС Розелан Бати, выполняла фирма «Электрисите де Франс» (ЭДФ) по аналогичной технологии.

Следует отметить, что успешному применению метода опережающей инъекции способствовало выполнение в больших объемах дренажных работ. Благодаря наличию системы дренажных скважин в ряде случаев удалось резко снизить напор грунтовых вод, что значительно облегчило проведение работ по нагнетанию растворов.

Применение методов опережающей инъекции и дренажа оказалось весьма эффективным при проходке тоннеля Авали в слабоцементированных водонасыщенных песчаниках и неоднократно применялось в ходе строительства этого тоннеля.

Укрепление пород методом опережающей инъекции можно применять и при проходке тоннелей встречными забоями, что значительно сокращает время работ.

Примером успешного укрепления пород методом опережающей инъекции может служить также строительство Гран-Сасского автодорожного тоннеля через Аппенинские горы в Италии.

Гран-Сасский переход состоит из двух параллельных тоннелей длиной по 10км, расположенных на расстоянии от 50 до 100м один от другого. Средняя площадь сечения туннеля 55м^2 , ширина проезжей части 7,5м. Максимальная скорость проходки составила 15 м/сут [21, 22, 27, 28, 29].

Для обеспечения геологической разведки и отвода грунтовых вод проходили разведочную штольню.

Породы, пересекаемые тоннелем, представлены в основном известняками и доломитами с различной степенью трещиноватости. Существующая, кроме того, зона тектонического разлома толщиной около 90м пересекает весь массив и выходит на поверхность, представляющую собой впадину, которая является естественным резервуаром для наземных вод. Через впадину осуществляется постоянный приток воды по всей зоне разлома. Давление грунтовых вод на уровне трассы тоннеля в отдельных местах достигало 2 МПа.

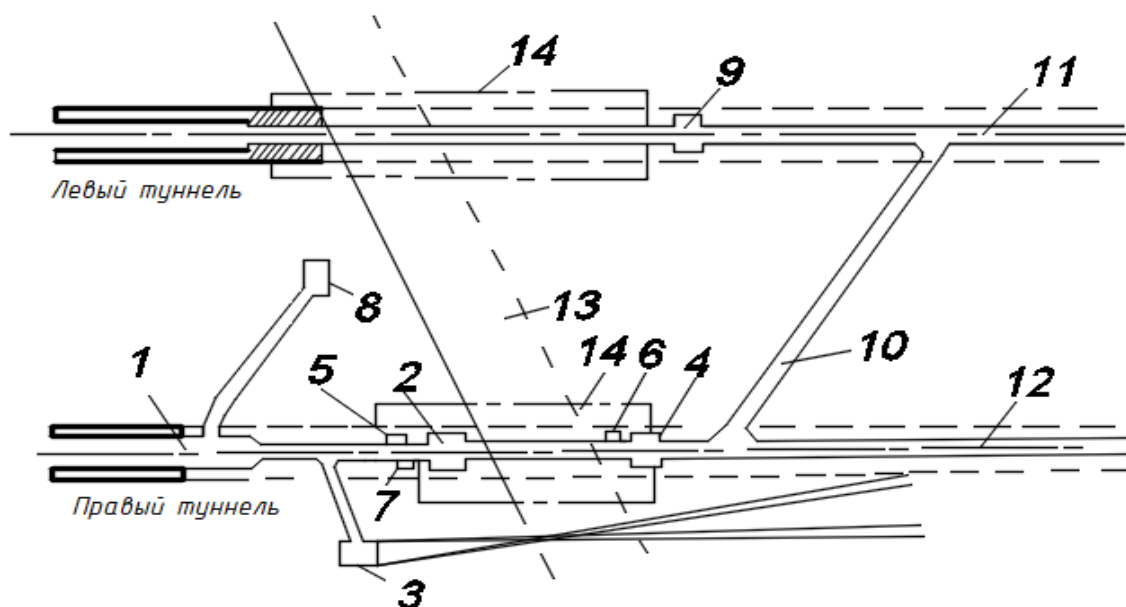
При подходе тоннеля к зоне разлома в забой левого тоннеля, пройденного на длину около 2км, прорвалась вода. Максимальный приток достигал 4500 л/с при давлении 2 МПа. Проходка была приостановлена и принято решение провести укрепление пород зоны разлома методом инъекции растворов.

Укрепление пород на участке разлома проводили в два этапа (рисунок 3.3). На первом этапе осуществляли укрепление породы и проходку правого пилот-тоннеля диаметром 3,5-4м по оси будущего правого тоннеля, на втором -окончательное укрепление породы из опережающей выработки.

Растворы инъецировали также в два этапа: сначала цементно-бentonитовые растворы для придания грунту прочности и водонепроницаемости, а затем силикатные растворы для укрепления мелкопористых пород. Инъецирование осуществляли отдельными зонами длиной от 1 до 5м в зависимости от степени трещиноватости пород. Давление нагнетания цементно-бentonитовых растворов 10 - 12МПа, а силикатных растворов 6 - 8 МПа.

Силикатные растворы готовили на основе силиката натрия, в качестве отвердителя применяли патентованные реагенты С508 и С600.

Проходку зоны разлома 13 осуществляли в такой последовательности. После проходки и оборудования камеры 1 провели укрепление 45-метрового участка пород по оси правого тоннеля.



Рисунки 3.3. Схема консолидации и проходки зоны разлома при строительстве Гран-Сасского тоннеля. 1 – ось тоннеля; 2- камера; 3 – дренажная камера; 4 –7- рабочая камера; 8-камера оборудования; 9 – камера; 10 – рассечка; 11 -12 – пилот-тоннеля; 13-зона разлома; 14 –укрепительные породы.

Диаметр укрепленной зоны составлял 11 м. Пилот-тоннель 12 был пройден на участке длиной 35м, после чего была оборудована камера 2 для проведения работ по инъекции следующего участка зоны разлома.

Параллельно с этими работами выполняли проходку дренажной камеры 3 и бурение сети дренажных скважин, что позволило почти вдвое снизить гидростатический напор в зоне разлома.

После сооружения пилот - тоннеля через зону разлома были пройдены и оборудованы рабочие камеры 4 - 7, что позволило параллельно с работами по укреплению пород 14 вокруг основного тоннеля осуществлять его проходку.

Разработку породы при сооружении как пилот-тоннеля, так и основного тоннеля вели отбойными молотками без выполнения буровзрывных работ. Для временной крепи использовали металлические арки и по стальной сетке укладывали набрызгбетон.

Всего при проходке правого тоннеля пробурили 12,3 км скважин для пилот-тоннеля и 61,5 км для основного тоннеля. При этом было израсходовано 5340 т силикатного раствора и 3150 т цементно-бентонитового.

Для проходки левого тоннеля перед зоной разлома оборудовали камеру 8 и за зоной разлома выполнили вспомогательную рассечку 10 и камеру 9.

Укрепление пород при проходке левого пилот-тоннеля 11 производили из камеры 9 и 10 в один прием. Пилот-тоннель проходили двумя забоями, что позволило существенно сократить производительность работ. Укрепление пород для разработки основного тоннеля производили через радиальные скважины из пилот - тоннеля.

При проходке левого тоннеля пробурили 14,1 км инъекционных скважин, что позволило вести работы по сооружению пилот-тоннеля, и 54,6 км для ведения работ по основному тоннелю. При этом было израсходовано 4095 т гелеобразующего и 2490 т цементнобентонитового раствора.

Контрольное бурение скважин с отбором кернов и последующим их испытанием на одноосное сжатие показало, что прочность укрепленных

пород составляет от 3 до 9 МПа. По результатам этих испытаний на отдельных участках провели дополнительное укрепление пород.

Применение вышеописанного метода оказалось эффективным не только в скальных трещиноватых водоносных породах, но и в глинистых грунтах при больших притоках воды. В этих условиях успех метода зависит от проведения комплекса предварительных мероприятий по дренированию водонасыщенных пород, осуществления нагнетания раствора под высоким давлением (до 12 МПа), а также от применения различных добавок для повышения пластичности растворов, уменьшения водоотделения при транспортировке, ускорения схватывания, увеличения прочности и т.д. Этот метод можно рассматривать как универсальный, однако применение его в каждом конкретном случае требует технико-экономического обоснования.

Однако рассмотренный метод имеет недостатки, к которым относят, прежде всего, длительность проведения инъекции. Так, при строительстве Гран-Сасского автодорожного тоннеля на проходку двух параллельных тоннелей через зону разлома толщиной 88 м потребовалось 2,5 года. Кроме того, следует отметить необходимость выполнения большого объема лабораторных и натурных исследований.

Проходка тоннелей с предварительным укреплением пород методом инъекции при наличии различных бригад (горнопроходческая и цементационная) и оборудования требует особенно четкой организации работ и постоянного контроля качества укрепляемой породы.

3.3. Результаты натурных измерений статических анализов и их оценки при проходке гидротехнических сооружений

В скальных горных породах метод контурного взрывания позволяет избежать нарушений за пределами проектного контура, обеспечивает возможность более крутых и устойчивых откосов уступов и выемок, уменьшает трудоемкость работ по заоткоске основания и откосов, а также уменьшает переборы и начать увеличение устойчивости законтурного массива.

Использование способа контурного взрывания при проходке подземных горных выработок обуславливает повышение технических требований к точности оконтуривания и качеству вновь образованной контурной поверхности, показатели которых (законтурные переборы и шероховатость поверхности выработанного пространства) определяются точностью исполнения проектного паспорта буровзрывных работ (БВР). Следует отметить, что паспорт БВР реализуется в производственных условиях, как правило, со многими отклонениями фактических параметров от расчетных, что вызвано инструментальными и методическими ошибками маркшейдерских измерений при выносе оси и проектного контура на забой выработки. Нарушения технологии контурного взрывания обусловлены техническими возможностями применяемого горнопроходческого оборудования или структурно-геологическими особенностями разрабатываемых горных пород, а также организационными причинами, которые приводят к существенным нарушениям.

Одним из путей предотвращения технологических нарушений, как известно, является регламентирование буровых работ в соответствии с нормативными допусками отклонений от расчетных значений параметров размещения контурных шпуров. При этом нормы отклонений должны учитывать реальные возможности бурового оборудования и квалификационный уровень проходчиков, поэтому нормирование следует производить на основе фактических данных о параметрах размещения шпуров и результирующих показателей эффективности контурного взрывания. Однако, в связи с этим принято решение выполнить натурные измерения при проходке горных выработок и произвести статистический анализ результатов с целью оценки возможности их использования для нормирования.

Взрывное разрушение напряженных сред и выявление при этом закономерностей являются предметом исследований многих ученых. Значительный вклад по решению изложенной проблемы внесли научные

труды известных ученых: Адушкина В.В., Боровикова В.А., Жарикова И.Ф., Ключкова В.Ф., Крюкова Г.М., Кутузова Б.Н., Родионова В.Н., Менжулина М.Г., Фокина В.А., Шемякина Е.И., Ханукаева А.Н., и др [30].

Для количественной оценки точности выполнения паспорта буровзрывных работ (БВР) относительно проектного контура горных выработки на первом стадии были выполнены: соответствующие забойные измерения основных элементов пространственного расположения контурных шпуров (113 примеров). При проходке горных выработок были применены буровые установки «Максиматик» фирмы «Тамрок» (Финляндия) без применения средств автоматического забуривания и ориентирования шпуров по направлению. В качестве метода взрывания, обеспечивающего повышение устойчивости обнажений массивов горных пород путем снижения воздействия на них взрыва, а также получение ровных стенок горных выработок заданного профиля и для относительного точного соблюдения выемочных контуров и сохранность сооружений применялся метод контурного взрывания.

Следует отметить, что во время проходки горных выработок были пробурены 113 контурных шпуров. Результаты забойных измерений основных элементов пространственного расположения контурных шпуров (113 примеров), приведены на рисунке 3.4 и в таблице 3.7. Полученные анализы в таблице 3.7 показывают, что исследуемые параметры меняются в широком диапазоне относительно их расчетных значений. Однако, лишь 24.8% примеров укладываются в рекомендуемые интервалы изменения отклонения устья шпуров от линии проектного контура выработки ($C_0 = \pm 5\text{см}$). Аналогичная картина и в изменении угла наклона шпуров к проектной поверхности выработки, где в пределах допустимых его значений ($\varphi = 2...4^\circ$) содержится 28.3% выборочных данных. Важно отметить, что общее количество шпуров с отрицательной направленностью в сторону выработанного пространства составило 23%. Столь значительные отклонения указанных параметров от расчетного положения контурных шпуров

обусловили еще большие пределы изменчивости величины отклонения шпурового дна от проектного контура выработки и законтурных переборов (размах соответственно 92 и 64 см).

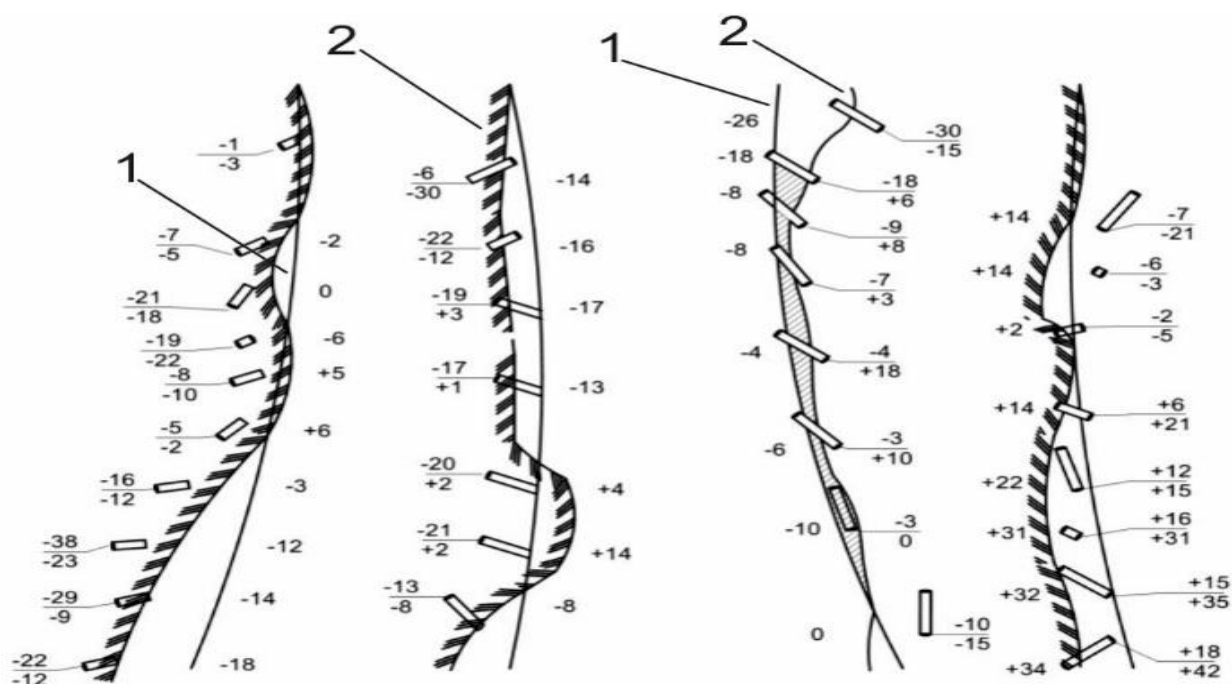


Рисунок 3.4. Результаты забойных измерений параметров контурных шпуров:

1 – линия проектного контура выработки, 2 – фактический контур, числитель – отклонения устья шпура, знаменатель – отклонение шпурового дна от линии проектного контура выработки.

Для всех исследуемых параметров расположения шпуров и результирующих показателей взрывания отмечена высокая степень изменчивости, которая характеризуется стандартными отклонениями S_x или коэффициентом вариации, за исключением расстояния между контурными шпурами в ряду, где $K_{\text{вар}}=24\%$; вместе с тем, как свидетельствуют значения критерия согласия А. Н. Колмогорова [31, 32, 33], фактическое распределение результатов забойных измерений во всех случаях с высокой точностью соответствует нормальному теоретическому (табл. 3.7), что указывает на случайный характер этих величин и позволяет успешно использовать закономерности нормального распределения при статистическом исследовании параметров контурного взрывания.

Оценка эффективности контурного взрывания с помощью показателя степени гладкости стенки и кровли выработки, определяемого по методике

на основе результатов забойных измерений амплитуды шероховатости и законтурных переборов, заслуживает внимание [31, 32]. Показатель степени гладкости P , представляющий собой отношение количества амплитуд, значения которых не выходят за пределы $a \pm 15$ см (a -среднее значение), к общему количеству измерений, в данном случае составил 94 % при среднем квадратическом отклонении $S_a = 8,2$ см ($S_a \leq 9,1$), что соответствует первой категории гладкости с оценкой «отлично». Этот же показатель, вычисленный по данным о законтурных переборах, составил 85% при $S_h = 11,5$ см, ($S_h \leq 11,7$ см), что соответствует второй категории качества оконтуривания с оценкой «очень хорошо».

Можно отметить, что на первый взгляд высокие показатели эффективности контурного взрывания не соответствуют значительному разбросу и другим характеристикам изменчивости параметров расположения контурных зарядов. Однако, из анализа данных последней графы таблицы 3.1, можно видеть, что 67-75 % первичных результатов измерения этих параметров и результирующих показателей качества оконтуривания группируются около средних своих значений в довольно узком диапазоне их изменения, ограниченном величиной стандарта ($\bar{x} \pm S_x$), чем и обусловлено вполне удовлетворительное качество оконтуривания выработок. Также можно отметить, что средние значения переборов и амплитуды шероховатости весьма малы (0,9 и 0,04 см), и фактически соответствуют проектному контуру выработки, поэтому рассматриваемый интервал ($\bar{x} \pm S_x$) и содержание в нем первичных данных о параметрах размещения контурных зарядов могут быть использованы в качестве критериев при разработке нормативных, требований к точности исполнения паспорта БВР и нормирования законтурных переборов. Поскольку приведенные ранее факторы, ведущие к нарушениям технологии контурного взрывания на данном этапе развития производства, имеют место в любом случае БВР при проходке подземных горных выработок в скальных породах. Однако, можно заключить, что рассмотренные статистические

характеристики параметров пространственного расположения контурных шпуров, а также законтурные переборы и показатели шероховатости являются типичными для условий ведения работ, где бурение осуществляется без применения автоматических средств установки бурового инструмента [31]. Однако подобные обобщения по результирующим показателям эффективности применения метода контурного взрывания требуют проведения специальных массовых измерений законтурных переборов в широком диапазоне условий проходки горных выработок и выполнения соответствующего оценочного статистического анализа полученных данных [30, 34, 35]. В качестве основополагающей концепции нормирования нами принято требование о взаимном соответствии между нормативными допусками для показателей геомеханической эффективности взрывания и для забойных параметров пространственного расположения контурных зарядов, обеспечивающих заданные ограничения законтурных переборов и шероховатости. Из-за значительного разброса исследуемых технологических параметров контурного взрывания проведено сравнение их между собой с целью выявления взаимосвязей, количественной оценки устойчивости последних и определения степени влияния аргументирующих факторов на законтурные переборы.

Таблица 3.7. Статические характеристики фактических параметров пространственного расположения контурных шпуров при проходке подземных горных выработок

Характеристика	Расстояние между шпурами в ряду, м	Отклонение от проектного контура выработки, см		Угол наклона шпура к оси выработки град.	Законтурные переборы, см	Амплитуда шероховатости
		Устья шпура	Шпурового дна			
Пределы вариации параметра	0,1-0,84	-40-18	-42-50	-1,4-11,4	-24-40	-13-21
Количество примеров в выработке	202	113	113	113	113	128
Среднеарифметическое значение	0,5	-12,6	-1,6	-1,7	0,9	0,04

Доверительные интервалы среднего	0,48-0,52	-14,7-10,5	-4,7-1,5	1,2-2,2	-1,2-3	-1,4-1,5
Выборочная дисперсия S_x^2	0,015	129,1	272,2	7,8	132,4	68,1
Среднее квадратическое отклонения S_x	0,12	11,4	16,5	2,8	11,5	8,2
Критерий согласия Колмогорова λ	0,48	0,075	0,018	0,082	0,194	1,40
Вероятность реализации критерия $P(\lambda)$	0,965	1	1	1	1	0,178
Величина интервала $\bar{x} \pm S_x$	0,38-0,63	-2,4-1,2	-18,1-14,9	-0,5-4,5	-10,5-12,4	-8,2-8,3
Объем выборки в интервале v	74,9	68,1	67,2	69,0	69,0	70,4

Степень соответствия выборочного распределения нормальному теоретическому определяется условием $P(\lambda) \gg 0,05$. Доверительные интервалы для среднего определены с надежностью 0,9.

Таблица 3.8. Статистические характеристики корреляционных взаимосвязей между параметрами пространственного расположения контурных шпуров

Статистические характеристики	Корреляционное уравнение				
	$\hat{h} = 14 \dots 0,75C_0$	$\hat{C}_1 = 8,3 + 0,8C_0$	$\hat{h} = 2,1 + 0,35C_1$	$\hat{h} = h(\varphi)$	$\hat{C}_1 = -0 + 4,3\varphi$
Коэффициент корреляции r	0,570	0,570	0,490	0,042	0,640
Ошибка определения коэффициента корреляции σ_r	0,056	0,063	0,072	0,094	0,056
Надежность коэффициента корреляции μ	10,100	9,000	6,700	0,450	11,300
Среднее квадратическое отклонение относительно линии регрессии S_{n-2}	10,300	13,500	10,900	-	12,200
Коэффициент детерминации d	0,302	0,325	0,240	0,002	0,410
Объем выборки в доверительной зоне линии регрессии, %	31,000	30,100	29,200	-	29,200

\hat{h} - законтурные переборы, см; C_0 - отклонение устья контурного шпура от линии проектного контура выработки, см; C_1 - то же, отклонение шпурового дна, см; φ -угол наклона контурного шпура к проектной поверхности выработки, град. Границы доверительной зоны во всех случаях установлены с вероятностью 0,99.

Определено, что между сопоставляемыми величинами имеются корреляционные зависимости и характеризуются коэффициентом корреляции $r=0,49-0,64$ с надежностью $\mu_r=6,7-11,3$, что существенно больше, чем критическое значение ($\mu_k=2,6$ (табл. 3.8, рис. 3.5) [31, 32]. Следует отметить практически полное отсутствие связи между величиной законтурных переборов и углом наклона шпуров к оси выработки, сопоставление которых $\hat{h} = h(\varphi)$ характеризуется низкими коэффициентами корреляции и детерминации (соответственно 0,042 и 0,02). Наблюдается достаточно устойчивая корреляционная зависимость между законтурными переборами \hat{h} , отклонением шпурового дна C_1 от проектного контура выработки и угла наклона контурного шпура φ , выраженная уравнениями:

Следует отметить, что известно

$$\hat{h} = 2.1 + 0.35C_1; \quad (3.12)$$

$$\widehat{C}_1 = -10 + 4.3\varphi; \quad (3.13)$$

где: \hat{h} , \widehat{C}_1 - законтурные переборы и отклонение шпурового дна от проектного контура выработки, соответствующие линии регрессии рассматриваемых зависимостей, см.

Из представленных в таблице 3.2 корреляционных зависимостей уравнение (3,13) характеризуется наибольшими значениями коэффициентов корреляции (0,64) и детерминации (0,41), указывающими на высокую степень влияния угла наклона шпура φ на величину отклонения \widehat{C}_1 что можно также видеть из геометрических построений при заданном значении $C_0=0$. По-видимому, корреляционная связь $\hat{h} = h(\varphi)$ в сущности имеется, но в данной совокупности результатов забойных изменений не проявляется.

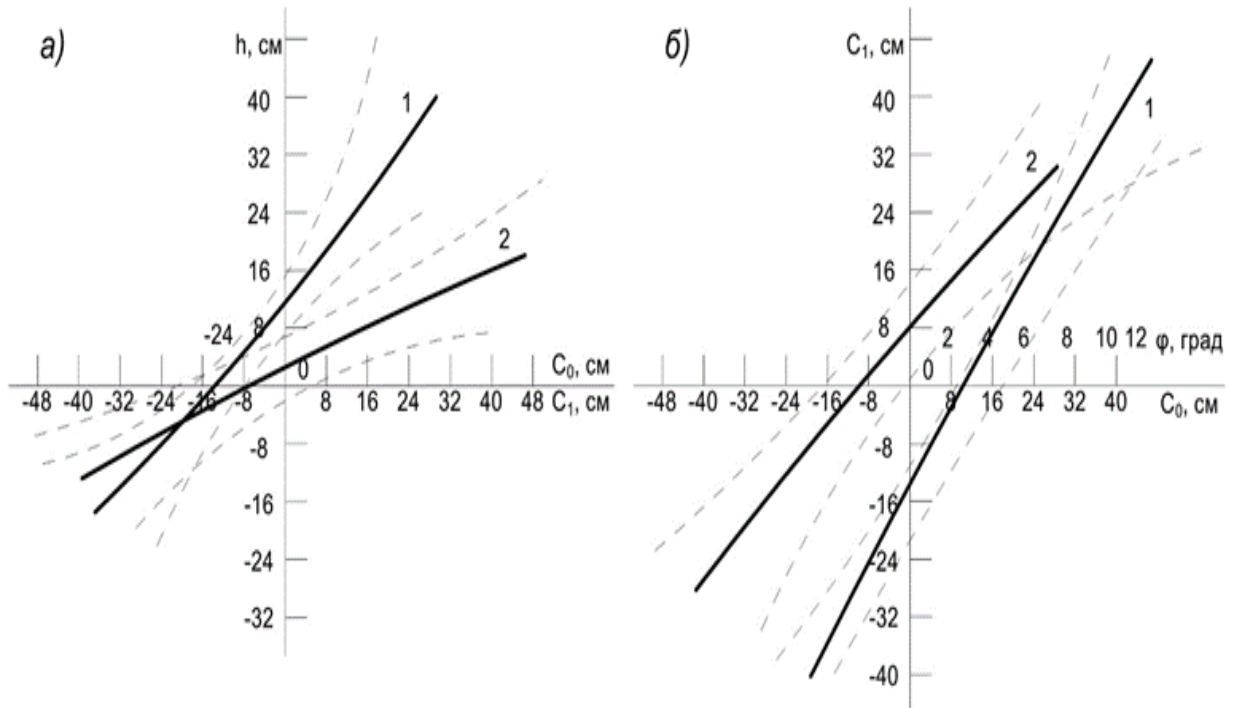
Сравнение зависимостей (3.12) и (3.13) с уравнениями:

$$\hat{h} = 14 + 0,75C_0; \quad (3.14)$$

$$\widehat{C}_1 = 8,3 + 0,8C_0; \quad (3.15)$$

Полученные анализы показали, что изменение величины C_1 и соответствующее изменение переборов \hat{h} в уравнении (3.12) в большей мере

обусловлены отклонениями устья шпуров C_0 от проектного контура выработки и эффективностью взрывной отбойки пред контурного слоя, характеризуется коэффициентом использования контурных шпуров, тогда как формула (3.13) совсем не учитывает взаимодействие взрыва контурного заряда с окружающим массивом породы.



Рисунки 3.5. Изменение законтурных переборов h в зависимости от величины отклонения:

а) 1 – устья шпура C_0 , 2 – шпурового дна C_1 , от проектного контура выработки (а) и зависимость отклонений шпурового дна C_1 ; б) 1 – угла наклона контурных шпуров φ , 2 – величины отклонения устья шпура C_0 от проектного контура выработки (б). (сплошные – линии регрессии, штриховые – границы доверительной зоны с вероятностью 0.99 для соответствующих линий регрессии).

Поэтому уравнение (3.12) и (3.13), несмотря на опосредованное соотношение между h , C_1 , φ и высокие показатели устойчивости корреляционной связи, не показывают наличия зависимости $\hat{h} = h(\varphi)$ и не могут быть использованы для её установления путем совместного решения. Таким образом, изложенное позволяет исключить из дальнейшего рассмотрения параметр C_1 (отклонение шпурового дна от проектного контура

выработки) как не имеющий определяющего влияния на результативность контурного взрывания, вследствие чего нормирование его нецелесообразно.

Для установления совместного влияния аргументирующих параметров C_0 и φ на величину законтурных переборов использовали метод множественной корреляции [31,32,36-39]. Получены следующие корреляционные уравнения:

$$\hat{h} = 7.6 + 0.56C_0 + 0.16\varphi; \quad (3.16)$$

$$\text{или } \hat{h} = 8.1 + 0.56C_0 + 0.16\Delta\varphi; \quad (3.17)$$

где: Δ -отклонения угла наклона контурного шпура от расчетной технологической его величины, равной 3 град.

Зависимости (3.16) и (3.17) характеризуются коэффициентом корреляции $R=0,55$ с ошибкой его определения $\sigma_R=\pm 0,065$ при коэффициенте надежности $\mu = 8,38 \gg 2,6$ (условие устойчивости корреляционной связи). Коэффициент детерминации, характеризующий долю вариации величины h , обусловленную суммарным влиянием отклонения C_0 и угла φ , составляет $d=0,302$, т. е. на уровне значений для парных (однофакторных) зависимостей, что соответствует объему выборки в пределах границ доверительной зоны. Стандартная ошибка, допускаемая при определении величины законтурных переборов по уравнениям (3.16) и (3.17), в зависимости от исследуемых факторов составляет:

$$\sigma_{\text{доп}} = \sigma_h(1 - R^2)^{1/2} = \pm 9,6 \text{ см,}$$

где σ_h -среднее квадратическое отклонение по переборам (табл. 3.3); R -коэффициент корреляции для уравнений (3.16) и (3.17).

В отличие от уравнения $\hat{h} = h(\varphi)$, не получившего конкретного выражения из-за полного отсутствия корреляционной связи, рассматриваемые двухфакторные зависимости (3.16) и (3.17) обнаруживают заметное влияние угла наклона контурных шпуров φ на величину законтурных переборов при изменении его в пределах допустимых технологических отклонений:

$$\varphi_T + \Delta\varphi \geq \varphi > 0, \quad (3.18)$$

где φ_T -технологический угол наклона шпура к проектной поверхности выработки, $\varphi_T=3^\circ$; $\Delta\varphi$ -рекомендованное отклонение от технологического угла, $\Delta\varphi = \pm 1^\circ$.

Из сопоставления угловых коэффициентов в уравнениях (3.16) и (3.17) следует, что влияние угла наклона φ на величину переборов в данном случае в 3,5 раза меньше, чем влияние параметра C_0 .

Аналитическое выражение связи исследуемых параметров может быть записано так:

$$h = C_0 + L\eta \cdot \sin\varphi, \quad (3.19)$$

где L -глубина контурного шпура, см; η -коэффициент использования шпуров. Для глубины $L=3$ м и коэффициента $\eta=0,9$ в идеальном случае ведения буровзрывных работ формула (3.19) принимает вид:

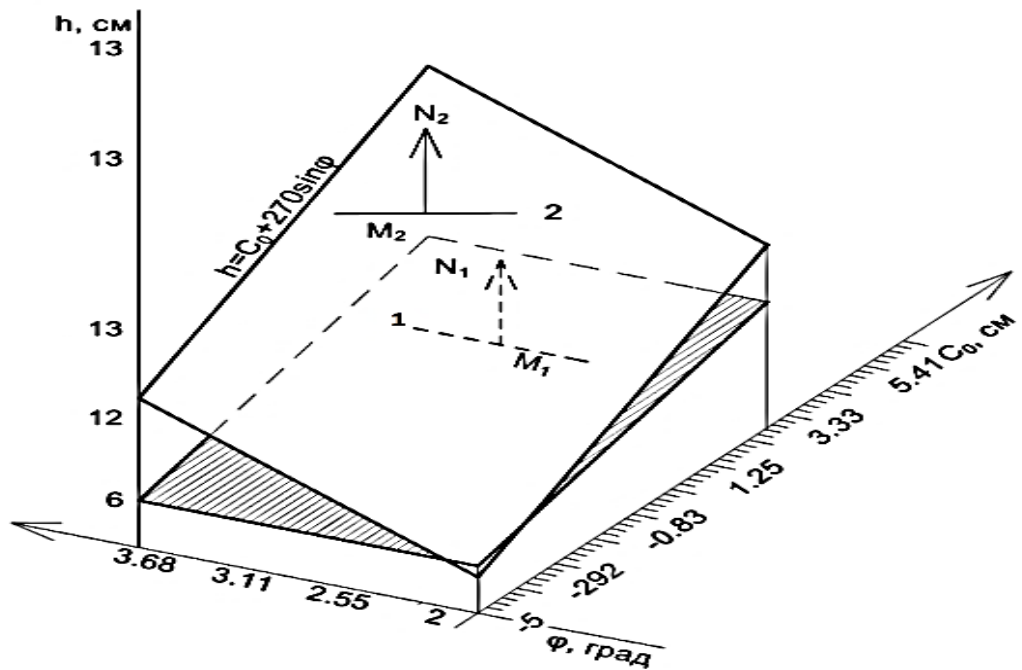
$$h = C_0 + 270\sin\varphi, \quad (3.20)$$

С целью наглядного представления совместного влияния исследуемых факторов на законтурные переборы выполнено графическое сопоставление уравнений (3.16) и (3.20) в трехмерном измерении (рисунок 3.6), где аргументирующие параметры, в соответствии с рекомендациями изменялись в пределах: $-5\text{см} \leq C_0 \leq 5\text{см}$ (относительно проектного контура выработки) и $2^\circ \leq \varphi \leq 4^\circ$. Наблюдаемое различие в пространственном положении функциональных поверхностей (корреляционной и теоретической), соответствующих уравнениям (3.16) и (3.20), показывает, что совместное влияние аргументирующих факторов C_0 и φ на величину переборов в выражении (3.20) существенно более интенсивное, чем в корреляционной зависимости (3.16), графически показанной на рисунок 3.6 заштрихованной плоскостью.

Для количественной оценки этого влияния выполнено сопоставление градиентов плоско-параллельного скалярного поля, характеризующих максимальную скорость изменения $h=h(C_0, \varphi)$ в направлении нормалей N_1 и N_2 к линиям уровня 3.16 и 3.17 (рис. 3.3). Так, в произвольно выбранных

точках M_1 и M_2 с координатами $C_0=2$ см, $\varphi = 3^\circ$, $h_1=9,21$ см и $h_2=16,12$ см численные значения градиентов соответственно составили $\text{grad } h_1/\text{grad}$, $h_2=0,56/5,70$ см при значениях ортов $i=1$ см, $j=0,0174$, $K=1$ см. Таким образом, уравнение (3.20) отражает более чем десятикратное превышение интенсивности, изменения функции $h_2=h_2(C_0, \varphi)$ в сравнении с корреляционной зависимостью (3.16) $\hat{h}_1 = h_1(C_0, \varphi)$, что свидетельствует о высокой степени влияния исследуемых параметров на результирующий показатель эффективности контурного взрывания h .

Расчеты по условиям $C_0 = \text{const}$; $\varphi_1= 2^\circ$; $\varphi_2 = 4^\circ$ (I) и $\varphi = \text{const}$; $C_0 = -2$ см; $C_0= +2$ см (II) показали существенно более интенсивное влияние угла наклона контурных шпуров на переборы, в сравнении с отклонением устья шпура C_0 , особенно в поле уравнения (3.20), где степень влияния угла φ (Δh при $C_0 = \text{const}$) в 30 раз превосходит величину приращения Δh по уравнению (3.16). Аналогичные сравнения результатов расчета по условию II характеризуются лишь двукратным превышением степени влияния C_0 (Δh при $\varphi = \text{const}$) в сопоставляемых формулах (3.20) и (3.16).



Рисунки 3.6. Графическое сопоставление функциональной (1) и корреляционной (2) зависимости законтурных переборов h от величины отклонения устья шпуров C_0 и угла наклона их φ к проектной поверхности выработки

3.4. Укрепительная цементация оснований плотин в гидротехнических сооружениях

В современной практике гидротехнического тоннелестроения применяется укрепительная цементация породы под значительным давлением и на большую глубину высоконапорных тоннелей и шахтных турбинных водоводов в трещиноватых и недостаточно водопроницаемых породах. Укрепительная цементация применяется также вокруг подземных зданий ГЭС как для консолидации породы, так и в целях снижения инфильтрации.

Метод укрепительной цементации горных пород, является одним из эффективных методов при строительстве подземных сооружений, который широко применяется в практике строительства зарубежных стран, стран СНГ и Республику Таджикистан. Широкое внедрение способа укрепительной цементации горных пород в практике строительства объясняется консолидацией раздробленных горных пород и уменьшение водопритоков при строительстве подземных сооружений.

При проходке участка тоннеля Розелан – Бати (Франция) был применен следующий метод (рисунок 3.7) [22].

В прочных кристаллических сланцах перед разрушенными породами была сделана рабочая камера длиной 10м, имеющая железобетонную обделку и лобовую стенку. Скала за обделкой была тщательно проинъекцирована. Далее работы проводились в два этапа.

Сначала через лобовую стенку был пробурен пучок расходящихся скважин, образующих концентрические конусы и имеющих слабый наклон к оси тоннеля. Скважины бурились на глубину 45м зонами по 5м в угольных сланцах и по 3-4м в породах триаса с замедленным нагнетанием консолидирующих растворов. Всего было пробурено 96 скважин общей длиной 3070 м.

Следует отметить, что сначала в каждую зону нагнетались растворы силиката натрия и бикорбаната натрия под давлением 70 атм. Затем под

давлением от 80 до 150 атм. нагнетался цементный раствор. В угольные сланцы нагнетался только цементный раствор под давлением до 70 атм.

Скорость схватывания и прочность отвердившего силикатного раствора зависит от отношения

$$\alpha = \frac{\text{вес бикарбоната}}{\text{объем сликата при } 35^{\circ}\text{C}};$$

где: α – вязкость раствора, определяющая способность проникновения его в грунт, от отношения

$$\alpha = \frac{\text{объем воды}}{\text{объем сликата при } 35^{\circ}\text{C}}.$$

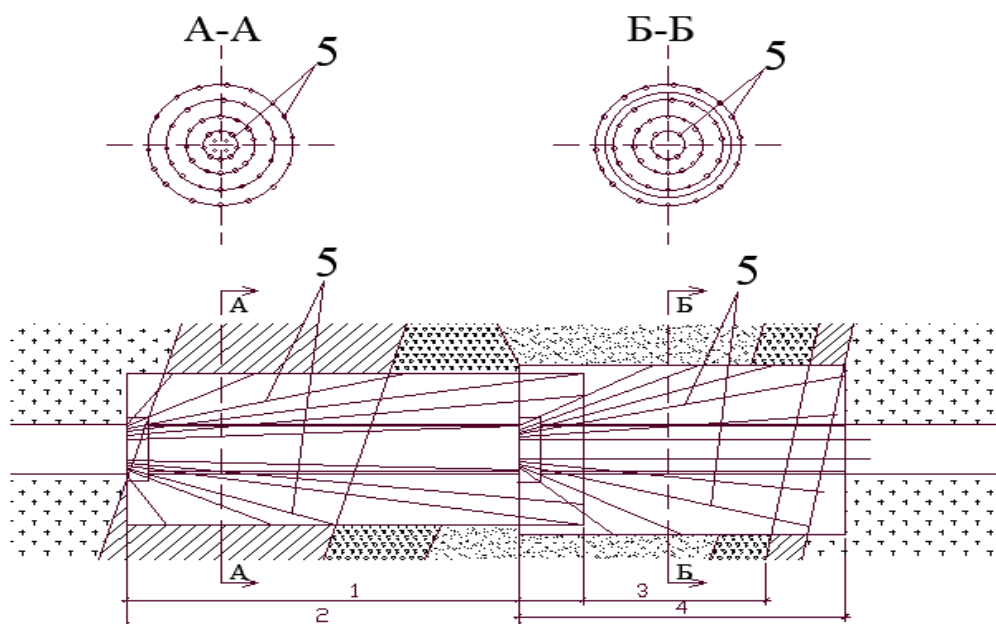
Предварительными опытами были установлены оптимальные величины отношений $\alpha = 0,153$ при времени схватывания 30 мин и $\beta = 4 \div 8$.

Цементные растворы приготовились с водоцементным отношением 2 на шлаковом цементе марки 250-315. Скважины бурились одновременно четырьмя станками вращательного бурения типа Крелиус.

Чтобы убедиться в надёжности закрепления породы и образования вокруг будущей проходки консолидированной зоны толщиной не менее 5 м, было пробурено 10 контрольных скважин. После этого было пробурено 8 дополнительных скважин длиной 686м и произведена повторная инъекция глинисто-цементных растворов с глинисто-цементным отношением от 0,3 до 0,75 при водоцементным отношений от 1 до 2. Консолидация первого участка длиной 46м была закончена за 3 месяца.

После завершения консолидации начались работы по проходке, которые велись следующим образом. Сначала был пройден верхний направляющий ход минимального сечения. С отставанием на несколько метров производилось расширение верхней половины сечения тоннеля с установкой через 0,75м арочной крепи диаметром 5,20м из двутавров №18 и продольных балок из спаренных уголков 100х200. Пространство между арками бетонировались. В конце направляющего хода, который был пройден только на 36м, с тем чтобы впереди забоя оставалось закреплённая толща грунты

порядка 9м, была сооружена армобетонная лобовая стенка. Следом за креплением верхней части сечения производилось расширение и крепление нижней половины с установкой нижних элементов крепи полуколец, из таких же двутавров и уголков. Под защитой этого крепления была осуществлена основная обделка тоннеля внутренним диаметром 4,4м толщиной 0,4м с двойной арматурой диаметром 40мм, установленной через 45см.



Рисунки 3.7. Схема консолидации раздробленных пород при проходке тоннеля Розелан-Бати

1-I этап, консолидация на глубину 45м; 2-I этап, проходка участка 46 м; 3 – зона сильно перетертых известняков; 4 –II этап, консолидация и проходка участка 40м; 5- концентрические ряды скважины.

Разработка угольных сланцев велась частично с помощью мелких взрывов, а консолидированных пльвунов-только отбойными молотками.

На основе опыта проходки первого участка было решено пройти второй участок в один прием тем же методом со следующими изменениями. Толщину консолидированного грунта в верхней половине тоннеля было решено принять равной 7 м, а в нижней 4 м. Число скважин было принято 72 с размещением их в восьми рядах, общая длина составила 2161м. -глубина зон цементации было уменьшена до 2,5 м. Время схватывания силикатных растворов было уменьшено до 15мин, а коэффициенты α и β были приняты

соответственно 0,16 и 6. Цементные растворы применялись только с добавкой глины при глинисто-цементном отношении 0,25. После нагнетания в основные скважины было пробурено 19 контрольных и 8 дополнительных для усиления консолидации сомнительного участка.

Проходка второго участка велась так же, как и первого с той только разницей, что к расширению нижней половины сечения приступили лишь после окончания расширения и закрепления верхней половины на всей длине, так как опыт работы на первом участке показал неудобство работы с уступом [42].

Силикаты играют значительную роль в создании водонепроницаемости благодаря заполнению силикатным гелием. Кроме того, они увеличивают сцепление. Большим преимуществом силикатов является возможность нагнетания их при относительно малом давлении по сравнению с цементными растворами.

Влияние силикатизации на инъекцию цементных растворов играет второстепенную роль. Силикатизация позволяет избежать слишком быстрого обжата воды.

При цементации применение глинисто-цементных растворов представляется более эффективным. При нагнетании под большим давлением цементные растворы, проникая в более слабые прослойки обжимают - породы.

Цементный камень, таким образом, играет роль не только водонепроницаемого элемента. Он отжимает воду уже засиликатизированных масс породы, уплотняет её и увеличивает сцепление, благодаря чему порода делается также водонепроницаемой и более прочной.

Однако не следует, рассматривать примененный метод закрепления слабых грунтов как универсальный для всех аналогичных случаев. В каждом частном случае необходимо предварительно тщательно изучить местные условия и характеристики пород - их гранулометрию, физико-механические свойства, химический состав, давление грунтовых вод и т.д.

В дополнение к цементационным завесам считается обязательной площадная цементация всей площади основания плотины на глубину от 5 до 10м. Например плотина строящейся Рогунской ГЭС будет самой высокой в мире плотиной из грунтовых материалов – 335м. Длина плотины по гребню – 612м. В плотину предстоит уложить 71,3 млн.м³ грунта. плотина включает в себя наклонное ядро из обогащенной щебенисто - суглинистой смеси, фильтра из дробленного и отсортированного галечникового материала и упорной призмы камнем. По подошве ядра предусматривается площадочная цементация на глубину 8 м. Котлован под ядро покрывается бетоном толщиной 20см. По контуру ядра предусмотрена двухрядная глубинная цементационная завеса на глубину 50м.

Укрепительная цементация, которая производится для заполнения раствором зазоров и пустот между обделкой и породной стенкой, между обделкой и подпорной стенкой, между стальной облицовкой и бетоном.

Таблица 3.9. Фактические данные по заполнительной цементации некоторых тоннелей

Объект	Диаметр, м	Толщина обделки (минимальная), м	Характеристики пород	Тип временной крепи	Наибольшая давления нагнетания, атм	Шаг скважины	Расход растворы 1 м ² поверхности обделки
Строительный тоннель 1-го яруса Чарвакской ГЭС	11	0,8	Известняк трещиноватый, коронку	Арочная с затяжкой	6-12	2-5шт, 2,5м	0,274
Строительный тоннель Сарсанского гидроузла	4,4x6,4	0,3	Тудлобрекчий	Арочная с затяжкой	3	-	0,25
Деривационный тоннель Ингурской ГЭС	9,5	0,5	Известняк	Арочная анкерная	6	6-7шт, 2м	0,115
Напорные тоннели Капчагайской ГЭС (две первые нитки)	8	0,8	Порфирит	Анкерная	4	2-3шт, 3м	0,057
Подводящий тоннель Атбалинской ГЭС	5	0,25	Известняк крепкий	Анкерная крепкий	2	2-3шт, 3м	0,014

Из таблицы видно, что тоннели с временной арочной крепью с затяжкой имеют большие поглощения растворов. Это объясняется тем, что имеющиеся пустоты за затяжкой крепи не могут быть заполнены

бетоном во время бетонирования. В тоннелях с анкерной крепью поглощения раствора невелики, так как имеющиеся переборы заполняются бетоном во время бетонирования (кроме замка свода).

В технологии ведения работ по заполнительной цементации намечаются, и осуществляются следующие основные изменения по сравнению с ранее существующей:

1. Скважины 2-й очереди заглубляются в скалу на 0.3-04 м одновременно с заполнением пустот между бетоном и скалой, этим достигается заполнение крупных трещин, имевшихся в породе или образовавшихся там, в процессе проходки выработки, особенно в напорных тоннелях, в которых не предусматривается укрепительная цементация.

2. Состав цементно-песчаного раствора для высоконапорных тоннелей (при больших пустотах за обделкой) подбирается не только по прочности, но и по необходимой величине его модуля упругости.

3. При цементации скважин рядов 2-ой очереди применяется повышенное давление (до 8-12 атм).

Укрепительная цементация горных пород производится с целью улучшения упругих и противодиффузионных свойств пород обжатия обделки и её частичной изоляции от агрессивных грунтовых вод.

Таблица 3.10. Фактические данные по укрепительной цементации тоннелей

Объект	Глубина скважин, м	Шаг скважин	Давление цементации (наибольшие), атм	Расход цемента на 1м ³ закрепленной скалы, кг
Напорный тоннель Чарвакской ГЭС (правая нитка) напор 100-135 м. Основная цель цементации увеличения коэффициенты упругого отпора	2,4	12шт, 3м	1,5	2,33
Строительный тоннель I-го яруса Чарвакской ГЭС. Напор грунтовых вод 75 м. Основная цель цементации увеличения коэффициенты упругого отпора	4,2	9шт, 6м	15	1,47
Напорный тоннель Капчагайской ГЭС. Две нитки. Напор 46 м. Основная цель цементации увеличения	3	10 шт, 3м	8	12,0

коэффициенты упругого отпора пород.				
Строительный тоннель Ингурской ГЭС	10	17 шт, 2м	15	17,0
Подводящий тоннель Атбашинской ГЭС. Напор 20м. Основная цель цементации увеличения коэффициенты упругого отпора пород	3	бшт, 3м	7	0,92

В таблице 3.10 глубина зоны цементации в тоннелях составляет более 0,8 диаметра выработки, но не менее зоны разуплотнения пород вследствие проходки и взрывных работ. Однако в некоторых тоннелях, например, в строительстве Ингурской ГЭС глубина цементации завышена и могла бы быть сокращена.

Величина давления цементации, хотя и превышает внутренний напор в сооружениях, но во многих случаях занижена, например, в тоннелях Атбашинской, Чарвакской и Капчагайской ГЭС, где давление необходимо и возможно было увеличить до 20-30 атм.

При строительстве подводящего тоннеля длиной 2680м гидроэлектростанции мощностью 54 МВт на река.Рио Эюме, проходящего в весьма разнообразных геологических условиях, с целью определения возможного сокращения длины участков с железобетонной обделкой и требуемого объема цементации были проведены исследования микро-сейсмическим методом по всей длине тоннеля, позволившие установить участки нарушенных пород и спроектировать соответствующие обделки; исследования сейсмо-акустическим методом после окончания обделки и первичной цементации, повторная цементация на выявленных исследованиями участках слабых пород.

Сравнение динамических модулей упругости до и после цементации показало общее улучшение упругих свойств скальных пород. Потери воды на всем протяжении тоннеля составили всего 8 л/сек [42].

Результаты ранее проводимых исследований механических свойств скальных массивов в основаниях ряда плотин до и после укрепительной цементации различны в геологических условиях.

В бортах плотины Розелан, сложенных кристаллизованными сланцами, скорость распространения сейсмических волн до цементации 2750 м/сек, а после цементации 3800 м/сек, что свидетельствует о значительном повышении модуля упругости массива.

В напорном тоннеле Розелан-Бати после проведения глубокой (до 4м) укрепительной цементации в три приема, сначала при 6, затем при 25 и при 85 атм; динамические модули упругости скалы в непосредственной близости к обделке повысились от 40-70 до 100-110 тыс. кг/см². На расстоянии 2м от обделки заметного повышения модуля не наблюдалось.

В основании плотины Д'Авек, сложенном кварцитами и сланцами, модули упругости в одних зонах повысились после цементации с 125 до 140-170, а в других с 50 до 150 тыс. кг/см².

В основании плотины Сан Кассьен, сложенном гнейсами, деформации под нагрузкой 100 кг/см² составили:

-по вертикали до цементации, произведенной при давлении от 10 до 40 атм. в различных точках 0,59; 1,76; 3,56; 1,45 мм и после цементации соответственно 0,20; 0,62; 2,38 и 0,74 мм.

-по горизонтали до цементации 0,94; 0,74; 1,69; 1,08 а после цементации соответственно 0,62; 0,31; 1,01 и 1,34 мм.

Все эти данные убедительно свидетельствуют о значительном эффекте цементации с точки зрения улучшения деформативных свойств оснований.

Цемент для тампонажных растворов может быть любых марок, однако целесообразнее применять цемент марок 400-500.

Для облегчения нагнетания и уменьшения расслаиваемости раствора и возможных сроков схватывания в раствор вводят специальные добавки, придающие им требуемые свойства.

Первичное нагнетание производят пневматическим нагнетателями под давлением 0,5 МПа. Контрольные нагнетания цементного раствора за обделку производят раствора насосами высокого давления [44,45].

3.5. Способы проведения цементационных работ в гидротехническом строительстве

В строительстве подземных разработок все чаще обсуждается вопрос о необходимости применения высоких технологий и специальных методов для проходки подземных выработок в зонах со сложными гидрогеологическими условиями. Следует отметить, что в этих случаях существенно снижается скорость проходки, особенно в неустойчивых водонасыщенных породах, в таком случае приходится даже изменять направление и увеличивать протяженность трассы гидротехнических сооружений, что приводит к удорожанию работ и продлению сроков строительства.

Строительство подземных сооружений, особенно большой протяженности, по трассе проходки неизбежно пересекает со сложными гидрогеологическими и горно-геологическими условиями, которые значительно осложняют строительство и требуют специальной технологии и способов для эффективного их преодоления. В связи с этим разработке способов возведения подземных сооружений уделяется особое внимание.

Одним из эффективных способов при строительстве подземных сооружений является способ цементации горных пород, который широко применяется в практике строительства зарубежных стран и стран СНГ. Широкое внедрение способа цементации горных пород в практике строительства объясняется консолидацией раздробленных горных пород и уменьшение водопритоков при строительстве подземных сооружений.

Основные виды цементационных работ, проводимых при строительстве подземных сооружений, указаны ниже:

Предварительная цементация пород, которая производится при строительстве подземных сооружений с целью повышения водопритока и закрепления неустойчивых пород (в зоне карста, трещиноватых и тектонических нарушений).

Следует отметить, что заполнительная цементация, производится для заполнения раствором зазоров и пустот между обделкой и породной стенкой,

между обделкой и подпорной стенки, между стальной облицовкой и бетоном [43].

Также по такой схеме выполнялось укрепление пород при строительстве напорного тоннеля Эсифь-Эль-Хаммале (Алжир). Тоннель диаметром 2м и длиной 2км пересекал 40-метровую толщу сильнораздробленных пород (сланцы, доломиты и частично ангидриды), насыщенных сильноминерализованной водой. Гидростатическое давление достигало 0,5 МПа.

Сначала были выполнены разведочные работы. Из каждого забоя (низового и верхнего) пробурили по шесть скважин длиной 20-25 м каждая. Две скважины проходили вдоль оси тоннеля, остальные под углом 30° к ней. Это способствовало укреплению породы вокруг всего тоннеля. Скважины бурили одновременно с верховой и низовой сторон тоннеля до взаимного пресечения, затем начали их цементацию.

Давление нагнетания достигало 10 МПа. Поглощение цемента на верховом участке тоннеля составило 125 тонн и на низовом 209 тонн. Длина участков обработки в каждом забое 20-25 м.

На втором этапе выполняли последовательную обработку пород, которые должен был пересечь тоннель. Обработку пород с верхового забоя выполняли через две группы скважин, общее поглощение цемента составило 17 тонн. Укрепление скального массива с низового забоя осуществляли таким же способом, однако было пробурено три группы скважин, поглощение цемента на низовом участке составило 95 тонн.

Контрольное бурение с отбором большого числа кернов показало, что цемент достаточно глубоко проникает в трещины породы в зоны дробления хорошо обжаты. Испытания в дренажных скважинах, пробуренных в укрепленной зоне, свидетельствуют о высокой эффективности инъекции. Общий поток воды во все дренажные скважины не превышал 10 л/с.

После укрепления зоны раздробленных пород проходку тоннеля возобновили и выполняли с такой же скоростью, как и в сохранных породах.

Представляет интерес метод проходки, применяемый при строительстве водоподводящего тоннеля гидроузла Мантара (Перу). Проходка тоннеля на участке пластичных грунтов, находящихся в разжиженном состоянии под большим напором грунтовых вод, осуществляли под защитой стальных труб, которые также использовали для инъекции цементных растворов.

Трасса тоннеля протяженностью 20 км пересекает четыре различные (по возрасту и генезису) геологические формации: метаморфические породы палеозоя, осадочные породы пермского периода, известняки мезозоя и изверженные породы. Район строительства тоннеля расположен в зоне интенсивных тектонических процессов, которые привели к появлению сложных систем разломов и крупных трещин.

При проходке тоннеля на одном из участков после разведочного бурения опережающей скважины в нескольких метрах от забоя была вскрыта зона, заполненная жидким пылевато-глинистым грунтом, находящимся под давлением около 4МПа. Было решено пройти боковую разведочную штольню малых размеров, однако при проведении буровзрывных работ в забой прорвалась масса пластичного материала, содержащего обломочные породы, и заполнила тоннель на участке около 300 м.

Для уточнения характера явления и протяженности нарушенной зоны решили провести дополнительные геологоразведочные работы, а затем разработали метод проходки. Для бурения в текучих грунтах, находящихся под высоким давлением, было разработано специальное оборудование.

В результате геологоразведочных работ было установлено, что толщина зоны несвязного песчано-глинистого грунта - около 20м. За ней находится зона сильно разрушенных скальных пород толщиной 12м, переходящих затем в более монолитные пласты гранитных пород. В зоне нарушенной скальной породы отмечалась значительная фильтрация воды.

При проходке тоннеля в пластичных грунтах было решено создать защитную оболочку большого диаметра, устойчивую к внешним воздействиям. Для этого необходимо было выполнить следующие работы:

-соорудить за железобетонной пробкой рабочее помещение для размещения оборудования и производства работ по бурению и нагнетанию (рисунок 3.8);

-пройти два опережающих штрека (правый и левый) для бурения разведочных и дренажных скважин;

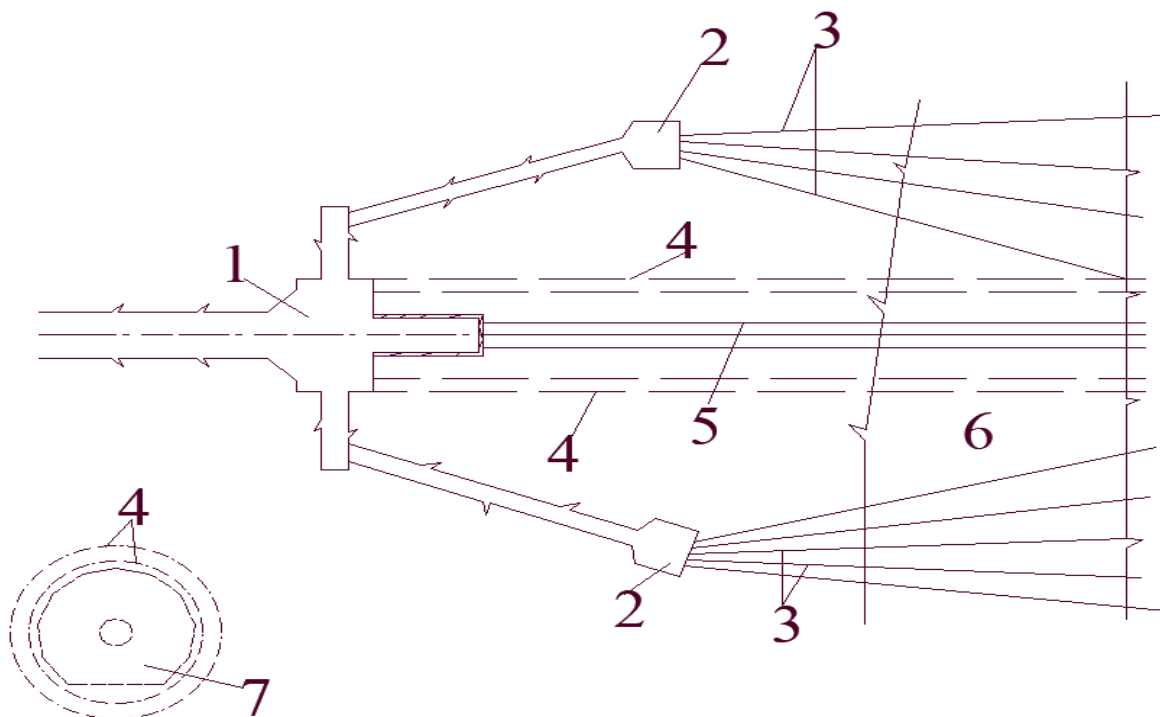
-устроить обширную дренажную сеть в зоне сброса и разрушенных скальных пород (в результате первоначальное давление, равное 4 МПа, было снижено до 0,7);

-установить в пластичном грунте в предварительно пробуренные скважины два кольца стальных труб, снабженные манжетными клапанами через 0,3 м по длине трубы, трубы с манжетами служили в грунте арматурой;

-произвести цементацию пластичного грунта путем нагнетания цементного раствора через отдельные манжеты с использованием специальных тампонов.

Цементацию выполняли в три этапа. Сначала цементный раствор нагнетали под давлением до 1,5 МПа через трубы внешнего кольца. Давление нагнетания назначали с учетом среднего гидростатического давления грунтовых вод в зоне сброса, с тем, чтобы избежать чрезмерное распространение раствора. Затем через те же трубы выполнили повторное нагнетание под давлением до 7МПа. На третьем этапе инъекцию цементного раствора выполнили под давлением до 7МПа через трубы внутреннего кольца.

По окончании цементационных работ были пробурены шесть контрольных скважин, которые пересекли зацементированную зону и вошли на 5-6 м в трещиноватые породы. Результаты контроля показали высокую степень консолидации грунта в нарушенной зоне.



Рисунки 3.8. Консолидация зоны сброса при проходке тоннеля Мантаро.

1-рабочая камера; 2-опережающие штреки; 3-скважины дренажа; 4-трубы с манжетами; 5-контрольные скважины; 6-зона геологического сброса; 7-сечение тоннеля с расположением манжетных труб.

Вместе с тем нагнетание раствора в песчано-глинистую массу привело к понижению водопроницаемости грунта в зоне действия дренажной сети и снизило эффективность ее работы. Давление в породе вокруг тоннеля в результате обжатия грунтовыми водами повысилось до 1 МПа. После того как пробурили - дренажные скважины в своде тоннеля и создали дополнительную дренажную сеть (из правого штрека), гидростатическое давление понизилось до 0,4-0,5 МПа.

После завершения этих работ разрушили железобетонную пробку и возобновили тоннелепроходческие работы. В ходе дальнейшего строительства этот метод применили при проходке еще трех зон сбросов, где, однако, не всегда требовалось армирование грунта стальными трубами.

Выводы по главе 3:

1. Инженерно – геологическое обоснование имеет важное значение для правильного выбора трассы тоннеля и позволяет обеспечить безопасную работу подземных сооружений, в том числе тоннелей.

2. При качественном выполнении цементации с промывкой трещин, значительно уменьшается деформация горных массивов, а также повышается модуль деформации грунта, до некоторой степени сопротивляемость сдвигу.

3. От мощности сильно трещиноватых зон в вмещающем массиве горных пород зависит величина давления инъекции и глубина цементируемой зоны, также может иметь весьма малые значения, которые достигают 100атм, а в отдельных случаях может достигать 200атм. Также глубина цементационных завес достигает до 200атм.

4. Предлагаемый метод опережающей инъекции рекомендуется применять при строительстве подземных сооружений Рогунской ГЭС.

5. Фактические разбросы параметров расположения контурных шпуров установлены и соответствуют законтурным переборам, а также статистические характеристики стабильности этих величин являются типичными технологическими признаками буровзрывных работ без применения автоматических средств контроля бурения шпуров при проходке выработок в условиях отечественного горно-строительного производства.

6. Соответствие высокой степени фактического распределения результатов натуральных измерений нормальному закону [$P(\lambda) \approx 1$] дает возможность успешного использования всех статических характеристик теоретического распределения в аналитических исследованиях и поставленных задач по совершенствованию техники и нормированию с применением методов контурного взрывания;

7. Основная масса результатов забойных измерений параметров контурного взрывания (68...75 %) находится в узком интервале двух стандартов ($\bar{x} \pm S_x$), что позволяет в дальнейшем рассматривать эти соотношения в качестве критериев для разработки нормативных допусков

исполнения паспорта БВР, обеспечивающего практически приемлемую точность оконтуривания и качество вновь образованной поверхности выработанного пространства.

Глава 4. РАСЧЕТ НДС ТОННЕЛЯ САСТ-5 МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ

Для проектирования системы скальной крепи подходного тоннеля САСТ-5 на третьем этапе было реализовано численное моделирование подземной разработки для анализа напряжения после выемки грунта и установки системы скальной крепи. Чем более точные геологические и горно-механические параметры будут введены в качестве вводных данных в программу, тем надежней будут полученные результаты. Однако, выполнить точное моделирование грунтовых условий обычно очень сложно или даже невозможно, поэтому необходимо использовать некоторые упрощенные предположения при анализе.

При численном анализе тоннеля САСТ-5 учитывались следующие общие предположения и критерии:

- горные массивы представляют собой сплошную среду и ведут себя как упругопластический материал;
- условие плоской деформации действительно для 2D-анализа;
- к горным массивам применим критерий разрушения Хука и Брауна;
- внешние границы моделей рассматривались на расстоянии более трех диаметров тоннеля;
- неармированный торкретбетон толщиной 5 см, который необходимо выполнить перед установкой стальных ребер, предназначен для обеспечения безопасности и не учитывается в моделях КЭ;
- стальное ребро вместе с обычным бетоном моделируется как железобетон. Свойства обычного бетона С25/30 и стальных ребер ПР240 представлены в таблице 4.4;
- обычный бетон моделируется как неармированный бетон. Свойства обычного бетона С25/30 представлены в таблице 4.2;
- в качестве армированного торкретбетона моделируется армированный торкретбетон толщиной 10 см, 1 слой проволочной сетки Ф6 мм и анкерные болты Ø32 мм L=5,85 м. Свойства армированного торкретбетона

представлены в таблицах 4.1 и 4.3.

Материалы выбираются на основе стандартов ASTM и ACI. Кроме того, использовалась информация, приведенная в отчетах TEAS [7, 8] и отчетах Stucky [9,10].

Торкретбетон

Для торкретбетона в проекте и анализе САСТ-5 ADIT учитываются следующие свойства:

Таблица 4.1.- Свойства торкретбетона для использования в САСТ-5

Параметры	Значения/Описание
	C25/30
Характеристическое значение прочности цилиндрического образца бетона на сжатие	$f_{ck} = 25$ МПа
Характеристическое значение прочности цилиндрического бетона на растяжение	$f_{ctk} = 3.1$ МПа
Модуль Юнга	23500МПа
коэффициент Пуассона	0,2
Единица измерения	24 кН/м ³

Модуль Юнга рассчитывается по формуле ACI-318 [48]:

$$E_c = 4'700 (f'c)^{0.5} \quad [\text{МПа}]$$

Прочность торкретбетона на растяжение рассчитывается по формуле ACI-318 [48]:

$$f_{ct} = 0.62 (f'c)^{0.5} \quad [\text{МПа}]$$

Бетон: Для бетона при проектировании и анализе САСТ-5 учитываются следующие свойства:

Таблица 4.2. Свойства бетона для использования в САСТ-5

Параметры	Значения/Описание
	C25/30
Характеристическое значение прочности цилиндрического образца бетона на сжатие	$f_{ck} = 25$ МПа
Характеристическое значение прочности цилиндрического бетона на растяжение	$f_{ctk} = 3.1$ МПа
Модуль Юнга	23500МПа
коэффициент Пуассона	0,2
Единица измерения	24,5 кН/м ³

Армирование

Для анализа используются следующие характерные свойства арматуры: [49]

Таблица 4.3. -Свойства сетки, используемые в САСТ-5

Параметры	Значения/Описание
Диаметр и расстояние (мм)	6@150 ×150& 6@100 ×100
Модуль упругости (Es)	210 000 МПа
Предел прочности	240 МПа
Марка стали	АШ

Таблица 4.4. -Свойства двутавровой балки используемых в САСТ-5

Параметры	Значения/Описание
№ профиля	ІРЕ 240
Глубина сечения	240 мм
Площадь	3910 мм ²
Момент инерции	38,9×10 ⁶ мм ⁴
Модуль упругости (Es)	210 000 МПа
Предел прочности	240 МПа
Марка стали	АШ
Масса	30,7 кг/м

Напряжения на месте в КЭ модели

Напряженные условия на месте учитывались в моделях с использованием типа силы тяжести и фактической поверхности грунта, а тот же коэффициент напряжений, который рассматривался в отчетах Stucky для структурного проектирования тампонажных работ в цементировочной штольне GG2 [10] на правом берегу, то есть в том же районе штольни САСТ-5. В связи с этим в расчетах КЭ учитывается коэффициент напряжения $k=1$.

Сейсмическая нагрузка

Для сейсмической нагрузки в модели базовое землетрясение, $OBE = 0,27g$, было консервативно рассмотрено в модели, поскольку OBE

соответствует уровню движения грунта, которое, как разумно ожидается, произойдет в течение срока службы проекта, в то время как максимальный срок службы САСТ-5 около 3 лет. В соответствии с проектными требованиями Лота 3 [5] псевдостатическое ускорение, прикладываемое в горизонтальном направлении, может быть равно значению PGA, умноженному на коэффициент уменьшения $2/3$, а вертикальная составляющая ускорения будет достигать 80% от горизонтального направления.

Таким образом, горизонтальные и вертикальные компоненты PGA, рассматриваемые в анализе КЭ, следующие:

$$k_{\text{гач}} = 0,27 \times 2/3 = 0,18g \text{ и } k_v = 0,18 \times 0,8 = 0,144g.$$

4.1. Выбор разрезов конечно-элементной модели вдоль подходного тоннеля САСТ-5

Что касается геологических и геометрических условий вдоль тоннеля САСТ-5, то для анализа напряжений были рассмотрены четыре модели конечных элементов, как указано ниже:

1. Разрез 1 смоделирован для ПК00+60 тоннеля САСТ-5 с системой скальной крепи, включающей неармированный бетон С25/30 (толщиной 35 см), и расположен в К1а1 с высотой вскрыши 117 м.
2. Разрез 2 смоделирован для ПК01+60 САСТ-5 с системой скальной крепи, включающей обычный бетон С25/30 (толщина 35 см), и расположен на К2см1 с высотой вскрыши 91 м.
3. Разрез 3 смоделирован для ПК01+84,06 тоннеля САСТ-5 с системой скальной крепи, включающей армирование торкрет-бетоном толщиной 10 см и анкерными болтами, расположенными в К2 см 1 при высоте вскрыши 133 м.
4. Разрез 4 смоделирован для ПК02+80 тоннеля САСТ-5 с системой скальной крепи, включающей неармированный бетон С25/30 (толщина 35 см), и частично расположен в К11т1 с высотой вскрыши 93 м.
5. Разрез 5 смоделирован для ПК03+00 тоннеля САСТ-5 с системой

скальной крепи, включающей стальные ребра IPE 240 мм и простой бетон C25/30 (толщина 30 см), и расположен в K1mg с высотой вскрыши 83 м.

6. Разрез 6 смоделирован для ПК03+40 тоннеля САСТ-5 с системой скальной крепи, включающей стальные ребра IPE 240 мм и простой бетон C25/30 (толщина 30 см), и расположен в J3gr с высотой вскрыши 63 м.

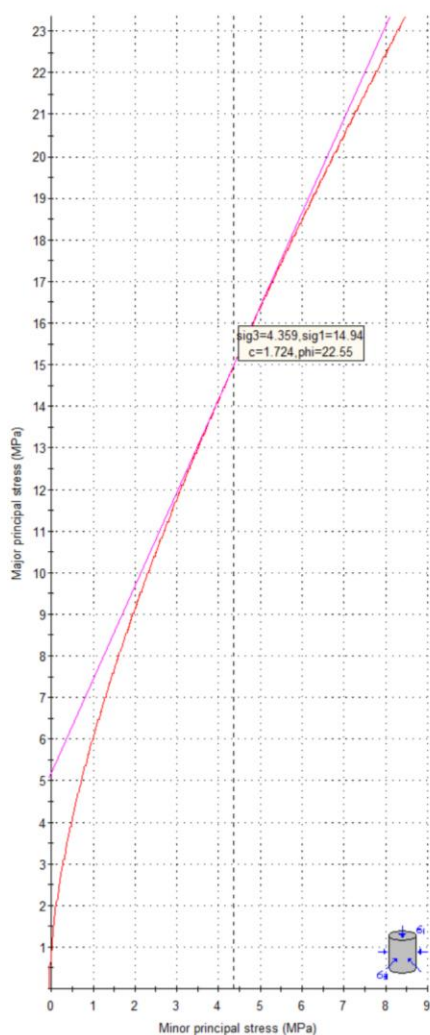
7. Разрез 7 смоделирован для ПК03+60 тоннеля САСТ-5 с системой скальной крепи, включающей стальные ребра IPE 240 мм и простой бетон C25/30 (толщина 30 см), и расположен в K1jv1 с высотой вскрыши 87 м.

4.1.1. Конечно-элементный анализ тоннеля САСТ-5 в разрезе на участке 00+60 м

Модель создана для разреза 1 САСТ-5 от ПК 00+12 до ПК 01+10, в которой установлена система скальной крепи типа III, включающая неармированный бетон. Размеры тоннеля САСТ-5 в этой модели после проходки и установки скальной крепи составляют 6,10 м в высоту и 9,10 м в ширину, и она расположена в геологической пачке верхнего позднего сеномана (K_{1a1}), состоящей из чередования известняков, сланцев и красных пород, аргиллитов с гипсовым слоем.

Система скальной поддержки типа III, включающая торкретбетон (толщиной 5 см) в своде и стенах, а также побычный бетон C25/30 (толщиной 35 см) в своде и стенах, была смоделирована для конечно-элементного анализа разреза 1.

В этом КЭ-анализе горные массивы K1a1 вокруг тоннеля были смоделированы как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.



Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 35 MPa
 GSI = 35 $m = 8$ Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.785$ $s = 0.0007$ $a = 0.516$

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 1.255 MPa friction angle = 24.30 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.033 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.843 MPa
 global strength = 3.888 MPa
 deformation modulus = 1360.88 MPa

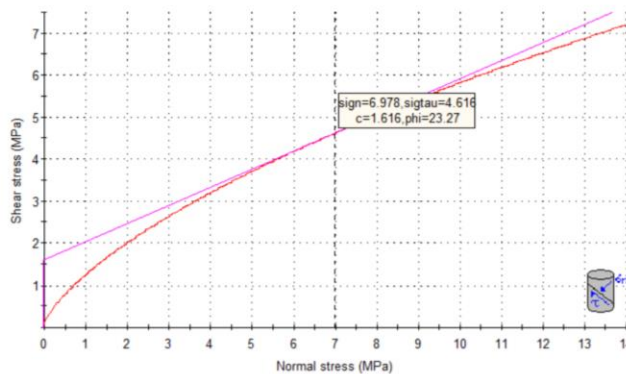


Рисунок 4.2. Механические параметры массива горных пород, окружающего разрез 1.

КЭ анализ тоннеля САСТ-5 в разрезе 1 выполнялся в 5 этапов путем воспроизведения процедуры проходки и установки крепи, представленной в таблице 4.5.

Таблица 4.5. -Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 1 на от ПК 00+12 до ПК 01+10

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные= 117 м), удельный вес породы 27 кН/м ³ , условия плоской	-
Этап 2	Земляные работы	50%

Этап 3	Установка основной крепи: торкретбетон толщиной 5 см, обычный неармированный бетон толщиной 35 см С18/22.5	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и крепь породы	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 ОВЕ для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей ($ОВЕ = kh = 0,18g$ и $80\% \times 0,18 = kv = 0,144g$)	100%

На рисунке 4.3 показан общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 1 при активизации сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого разреза на этапе 5 приведен в рисунке 4.4. Также на рисунке 4.5 приведены коэффициент прочности и осевые усилия обделки (неармированный бетон толщиной 35 см), на рисунке 4.6 показаны Σ_1 и элементы текучести вокруг тоннеля. Также на рисунке 4.7 показаны Σ_3 и изгибающие моменты обделки, а на рисунке 4.8 представлены общее смещение и сдвиг обделки в разрезе 1 на этапе 5, а на рисунке 4.9 показаны элементы текучести вокруг тоннеля.

Следует, отметить, что также несущая способность бетонной обделки на этом участке показана на рисунке 4.10.

Результаты анализа напряжений показали, что конструкции крепи, разработанные для разреза 1, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Также результаты псевдо-статического анализа этого участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной 2/3 ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке достигнута, и тоннель после такой нагрузки будет работоспособным.

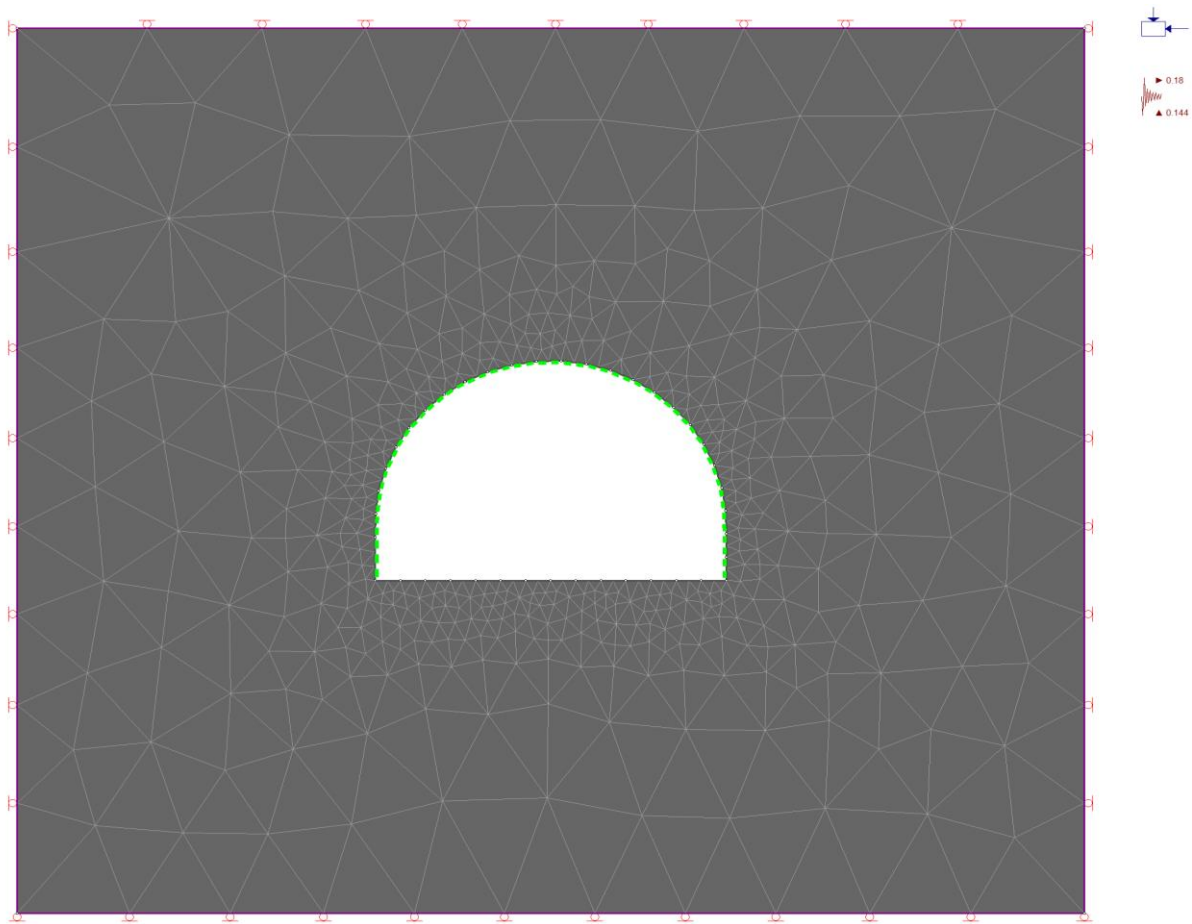


Рисунок 4.3. ТИП-Ша Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе I (ПК 00+12~ ПК 01+10) на этапе 5

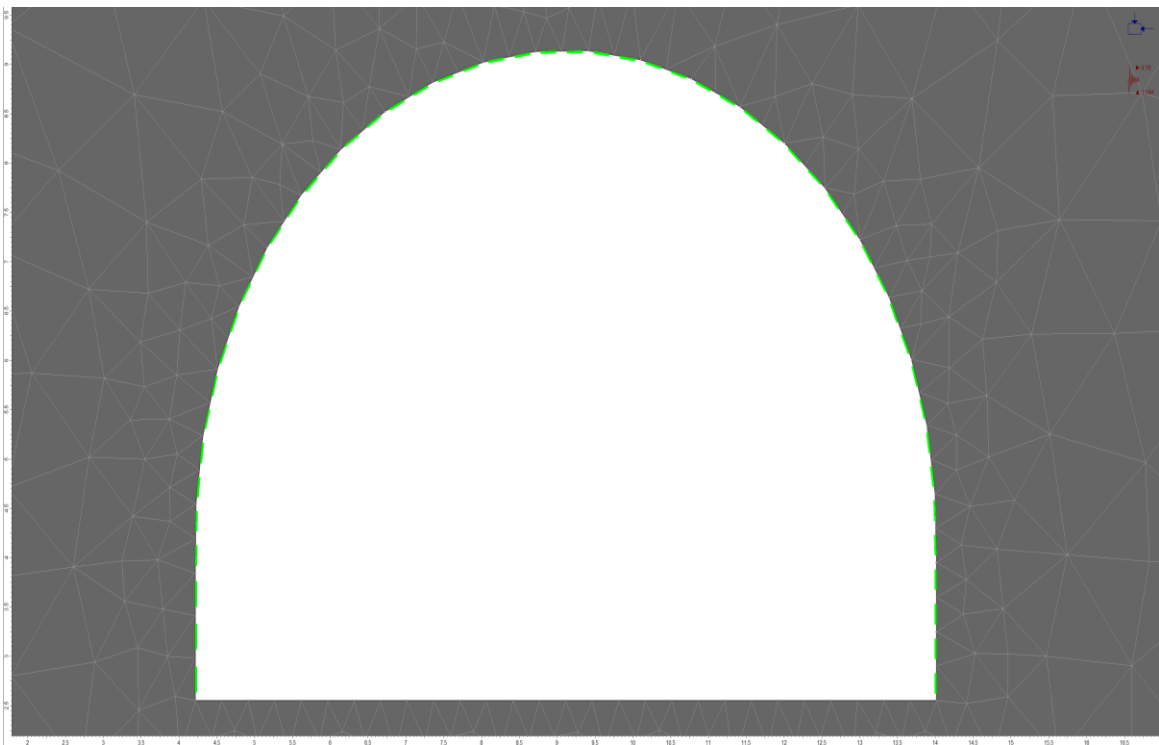


Рисунок 4.4. ТИП-Ша Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе I (ПК 00+12~ ПК 01+10) на этапе 5

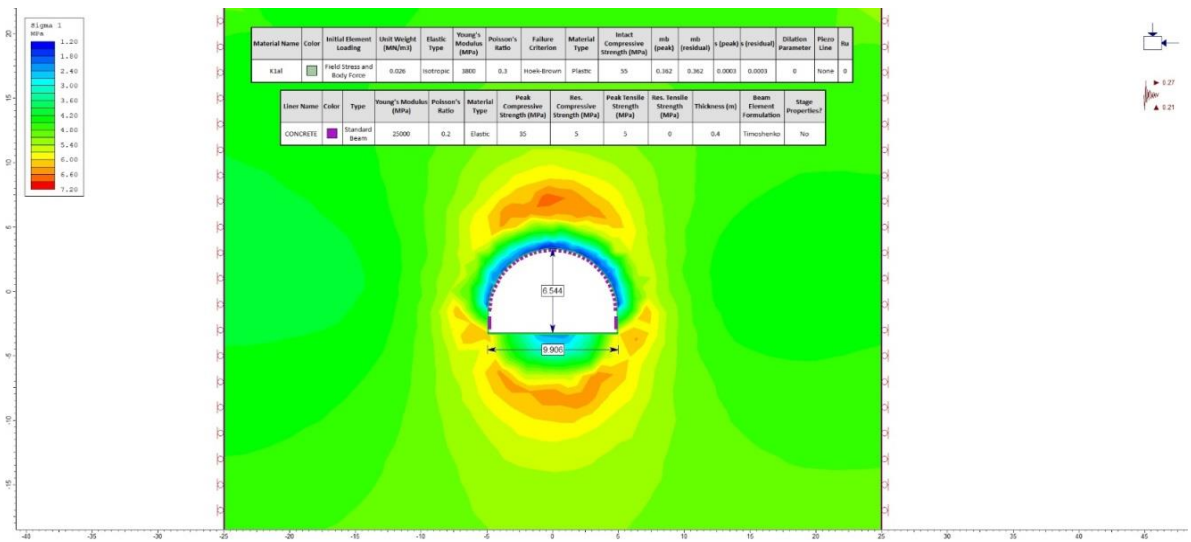


Рисунок 4.5. Коэффициент прочности и осевые усилия тоннеля САСТ-5 (неармированный бетон) в разрезе I на этапе 5

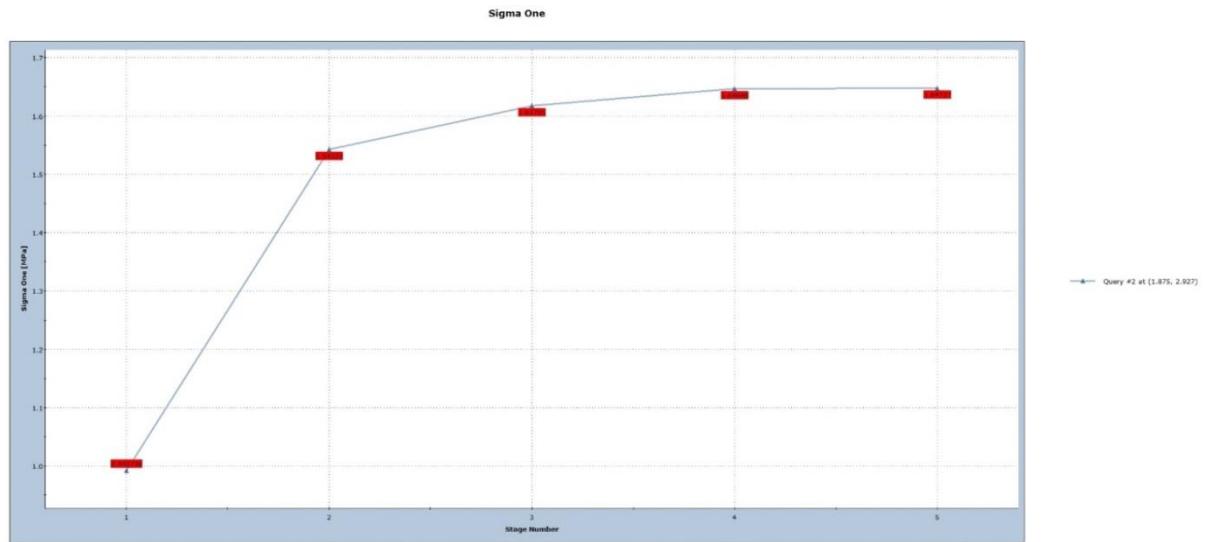


Рисунок 4.6. Sigma 1 и элементы текучести вокруг обделки (неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе I на этапе 5

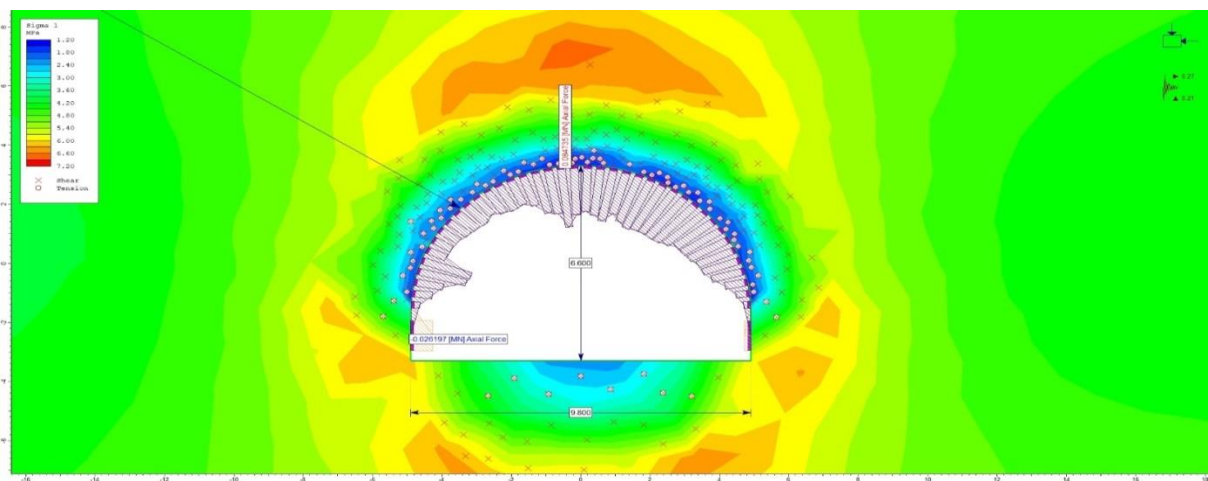


Рисунок 4.7. Осевая сила (неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе I на этапе 5

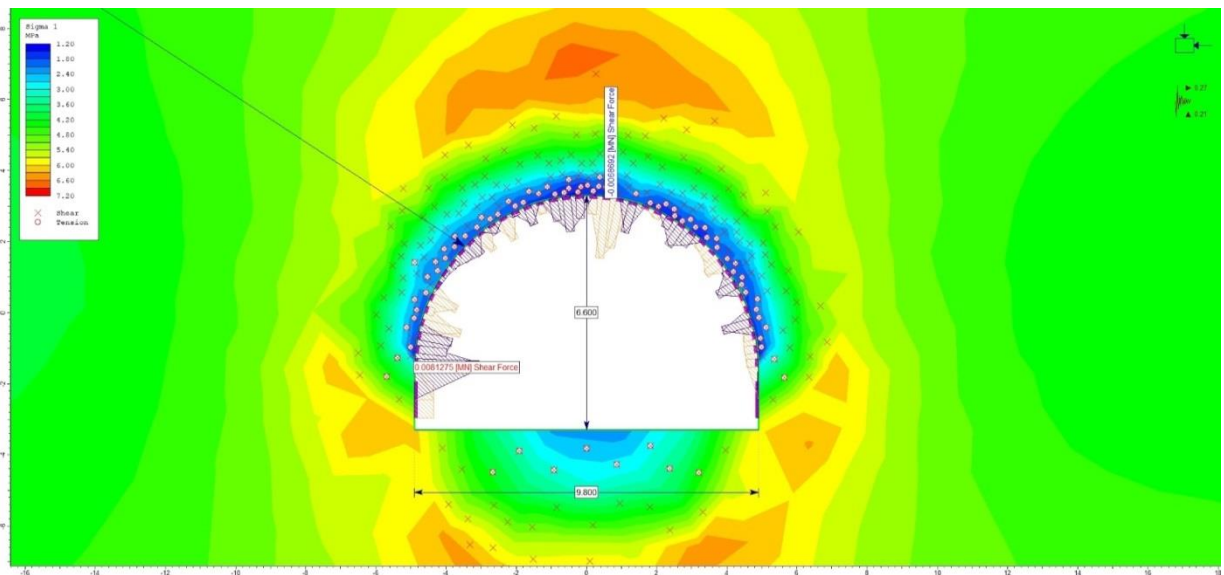


Рисунок 4.8. Сдвигающая сила (неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе I на этапе 5

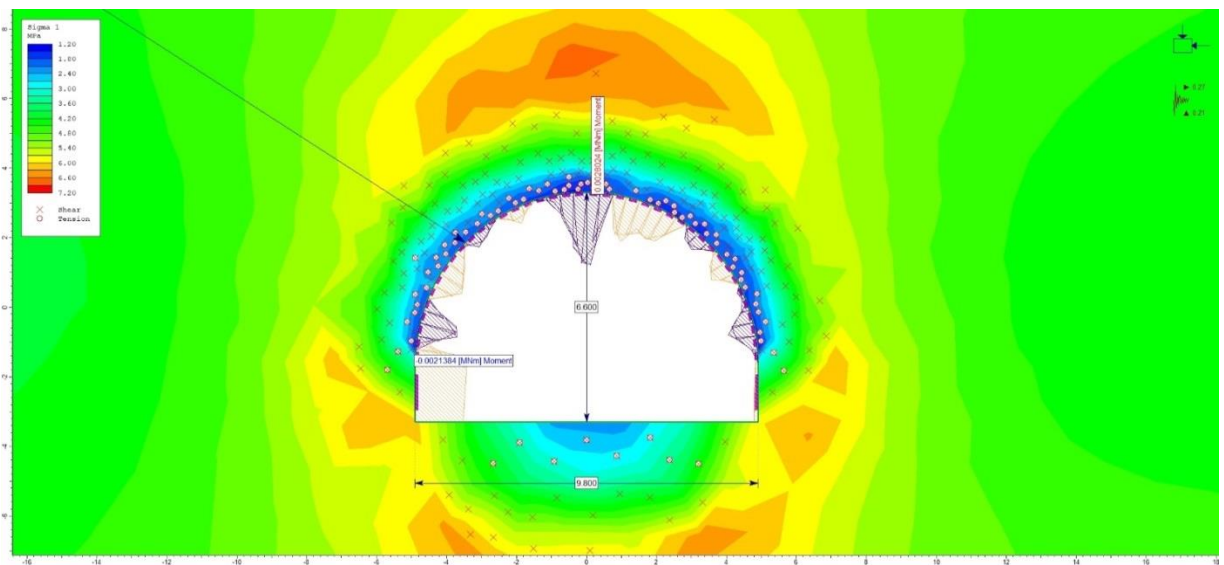


Рисунок 4.9. Момент (неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе I на этапе 5

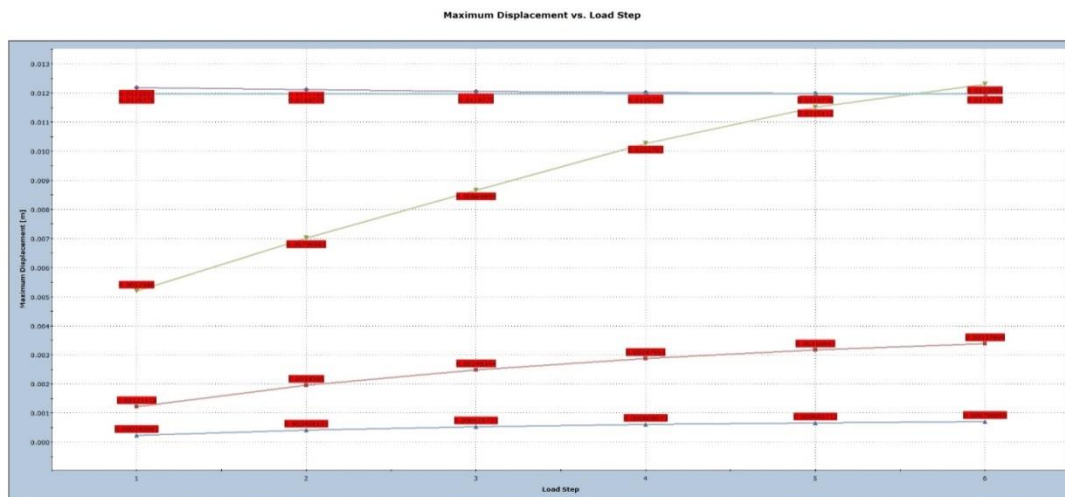


Рисунок 4.10. Смещение (неармированный бетон толщиной 35 см) САСТ-5 на разрезе I.

4.1.2. КЭ анализ САСТ-5 , разрез 2 Шв на ПК01+10 ~ ПК02+060

Модель создана для разреза 2 тоннеля САСТ-5 от ПК01+10 до ПК02+060, в которой установлена система скальной крепи типа III, включающая обычный неармированный бетон. Размеры тоннеля САСТ-5 в этой модели после проходки и установки крепи составляют 6,10 м в высоту и 9,10 м в ширину, и она расположена в геологической пачке верхнего позднего сеномана (K2cm1), состоящей из чередования известняков, сланцев и красных пород аргиллитов с гипсовым слоем.

Система скальной крепи типа III, включающая торкретбетон (толщиной 5см) в своде и стенах, а также обычный неармированный бетон С25/30 (толщина 35 см) в своде и стенах, была смоделирована для конечно-элементного анализа разреза 2.

В этом КЭ-анализе горная масса K_{2cm1} вокруг тоннеля была смоделирована как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.

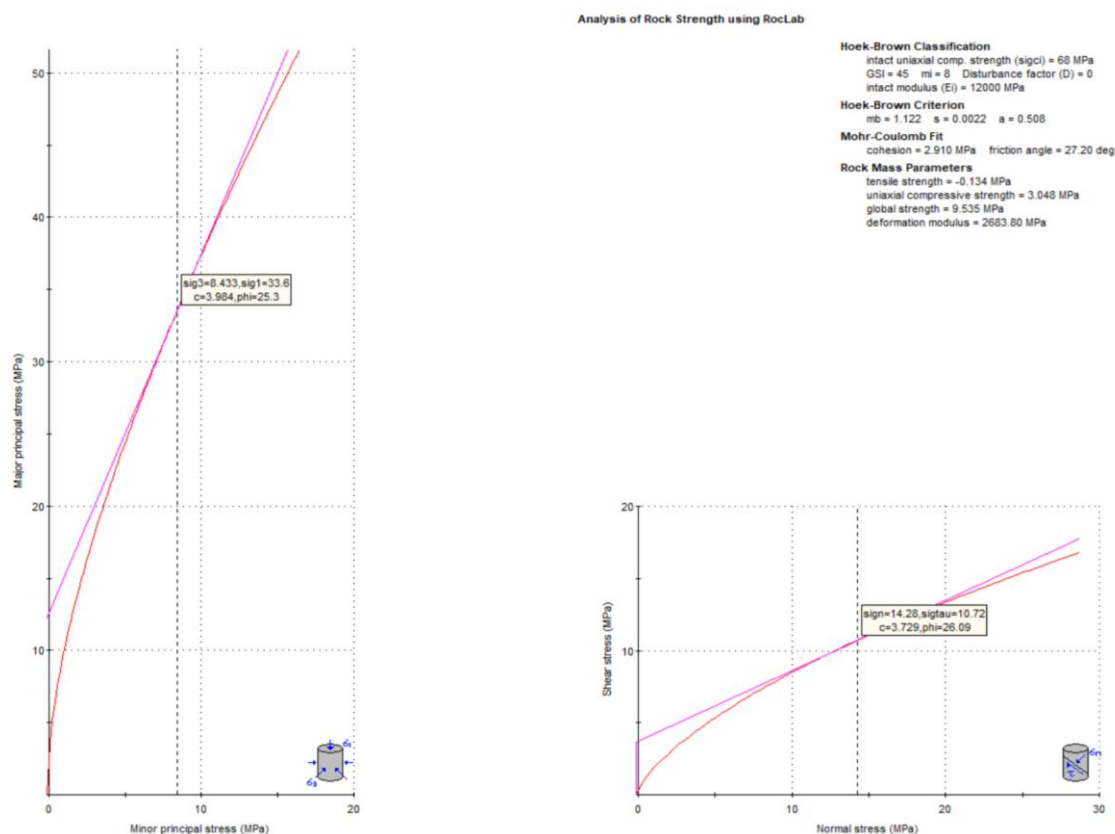


Рисунок 4.11. Механические параметры массива горных пород, окружающего участок 2.

КЭ анализ САСТ-5 в разрезе 2 был выполнен в 5 этапов, воспроизводя процедуру проходки и установки крепи, представленную в таблице 4.6.

Таблица 4.6.- Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 2 от ПК01+10 до ПК02+060

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные = 91 м), удельный вес породы 27 кН/м ³ , условия плоской деформации	-
Этап 2	Земляные работы	50%
Этап 3	Установка основной крепи: торкретбетон толщиной 5 см, обычный неармированный бетон толщиной 35 см С18/22.5	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и крепь породы	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 ОВЕ для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей (ОВЕ = kh = 0,18g и 80% × 0,18 = kv = 0,144g)	100%

На рисунке 4.12 показан общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 2 при срабатывании сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого участка на этапе 5 показан на рисунке 4.13. На рисунке 4.14 показаны коэффициент прочности и осевые усилия обделки (обычный неармированный бетон толщиной 35 см), также на рисунке 4.15 приведены разрез 2 – этап 5 – Σ_1 и элементы текучести вокруг тоннеля. Далее на рисунке 4.16 приведены Σ_3 и изгибающие моменты обделки, а на рисунке 4.17 представлено общее смещение и сдвиг обделки в разрезе 2 на этапе 5, а на рисунке 4.18 показан разрез 2 - этап 5 - элементами текучести вокруг тоннеля. Несущая способность бетонной обделки на этом участке представлена на рисунке 4.19.

Результаты анализа напряжений показали, что скальные крепи, разработанные для разреза 2, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Также результаты псевдо-статического анализа

этого участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной 2/3 ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке достигнута, и тоннель после такой нагрузки будет работоспособным при проходке.

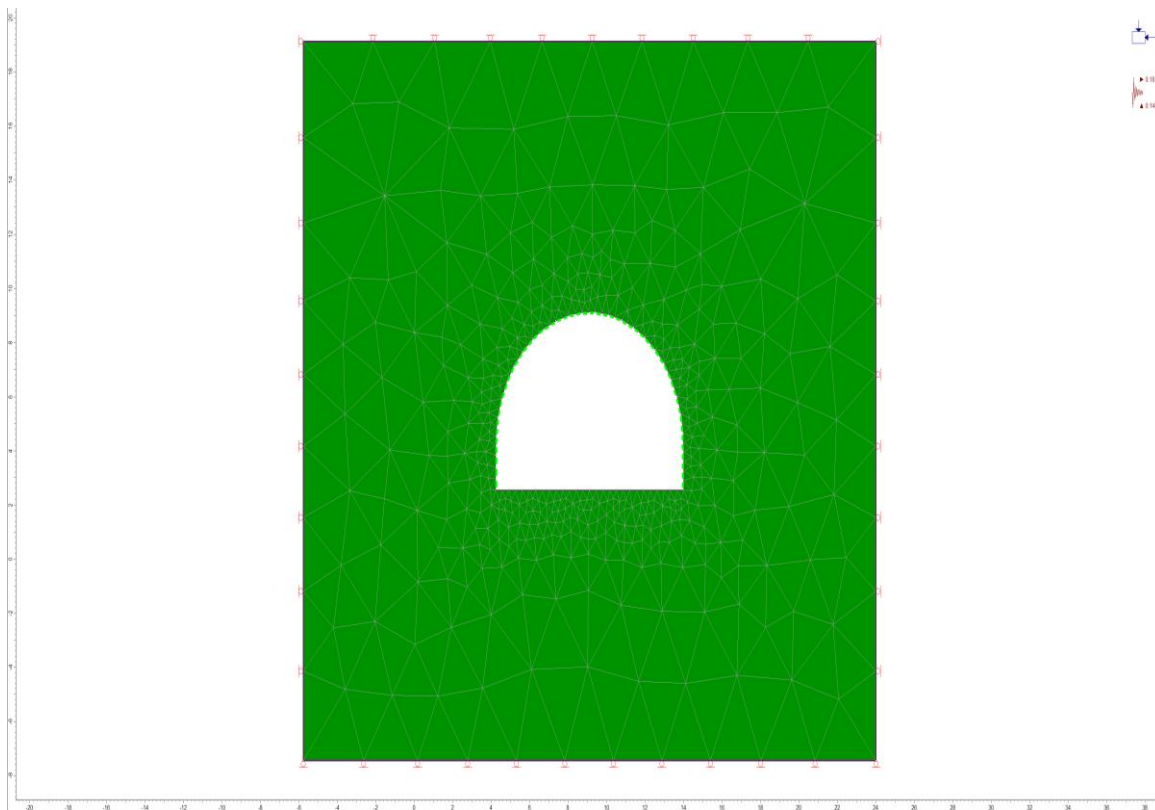


Рисунок 4.12. ТИП-Шь Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 2 (ПК01+100~ПК02+060) на этапе 5

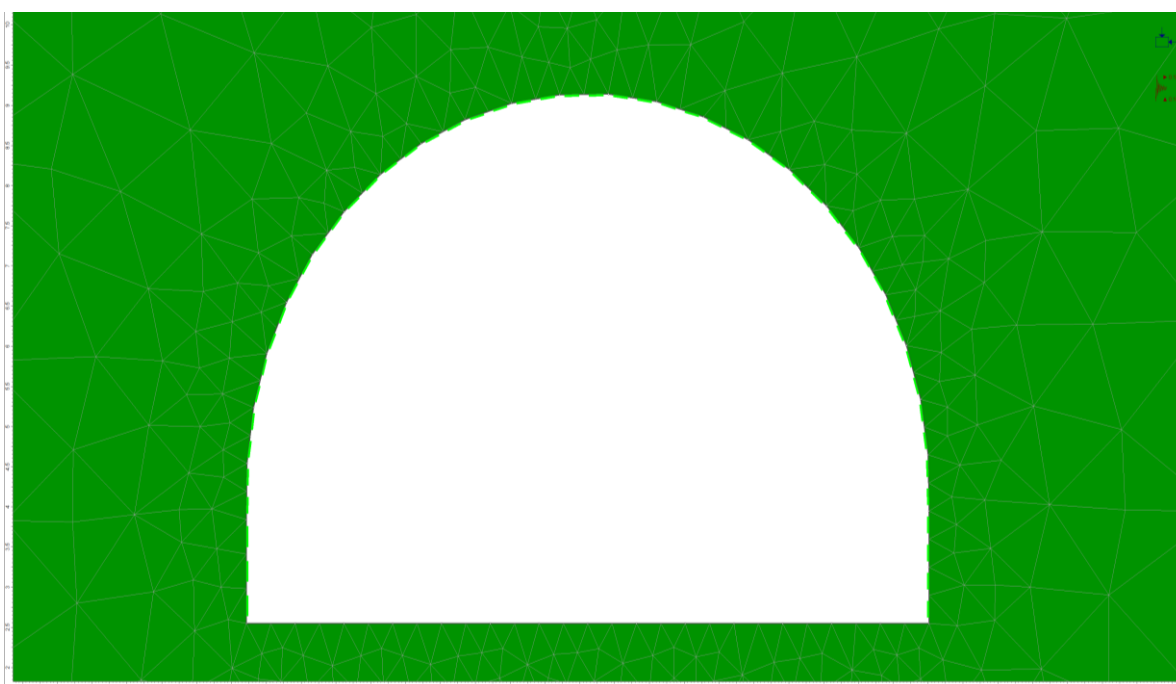


Рисунок 4.13. ТИП-Шь Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 2 (ПК01+100 ~ ПК02+060) на этапе 5

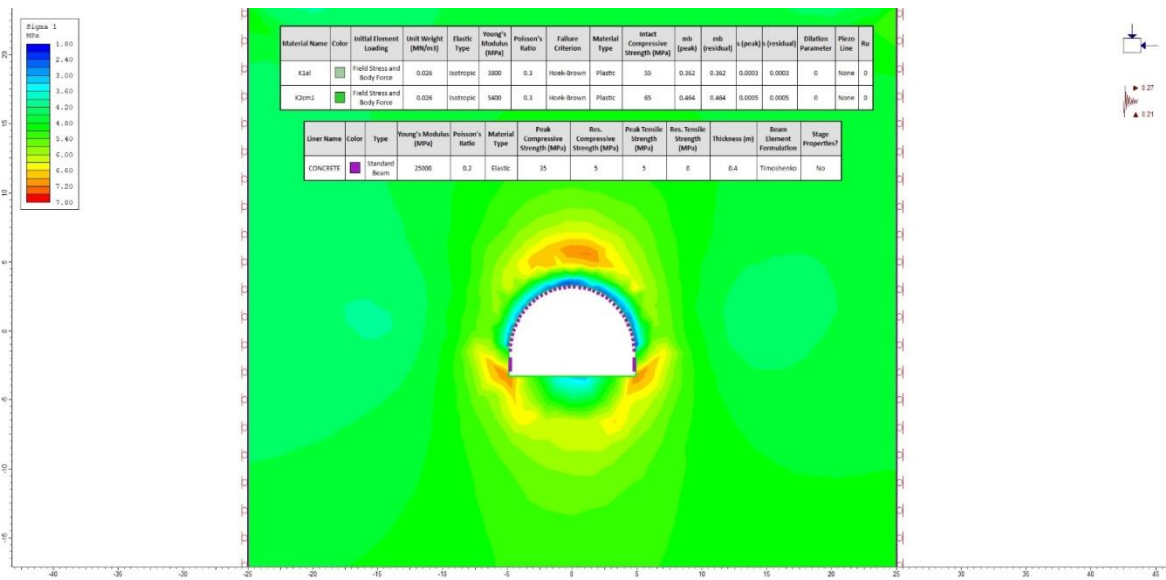


Рисунок 4.14. Коэффициент прочности и осевые силы САСТ-5 (простой неармированный бетон) в разрезе 2 на этапе 5

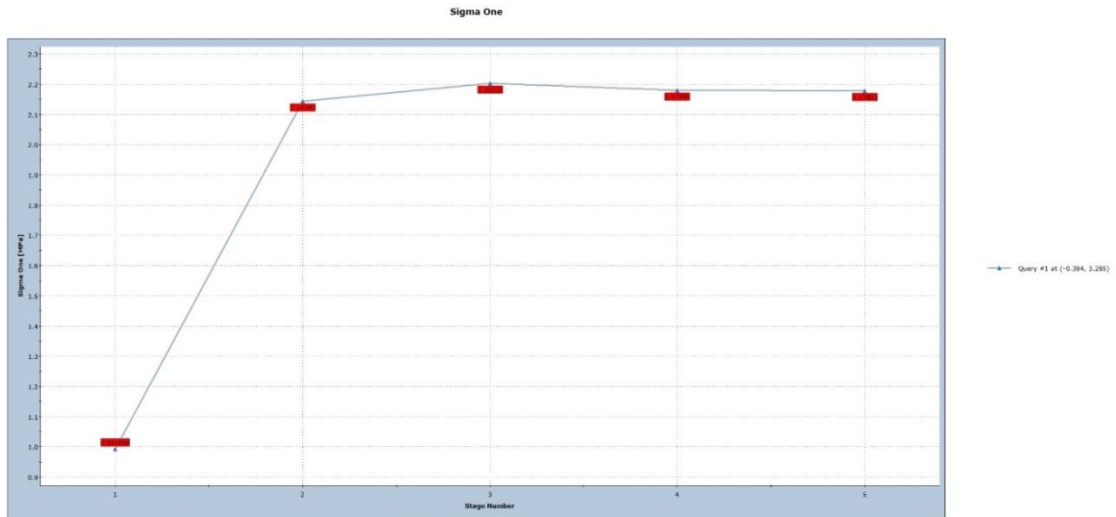


Рисунок 4.15. Sigma 1 и элементы текучести обделки (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 2 на этапе 5

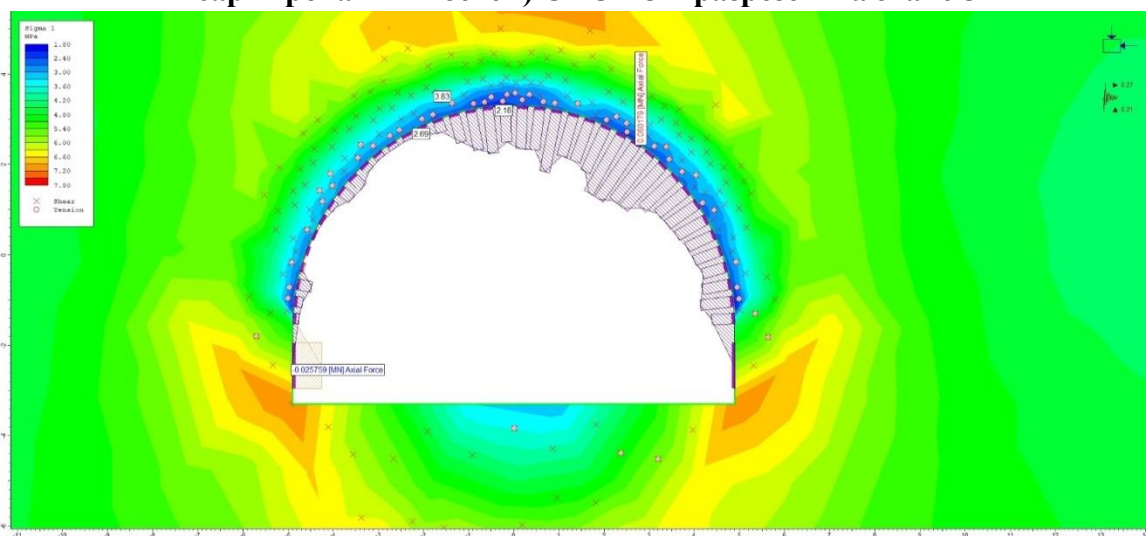


Рисунок 4.16. Осевая сила (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 2 на этапе 5

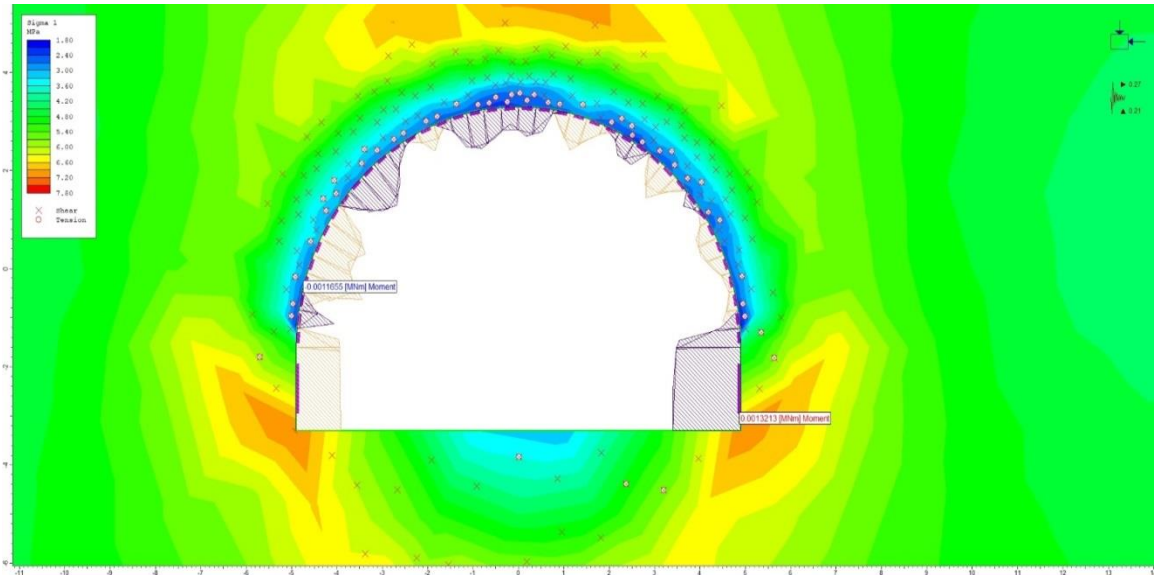


Рисунок 4.17. Момент (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 2 на этапе 5

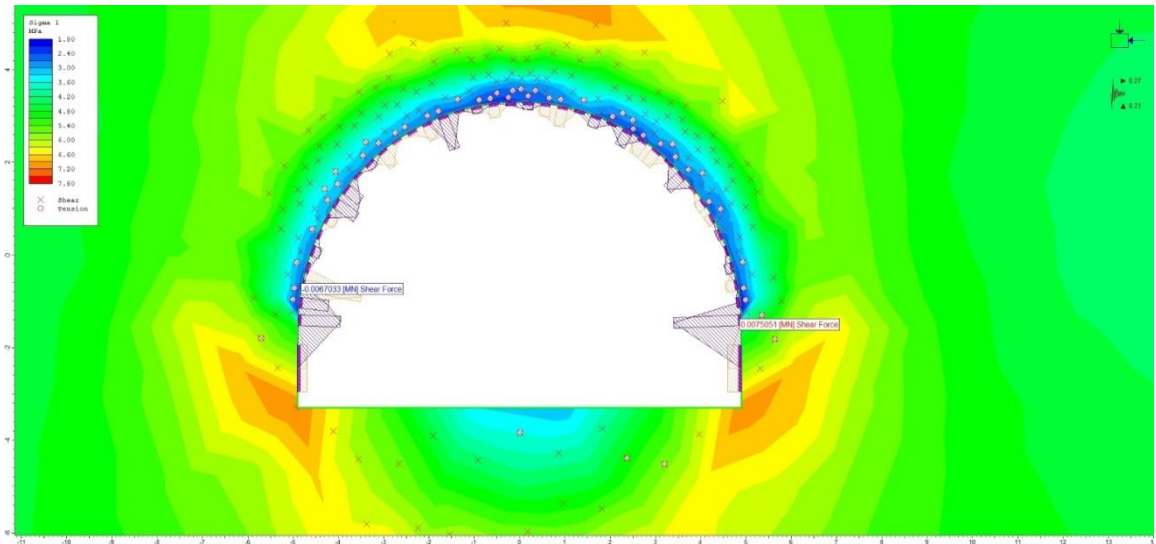


Рисунок 4.18. Сдвигающая сила (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 2 на этапе 5

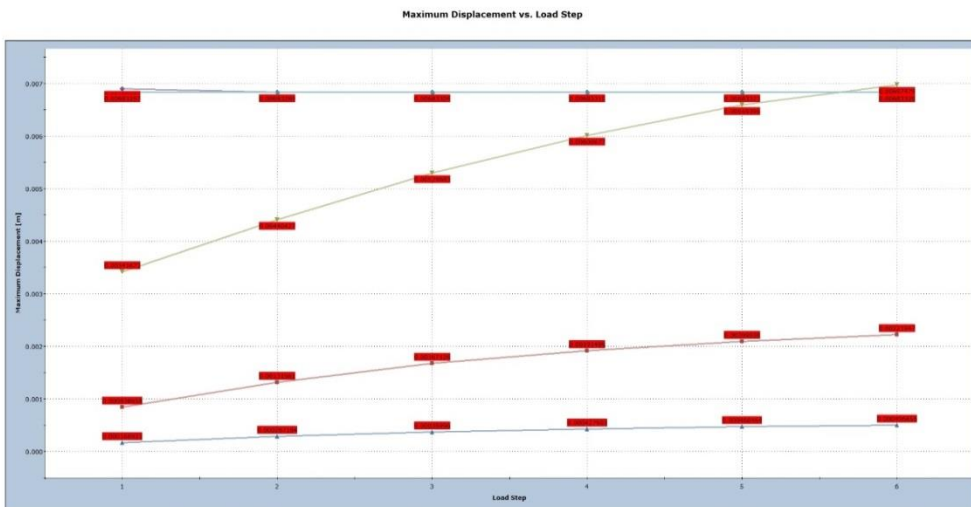


Рисунок 4.19. Смещение (простой бетон толщиной 35 см) САСТ-5 в разрезе 2.

4.1.3. КЭ анализ САСТ-5 – ТИП I, разрез 3 на ПК01+84,06 до ПК02+06,78

Модель создана для разреза 3 САСТ-5 на ПК01+84,06, в которой установлена система скальной крепи I типа, включающая торкретбетон. Размеры штольни САСТ-5 в этой модели после проходки и установки скальной крепи составляют 6,10 м в высоту и 9,10 м в ширину, и она расположена в геологической пачке верхнего позднего сеномана (K2cm1), состоящей из чередования известняков, сланцев и красных пород аргиллитов с гипсовым слоем.

Система скальной крепи типа I, включающая торкретбетон (толщиной 10см) плюс однослойная проволочная сетка (Ф6 150x150) и анкерные болты (Ф 32 мм@1,50x1,5) в своде и стенах, была смоделирована для конечно-элементного анализа разреза 3.

В этом КЭ-анализе горная масса K2cm1 вокруг тоннеля была смоделирована как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.

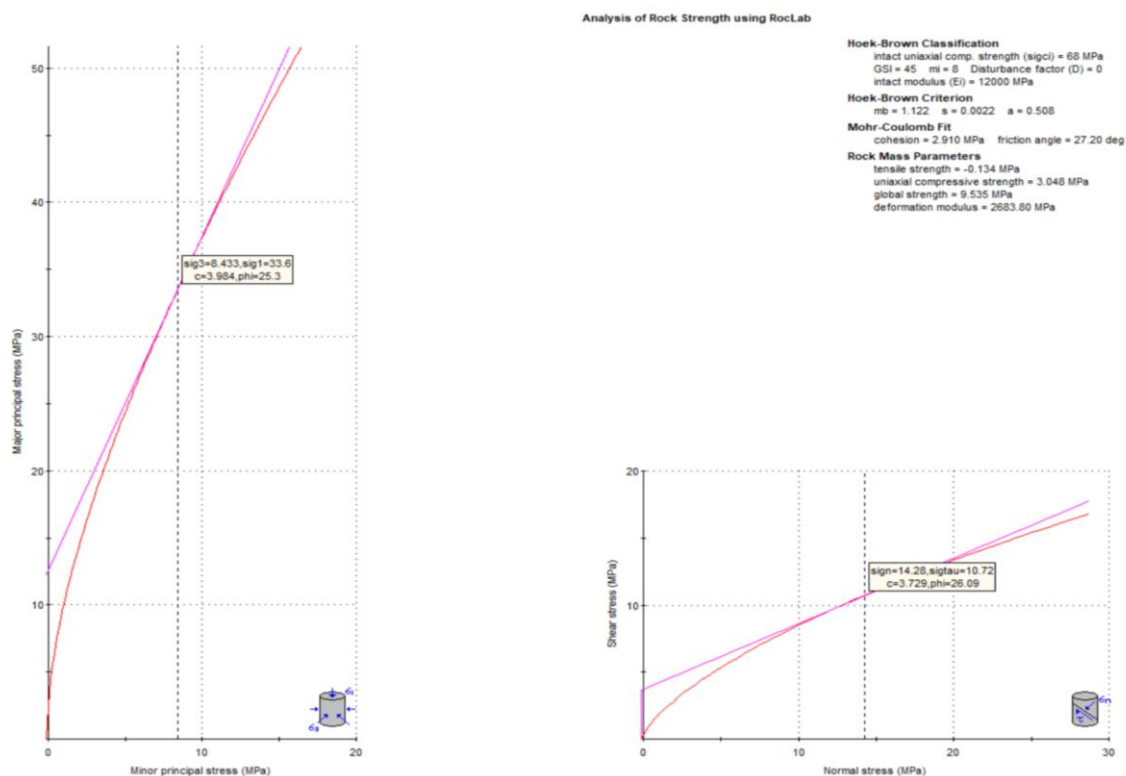


Рисунок 4.20. Механические параметры массива горных пород, окружающего участок

КЭ анализ САСТ-5 в разрезе 3 выполнялся в 5 этапов путем воспроизведения процедуры проходки и установки крепи, представленной в таблице 4.7.

Таблица 4.7. -Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 3 на ПК01+84,06

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные = 133 м), удельный вес породы 27 кН/м ³ , условия плоской деформации	-
Этап 2	Земляные работы	50%
Этап 3	Установка основной крепи: торкретбетон толщиной 10 см плюс однослойная проволочная сетка (Фб 150x150) и анкерные болты (Ф 32 мм@1,50x1,5)	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и крепь породы	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 ОВЕ для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей (ОВЕ = kh = 0,18g и 80% × 0,18 = kv = 0,144g)	100%

На рисунке 4.21 приведены общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 3 при срабатывании сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого участка на этапе 5 показан на рисунке 4.22. Также на рисунке 4.23 показаны коэффициент прочности и осевые усилия обделки (двухслойный торкретбетон с одним слоем проволочной сетки и анкерными болтами), на рисунке 4.24 представлены Σ_1 и элементы текучести вокруг тоннеля. На рисунке 4.25 показаны Σ_3 и изгибающие моменты обделки, на рисунке 4.26 представлено общее смещение и сдвиг обделки в разрезе 3 на этапе 5, на рисунке 4.27 элементы текучести вокруг тоннеля. Несущая способность обделки (крепи) на этом участке представлена на рисунке 4.28.

Результаты анализа напряжений показали, что скальные крепи, разработанные для разреза 3, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Также результаты псевдо-статического анализа этого участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной $2/3$ ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке достигнута, и тоннель после такой нагрузки будет работоспособным.

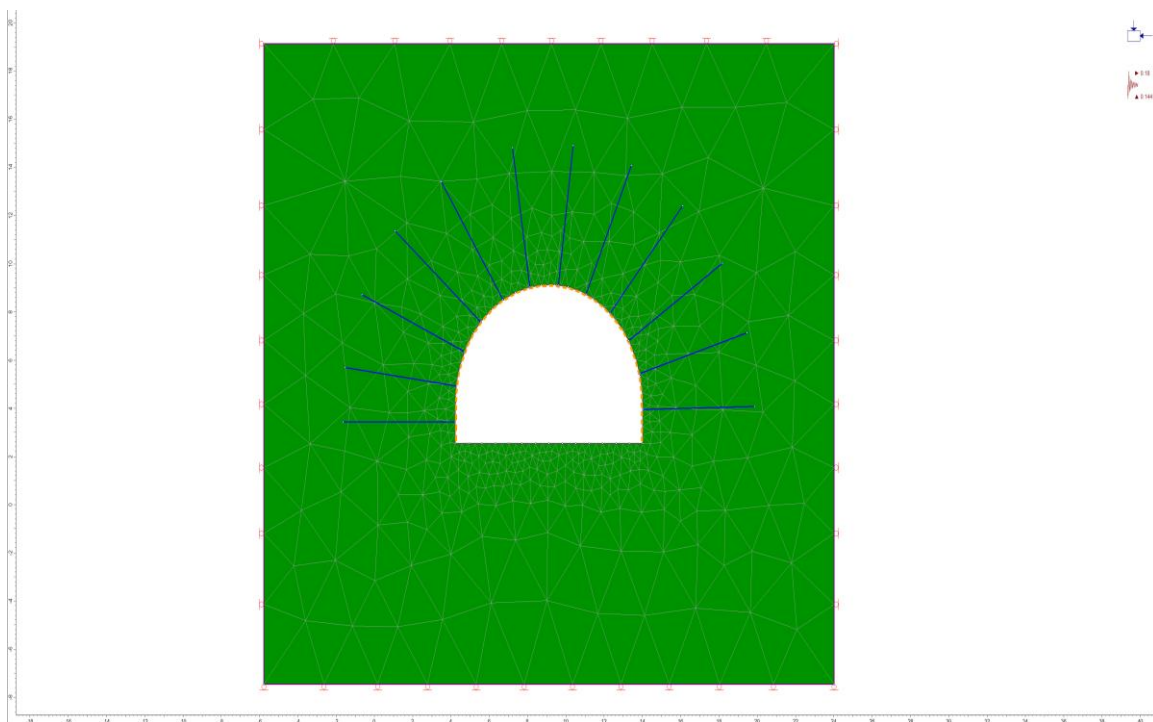


Рисунок 4.21. Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 3 (ПК01+84,06) на 5 этапе

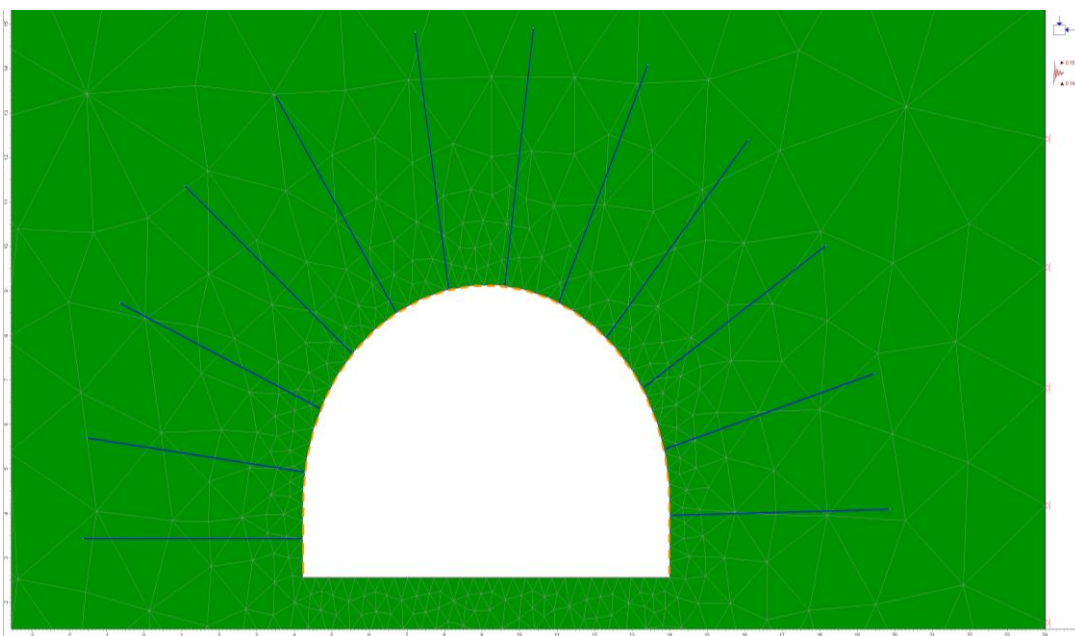


Рисунок 4.22. Крупный вид конечно-элементной модели САСТ-5 в разрезе I (ПК01+84,06) на этапе 5

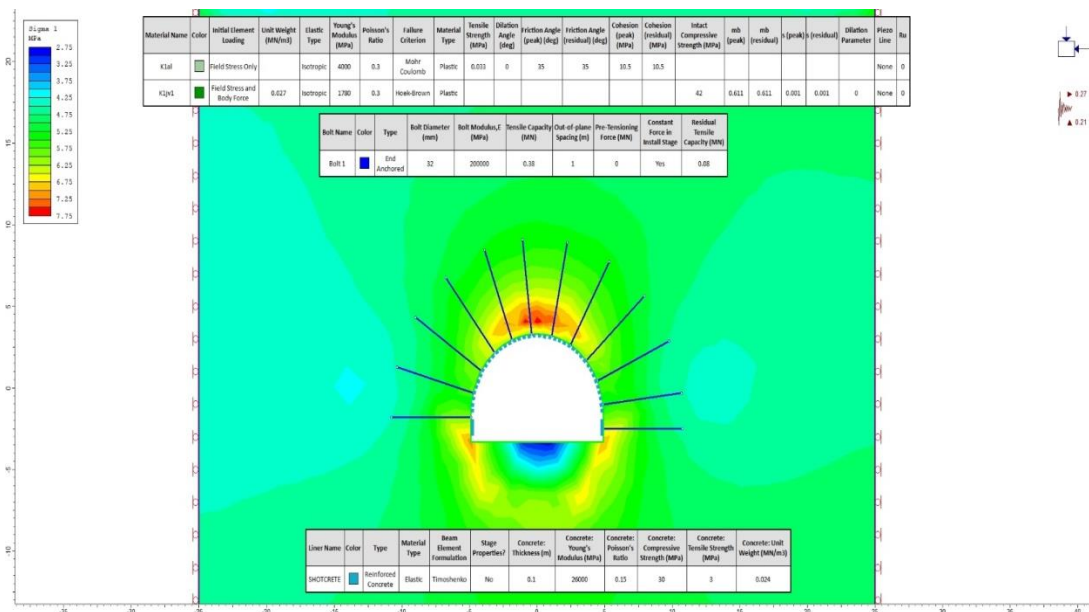


Рисунок 4.23. Коэффициент прочности и осевые силы обделки (торкретбетон, проволочная сетка и анкера) САСТ-5 в разрезе 3 на этапе 5

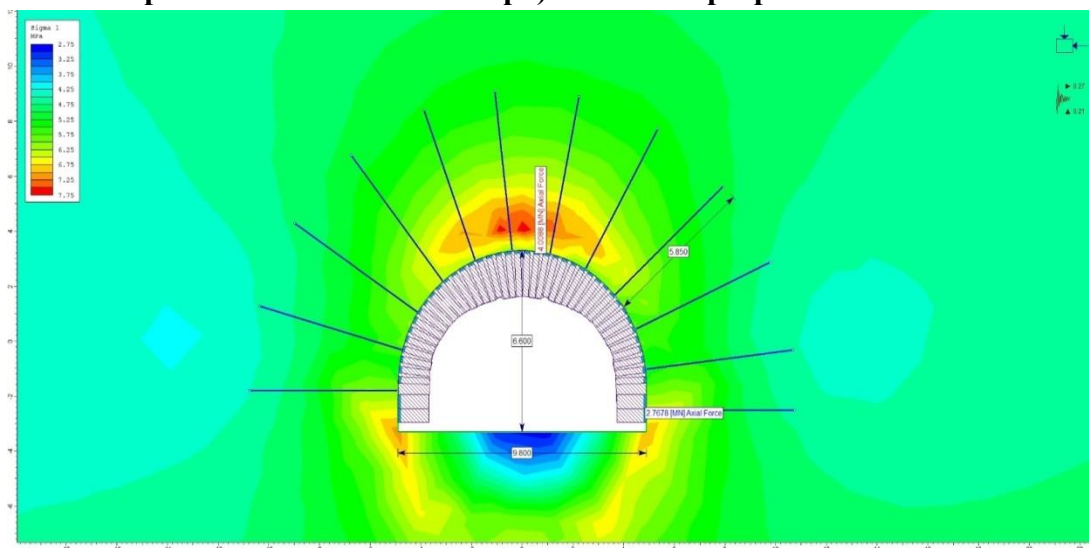


Рисунок 4.24. Осевая сила (торкретбетон, проволочная сетка и анкера) САСТ-5 в разрезе 3 на этапе 5

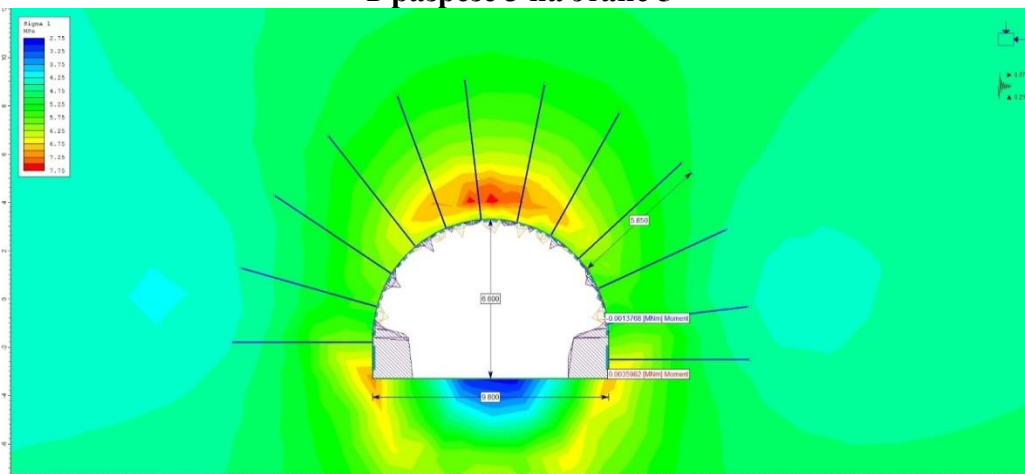


Рисунок 4.25. Момент (торкретбетон, проволочная сетка и анкера) САСТ-5 в разрезе 3 на этапе 5

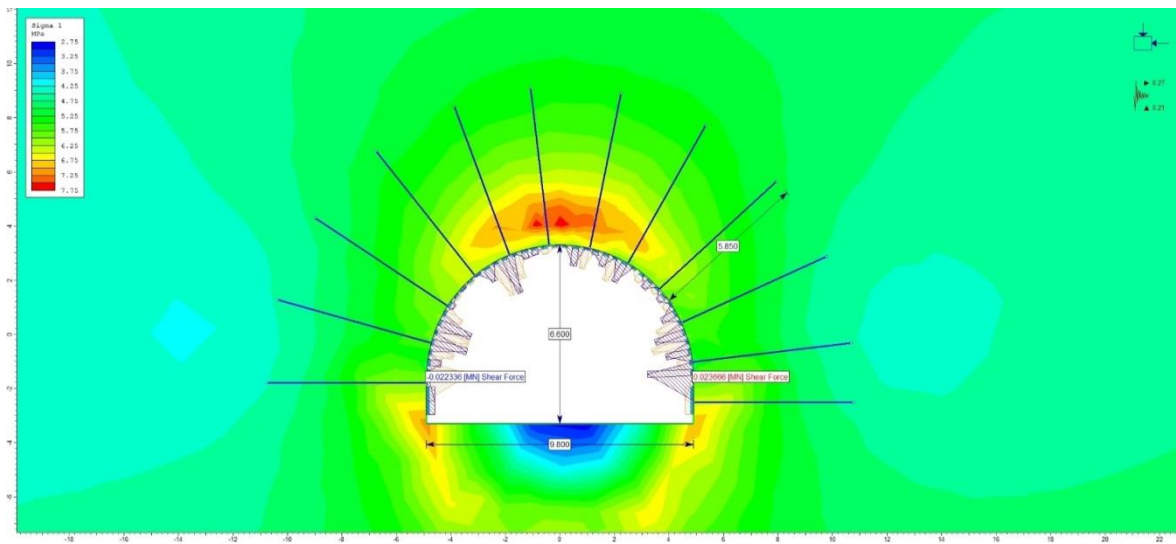


Рисунок 4.26. Срезной болт (торкретбетон, проволочная сетка и анкера) САСТ-5 в разрезе 3 на этапе 5

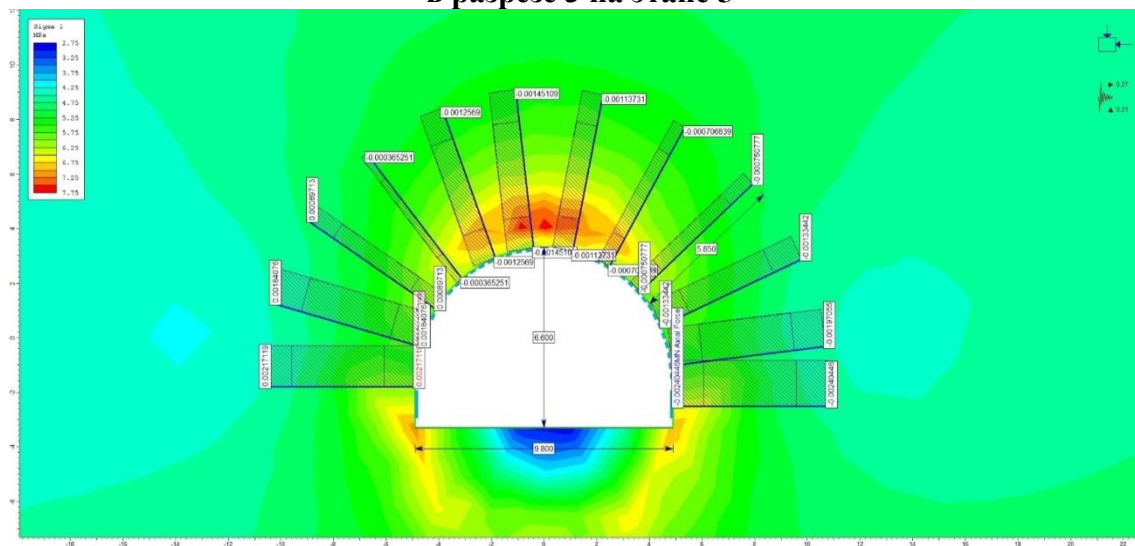


Рисунок 4.27. Осевая сила анкера (торкретбетон, проволочная сетка и анкера) САСТ-5 в разрезе 3 на этапе 5

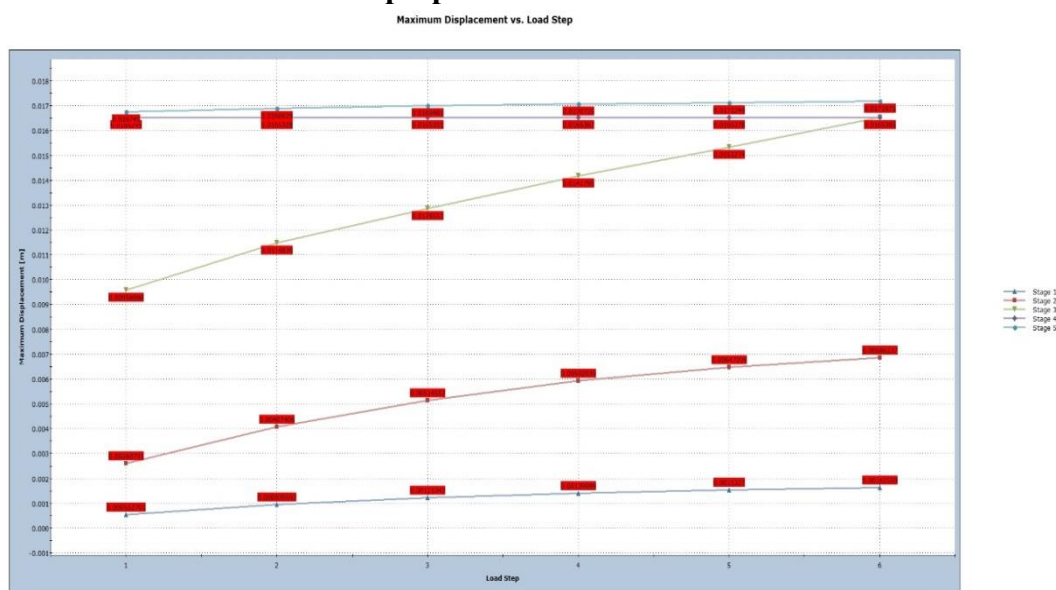


Рисунок 4.28. Смещение (торкретбетон, проволочная сетка и анкерные болты) САСТ-5 в разрезе 3

4.1.4. КЭ-анализ САСТ-5 – ТИП III, в разрезе 4 на ПК02+80 до ПК03+20

Модель создана для разреза 4 САСТ-5 на ПК02+80, в которой установлена система скальной крепи III типа, включающая обычный неармированный бетон. Размеры САСТ-5 в этой модели после проходки и установки скальной крепи составляют 6,10 м в высоту и 9,10 м в ширину, и она расположена в геологической пачке лятобанской свиты чередования марглинистых сланцев, мергелистых известняков, алевролитов, песчаников с частыми включениями гипса, линзы, песчаника с прослоями алевролитов.

Система скальной поддержки типа II, включающая набрызг-бетон (толщиной 5см) на своде и стенах, а также обычный неармированный бетон С25/30 (толщиной 35см) на своде и стенах, была смоделирована для конечно-элементного анализа разреза 4.

В этом КЭ-анализе горные массивы K1lt1 вокруг тоннеля были смоделированы как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.

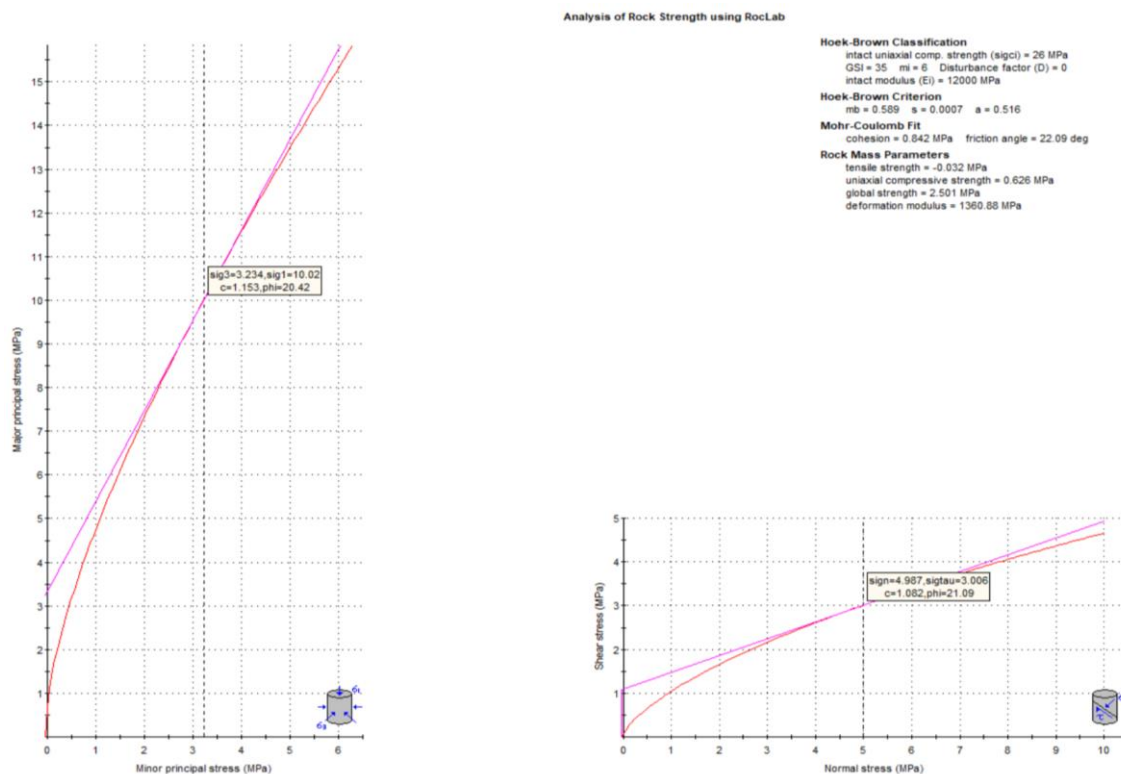


Рисунок 4.29. Механические параметры массива горных пород, окружающего в разрезе 4

КЭ анализ САСТ-5 в разрезе 4 была проведен в 5 этапов путем воспроизведения процедуры проходки и установки крепи, представленной в таблице 4.8.

Таблица 4.8. -Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 4 на ПК02+80

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные = 93 м), удельный вес породы 27 кН/м ³ , условия плоской деформации	-
Этап 2	Земляные работы	50%
Этап 3	Установка основной каменной опоры: торкретбетон толщиной 5 см, обычный бетон толщиной 35 см С18/22.5	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и каменная крепь	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 ОВЕ для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей ($ОВЕ = kh = 0,18g$ и $80\% \times 0,18 = kv = 0,144g$)	100%

На рисунке 4.30 представлены общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 4 при срабатывании сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого разреза на этапе 5 показан на рисунке 4.31.

Также на рисунке 4.32 приведены коэффициент прочности и осевые усилия обделки (простой неармированный бетон толщиной 35см), на рисунке 4.33 показаны $\Sigma 1$ и элементы текучести вокруг тоннеля. Далее на рисунке 4.34 показаны $\Sigma 3$ и изгибающие моменты обделки, а на рисунке 4.35 представлено общее смещение и сдвиг обделки в разрезе 4 на этапе 5. На рисунке 4.36 приведены элементы текучести вокруг тоннеля. Несущая способность обделки (крепи) в этом сечении представлена на рисунке 4.37.

Результаты анализа напряжений показали, что скальные крепи, разработанные для разреза 3, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Также результаты псевдо-статического анализа

этого участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной 2/3 ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке достигнута и тоннель после такой нагрузки будет работоспособными при проходке тоннеля.

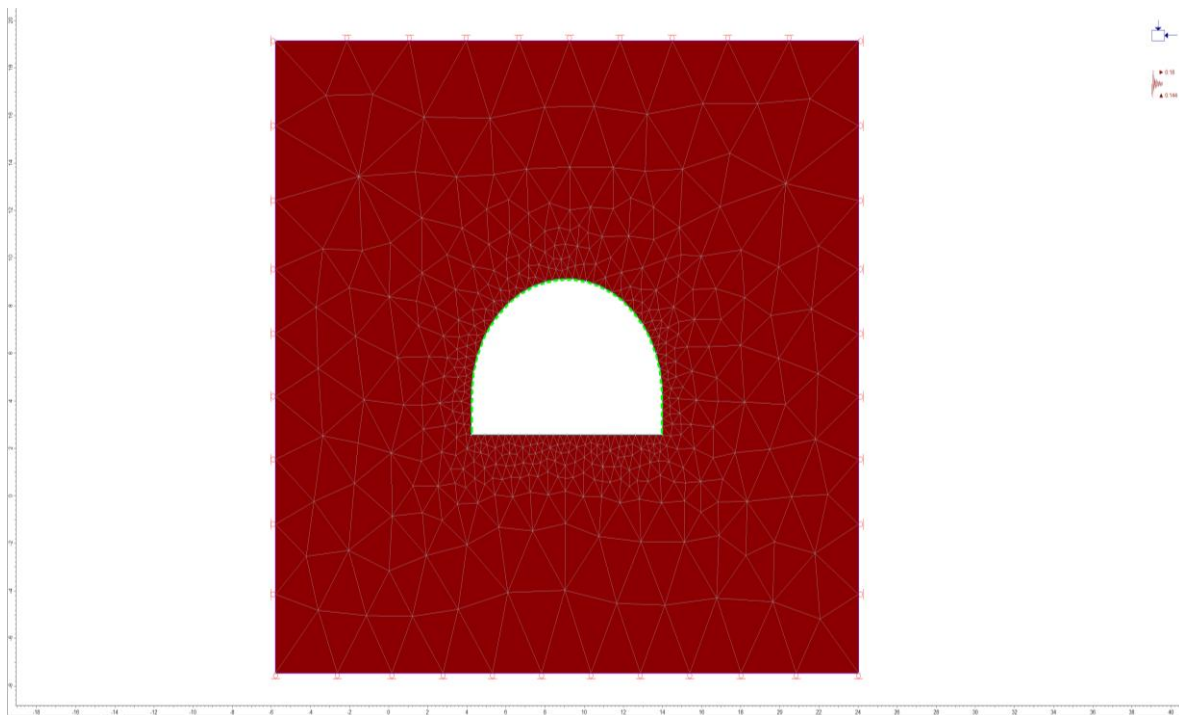


Рисунок 4.30. ТИП-II Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 4 (ПК02+80) на этапе 5

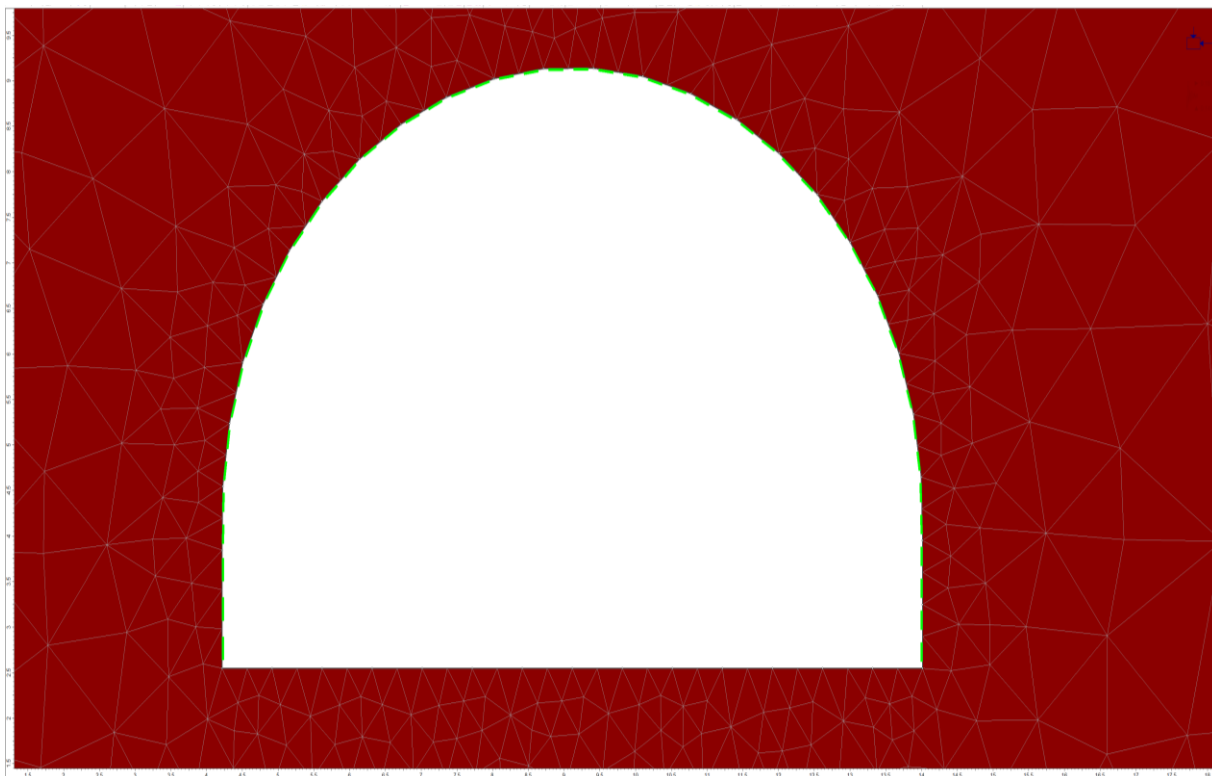


Рисунок 4.31. ТИП-II Крупный вид конечно-элементной модели САСТ-5 в разрезе 4 (ПК02+80) на этапе 5

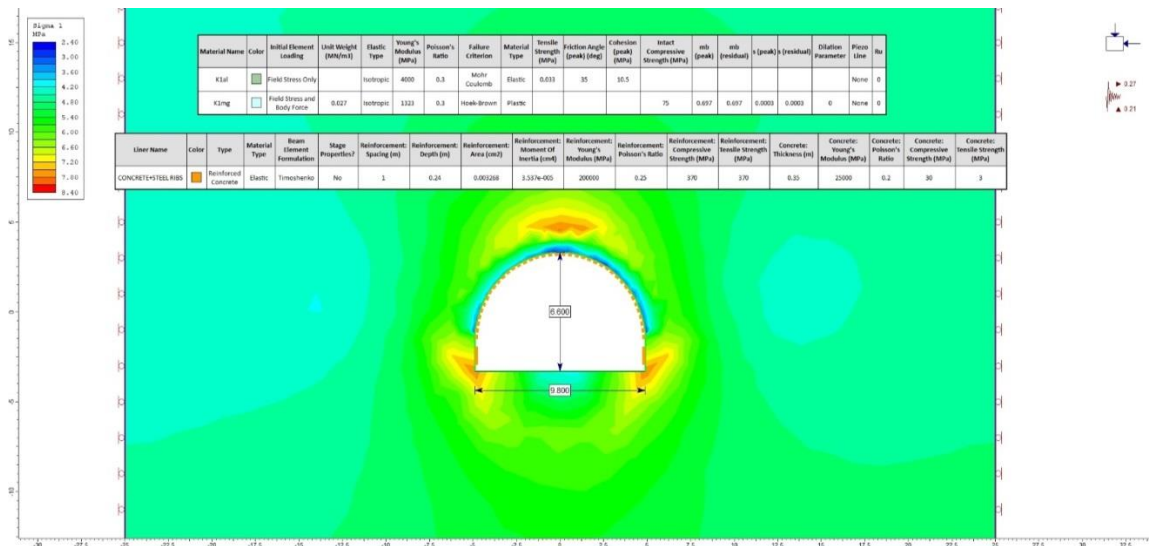


Рисунок 4.32. Коэффициент прочности и осевые силы обделки (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 4 на этапе 5

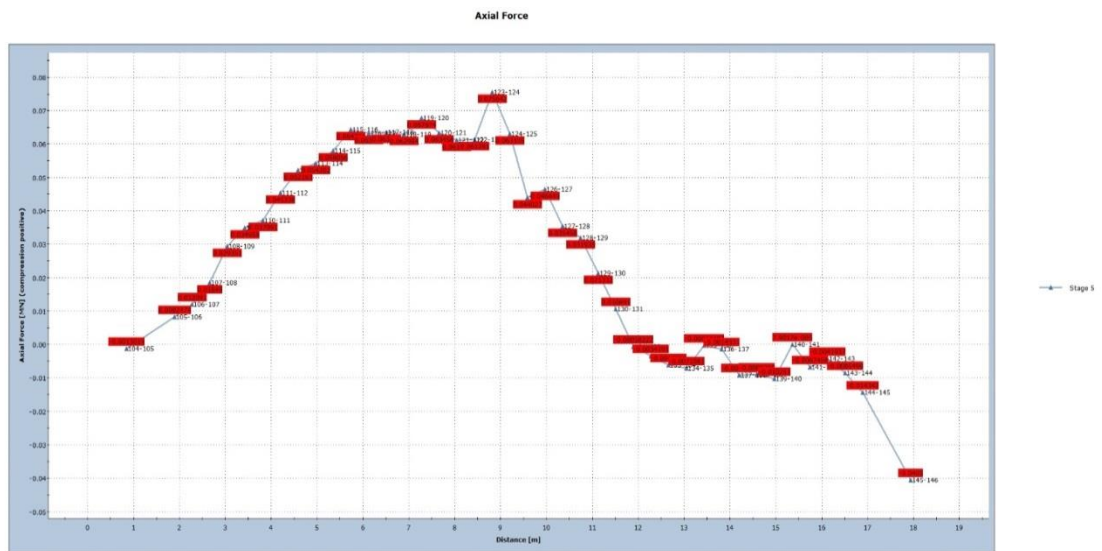


Рисунок 4.33. Осевая сила (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 4 на этапе 5

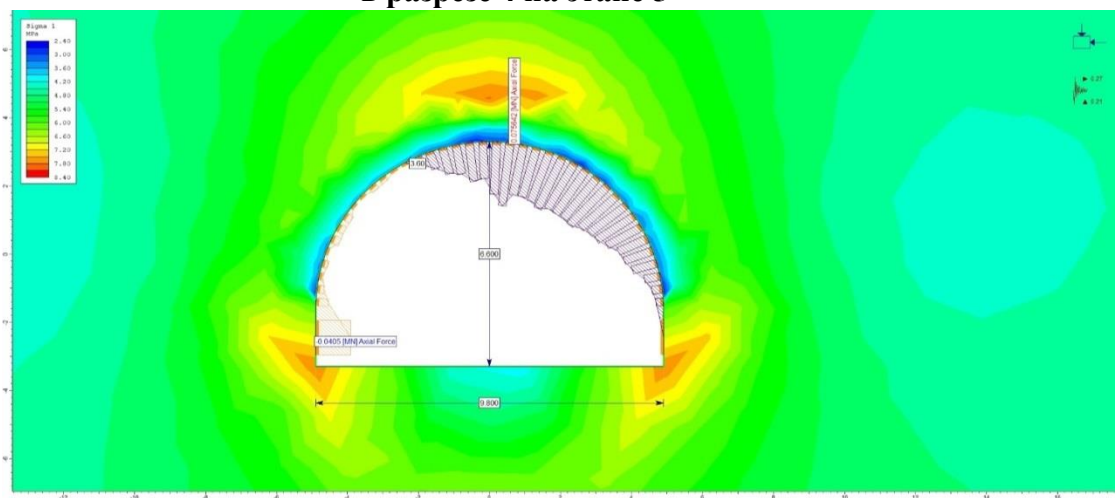


Рисунок 4.34. Осевая сила (простой бетон) САСТ-5 в разрезе 4 на этапе 5

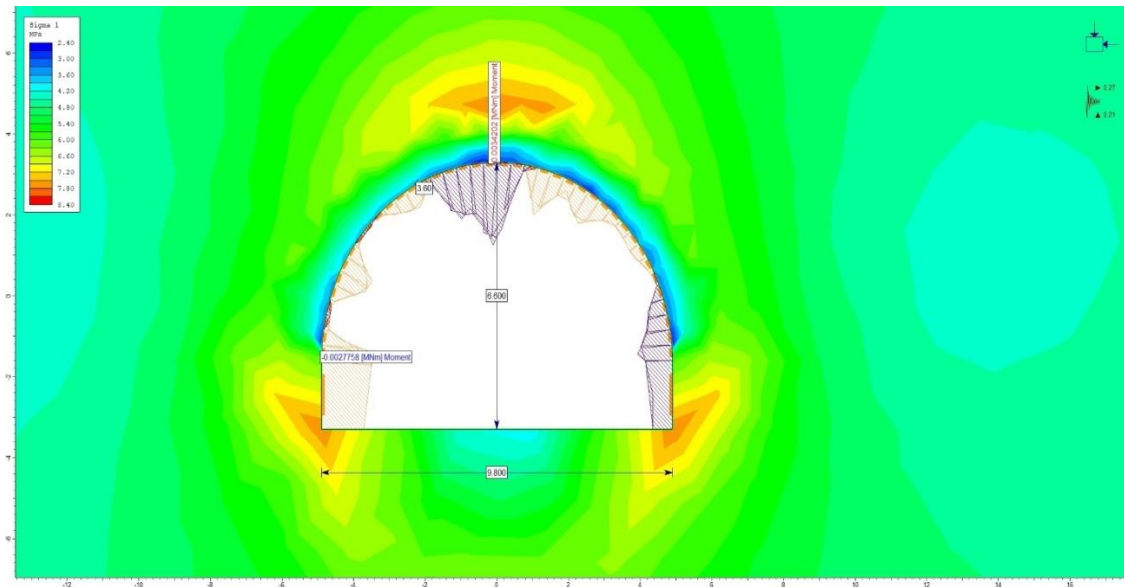


Рисунок 4.35. Момент (простой неармированный бетон) САСТ-5 в разрезе 4 на этапе 5

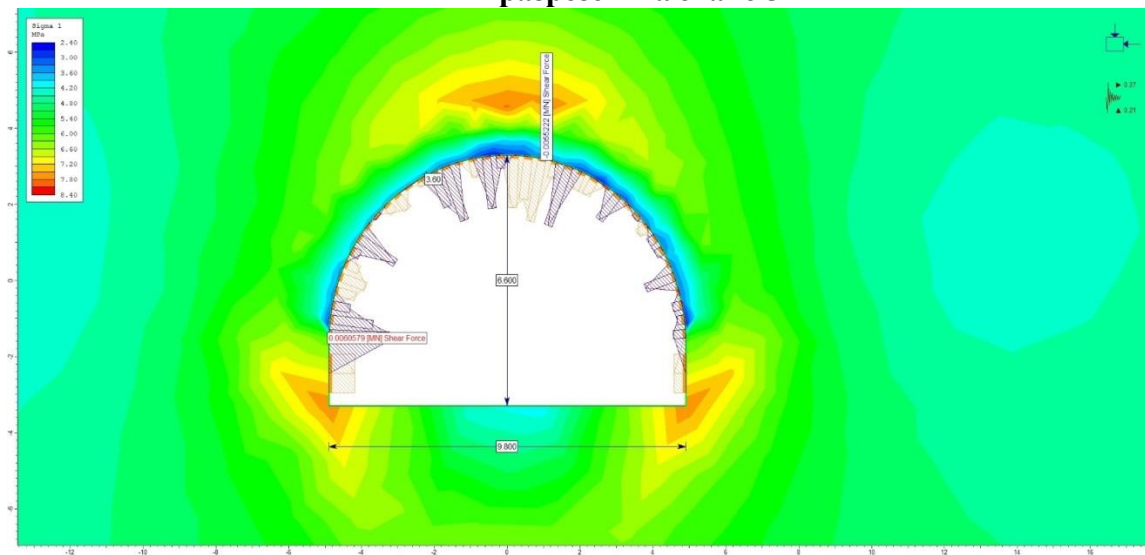


Рисунок 4.36. Сдвигающая сила разрез II – Этап 5 –Элементы текучести вокруг туннеля

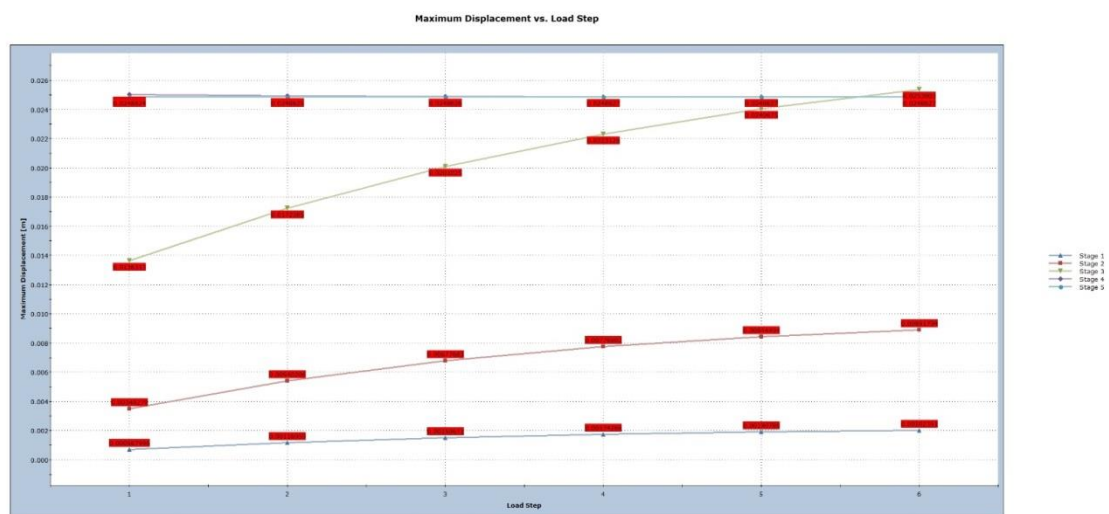


Рисунок 4.37. Смещение (бетон толщиной 35 см) САСТ-5 в разрезе 4

4.1.5. КЭ-анализ штольни САСТ-5 – ТИП II, в разрезе 5 на ПК03+20 до ПК03+64 (Зона разлома)

Модель создана для разреза 5 САСТ-5 на ПК03+20, в котором установлена система скальной крепи II типа, включающая стальное ребро и обычный (неармированный) бетон. Размеры штольни САСТ-5 в этой модели после проходки и установки скальной крепи составляют 6,10 м в высоту и 9,10 м в ширину, и она расположена в геологической пачке формации мощный песчаник с прослоями алевролитов и аргиллитов местами закономерное чередование песчаников и алевролитов. Параметры массива породы К1mg были консервативно рассмотрены в анализе методом конечных элементов в разрезе 5.

Система скальной поддержки типа II, включающая набрызгбетон (толщиной 5см) на своде и стенах и установку стального ребра IPE240 мм на шагом 1,00 м и обычного (неармированного) бетона С25/30 (толщиной 30 см) на своде и стенах, была смоделирована для КЭ-анализа разреза 5.

В этом КЭ-анализе горная масса К1mg вокруг тоннеля была смоделирована как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.

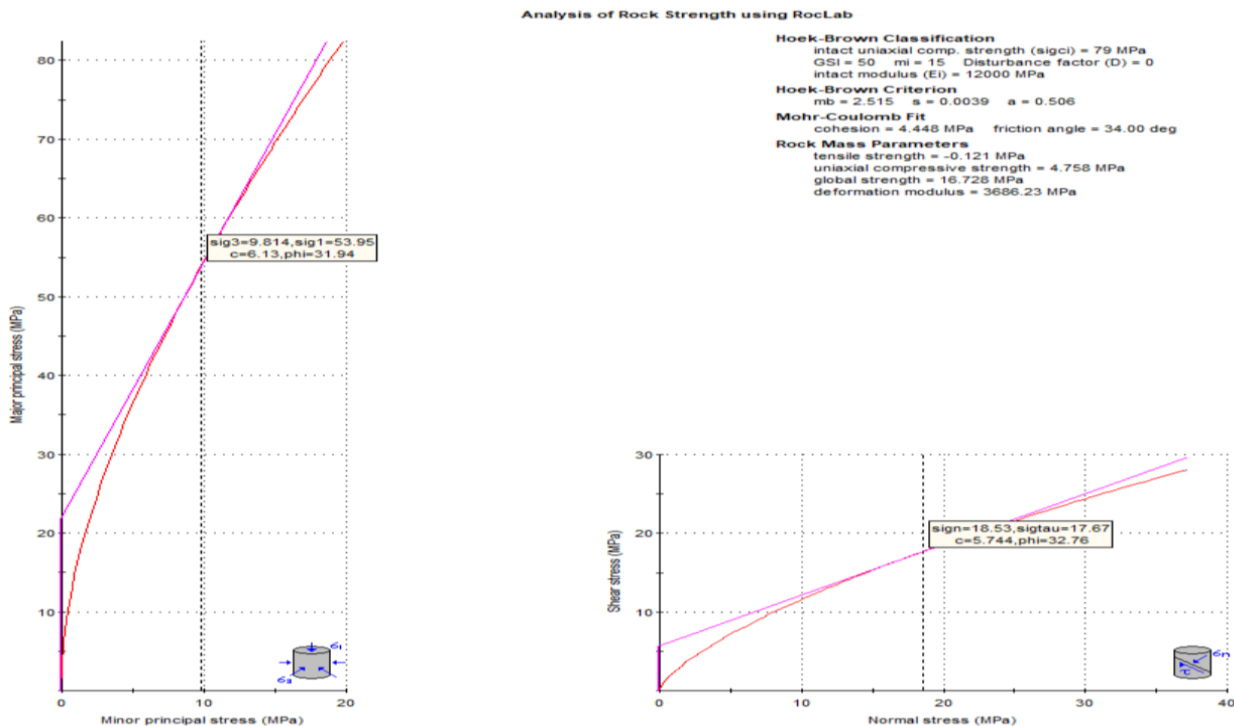


Рисунок 4.38. Механические параметры массива горных пород, окружающего в разрезе 5

КЭ анализ САСТ-5 в разрезе 5 выполнялась в 5 этапов путем воспроизведения процедуры проходки и установки крепи, представленной в таблице 4.9.

Таблица 4.9. -Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 5 на ПК03+20

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные= 83 м), удельный вес породы 27 кН/м ³ , условия плоской деформации	-
Этап 2	Земляные работы	50%
Этап 3	Монтаж основной крепи: торкретбетон толщиной 5 см, стальные ребра IPE240 мм шагом 1,00 м, простой (неармированный) бетон толщиной 30 см C18/22.5	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и крепь	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 КНО для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей ($0,18g$ и $80\% \times 0,18 = kv = 0,144g$)	100%

На рисунке 4.39 представлены общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 5 при срабатывании сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого участка на этапе 5 показан на рисунке 4.40.

На рисунке 4.41 приведены коэффициент прочности и осевые усилия обделки (стальное ребро IPE240 мм и обычный бетон толщиной 30 см), на рисунке 4.42 показаны $\Sigma 1$ и элементы текучести вокруг тоннеля. Также на рисунке 4.43 приведены $\Sigma 3$ и изгибающие моменты облицовки, на рисунке 4.44 представлены общие смещения и сдвига обделки в разрезе 5 на этапе 5, а на рисунке 4.45 показаны элементы текучести вокруг тоннеля. Можно отметить, что несущая способность бетонной обделки (крепи) на этом участке представлена на рисунке 4.46.

Результаты анализа напряжений показали, что скальные крепи, разработанные для разреза 5, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Кроме того, результаты псевдо-статического анализа этого участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной $2/3$ ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке достаточна и тоннель будет функционировать после такой нагрузки.

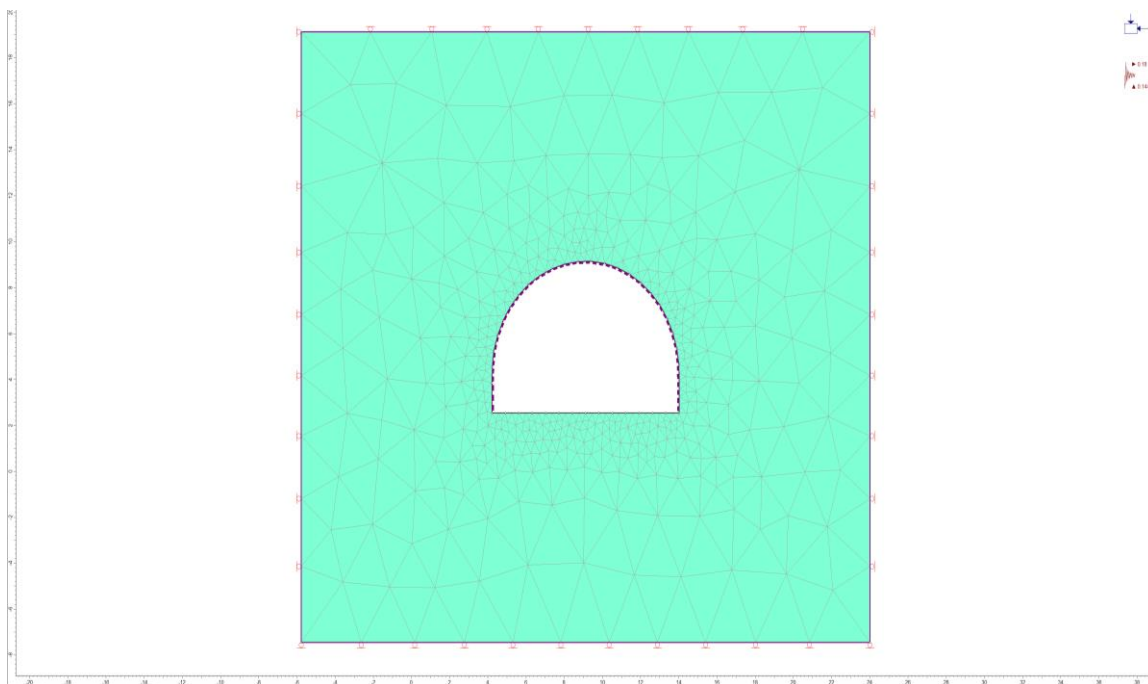


Рисунок 4.39. Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 5 (ПК 03+20) на этапе 5

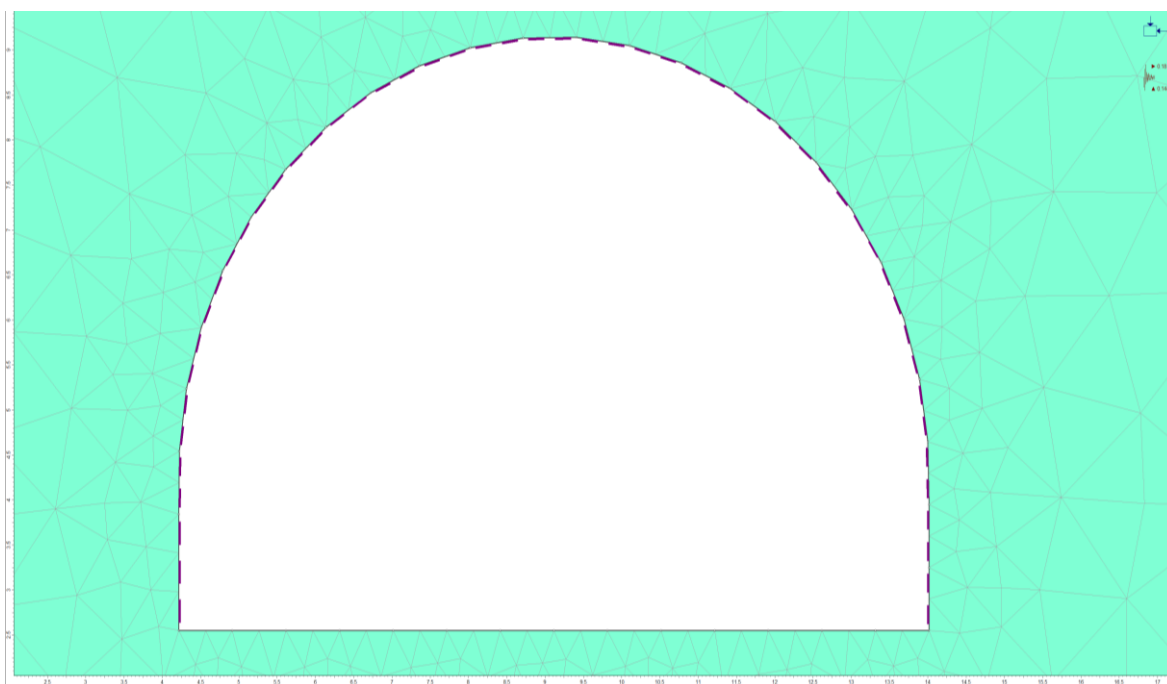


Рисунок 4.40. Крупный вид конечно-элементной модели САСТ-5 в разрезе 5 (ПК03+20) на этапе 5

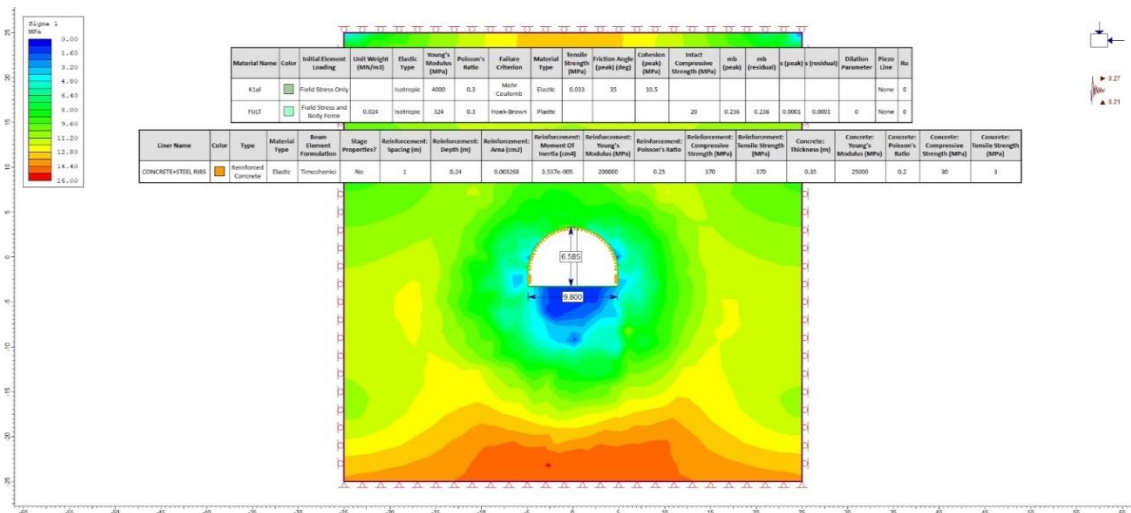


Рисунок 4.41. Коэффициент прочности и осевые силы обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 5 на этапе 5

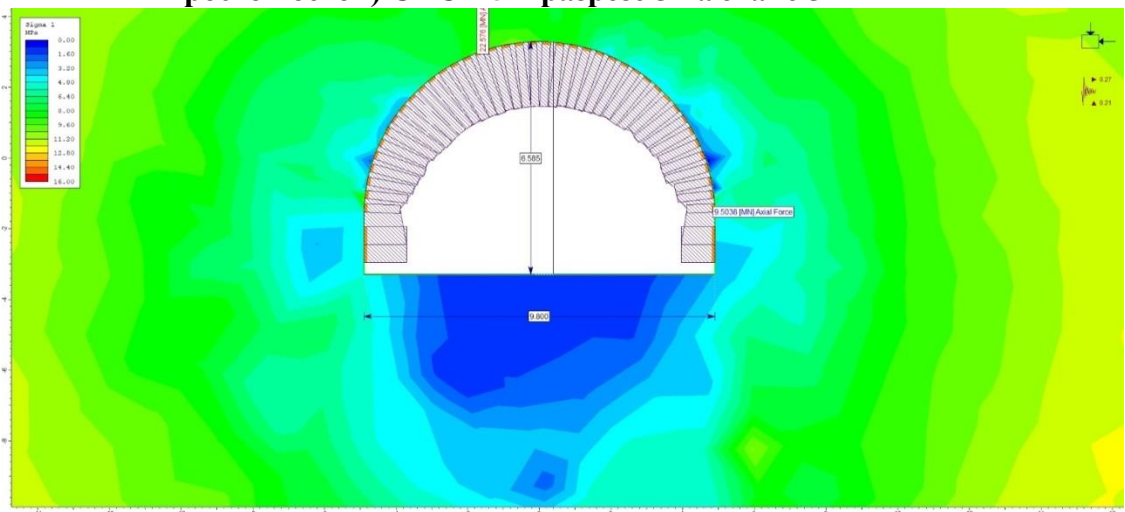


Рисунок 4.42. Осевая сила (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 5 на этапе 5

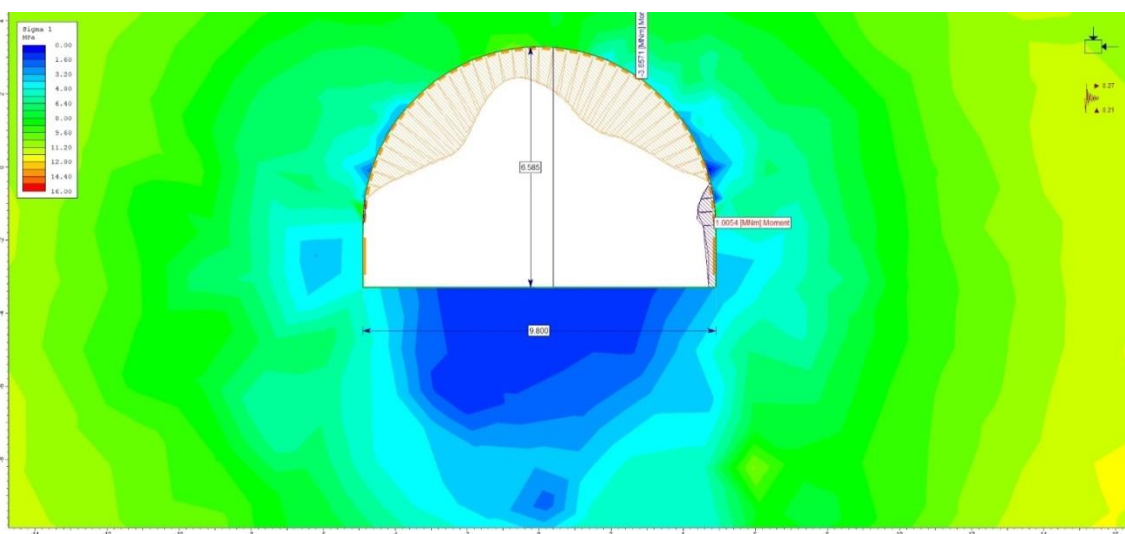


Рисунок 4.43. Момент (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 5 на этапе 5

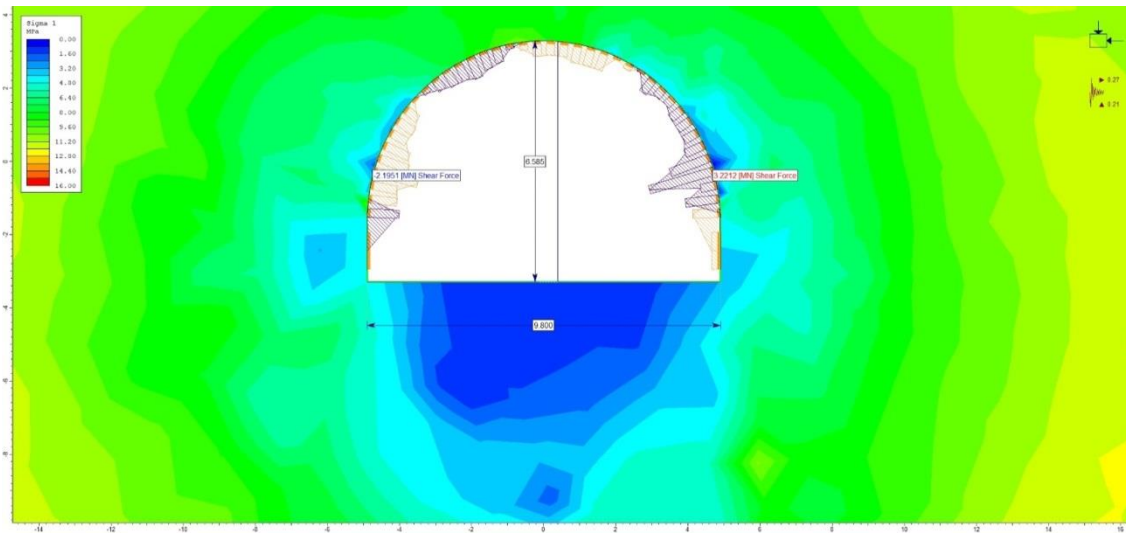


Рисунок 4.44. Сдвигающая сила (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 5 на этапе 5

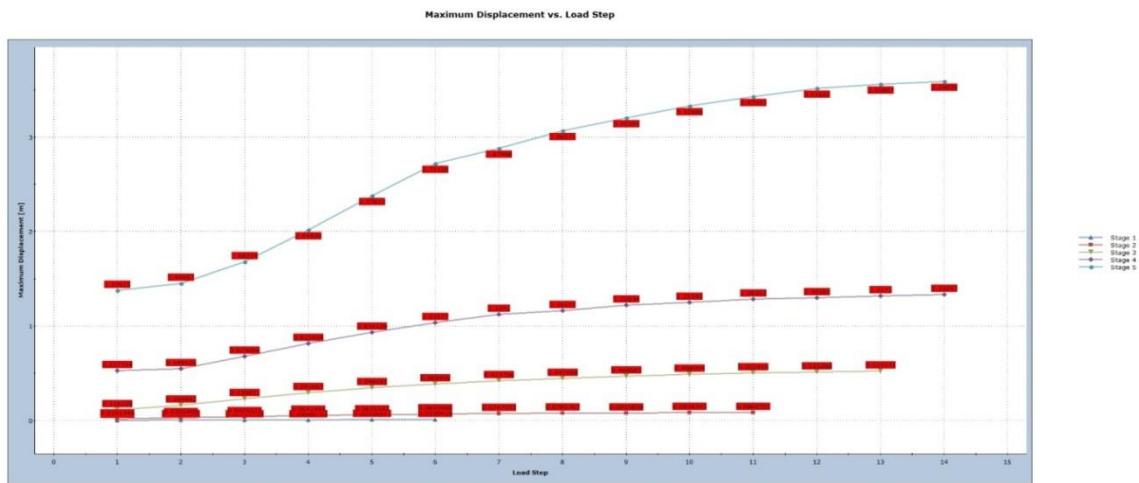


Рисунок 4.45. Смещение (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 5 на этапе 5

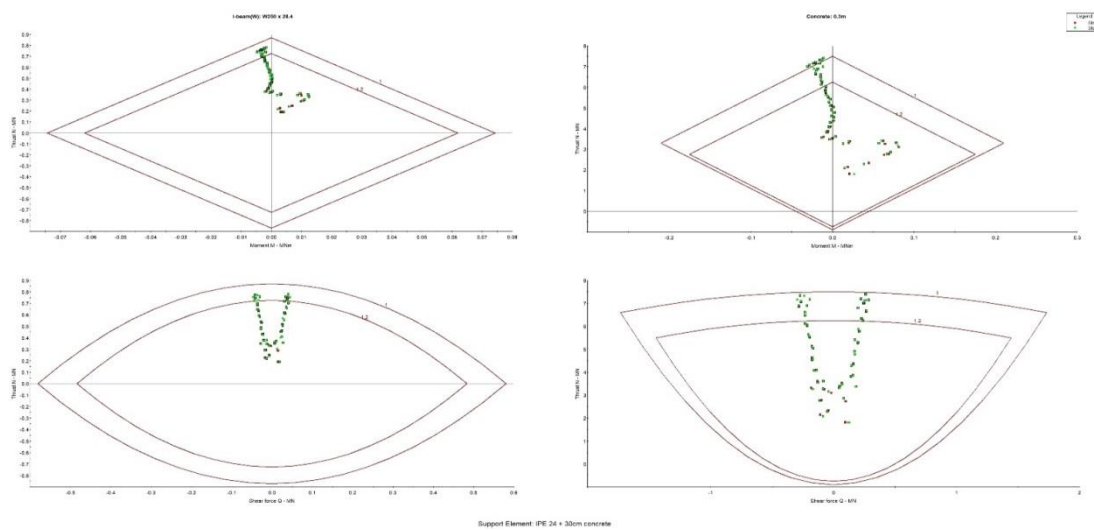


Рисунок 4.46. Несущая способность обделки (стальные ребра IPE 240 мм и обычный бетон 30 см) САСТ-5 в разрезе 5

4.1.6. КЭ-анализ САСТ-5 – ТИП II, разрез 6 на ПК03+40

Модель создана для разреза 6 САСТ-5 на ПК03+40, в котором установлена система скальной крепи II типа, включающая стальное ребро и простой бетон. Размеры тоннеля САСТ-5 в этой модели после проходки и установки скальной крепи составляют 6,10м в высоту и 9,10м в ширину, и она расположена в геологической толще Гурдакской свиты, в том числе сложенной гипсовым аргиллитом, каменной солью с обломками аргиллита.

Система скальной КРЕПИ типа II, включающая набрызгбетон (толщиной 5 см) в своде и стенах и установку стального ребра IPE240 мм шагом 1,0м и простого бетона С25/30 (толщиной 30см) в своде и стенах, была смоделирована для анализа конечных элементов. разреза 6.

В этом КЭ-анализе горные массивы J3gr вокруг тоннеля были смоделированы как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.

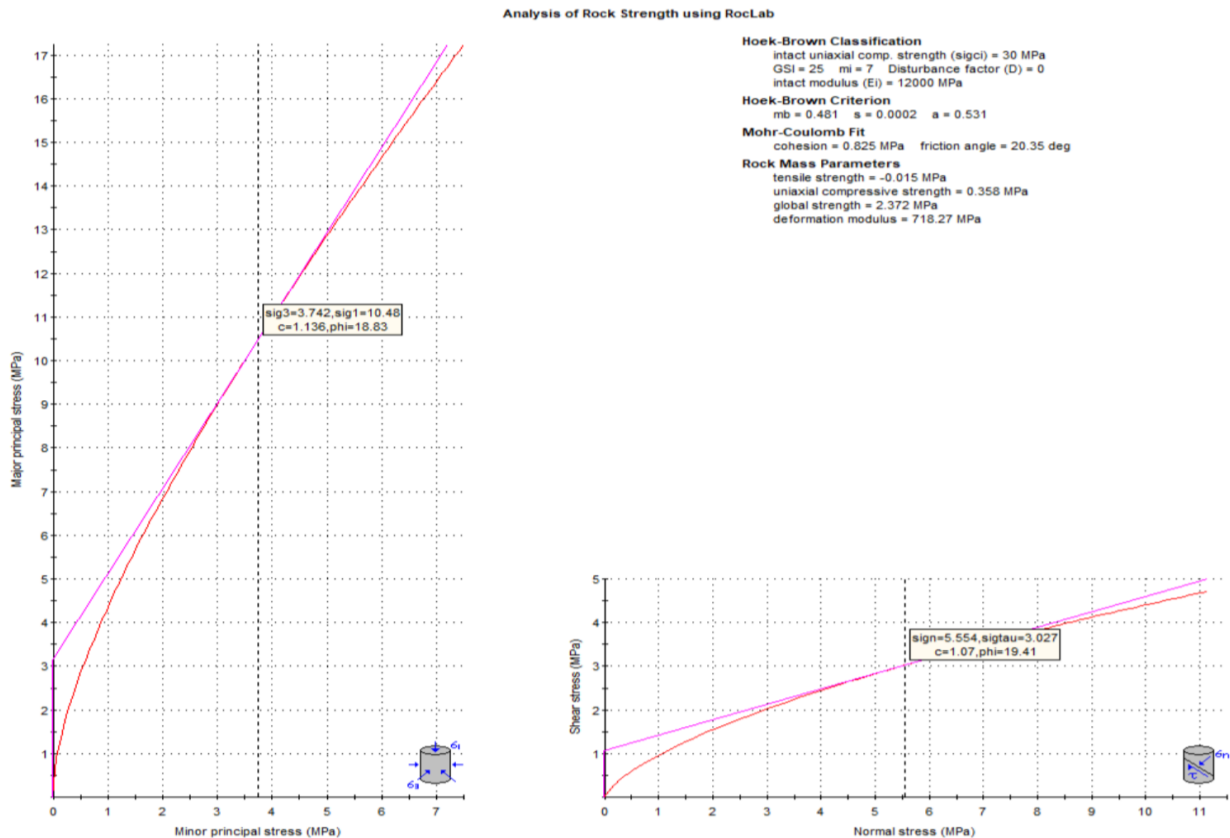


Рисунок 6.47. Показаны механические параметры массива горных пород, окружающего в разрезе 6.

КЭ анализ САСТ-5 в разрезе 6 была проведена в 5 этапов путем воспроизведения процедуры проходки и установки крепи, представленной в таблице 4.10.

Таблица 4.10.-Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 6 на ПК03+40

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные= 63 м), удельный вес породы 27	-
Этап 2	Земляные работы	50%
Этап 3	Монтаж основной скальной опоры: торкретбетон толщиной 5 см, стальные ребра IPE240 мм шагом 1,00 м, обычный бетон толщиной 30 см C18/22.5	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и каменная крепь	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 ОВЕ для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей ($ОВЕ = kh = 0,18g$ и $80\% \times 0,18 = kv = 0,144g$)	100%

На рисунке 4.48 показан общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 6 при срабатывании сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого разреза на этапе 5 представлен на рисунке 4.49.

Также на рисунке 4.50 приведены коэффициент прочности и осевые усилия облицовки (стальное ребро IPE240 мм и обычный бетон толщиной 30см), на рисунке 4.51 показаны Sigma 1 и элементы текучести вокруг тоннеля. Далее на рисунке 4.52 приведены Sigma 3 и изгибающие моменты обделки, а на рисунке 4.53 представлены общие смещения и сдвига обделки в разрезе 6 на этапе 5, а на рисунке 4.54 элементы текучести вокруг тоннеля. Несущая способность бетонной обделки на этом участке представлена на рисунке 4.55.

Полученные результаты анализа напряжений показали, что скальные крепи, разработанные для разреза 6, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Кроме того, результаты псевдо-статического анализа этого участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной

2/3 ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке будет достигнута и проходка подходного тоннеля будет функционировать после такой нагрузки.

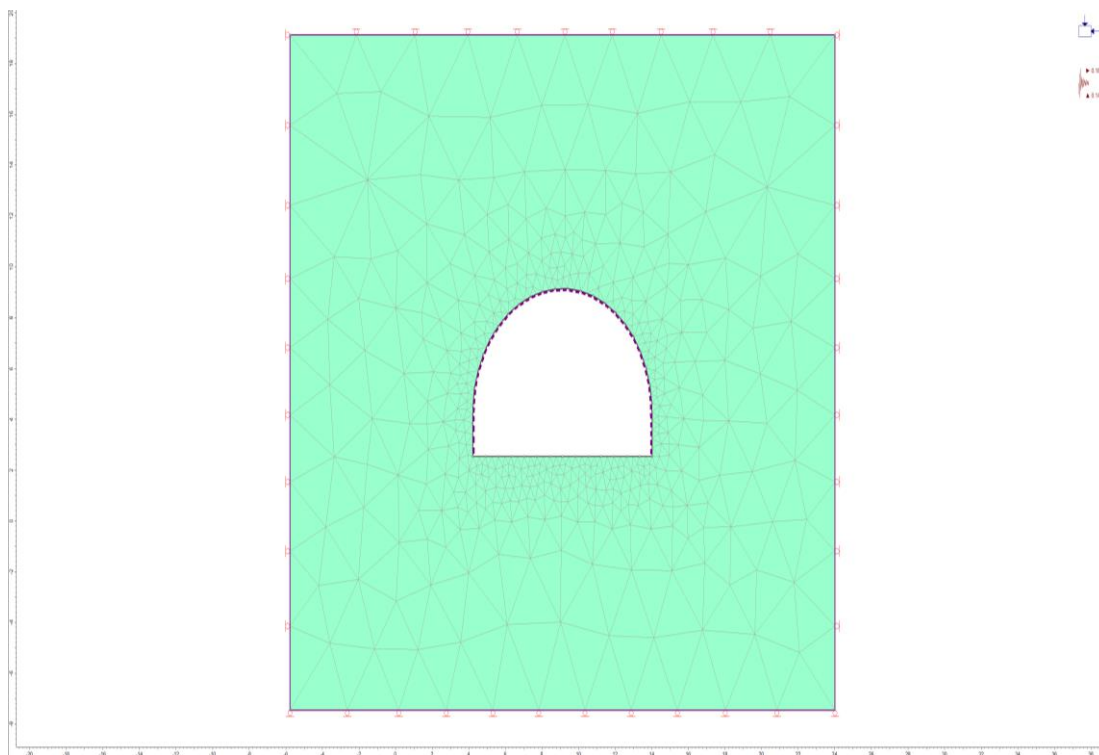


Рисунок 4.48. Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 6 (ПК 03+40) на 5-м этапе

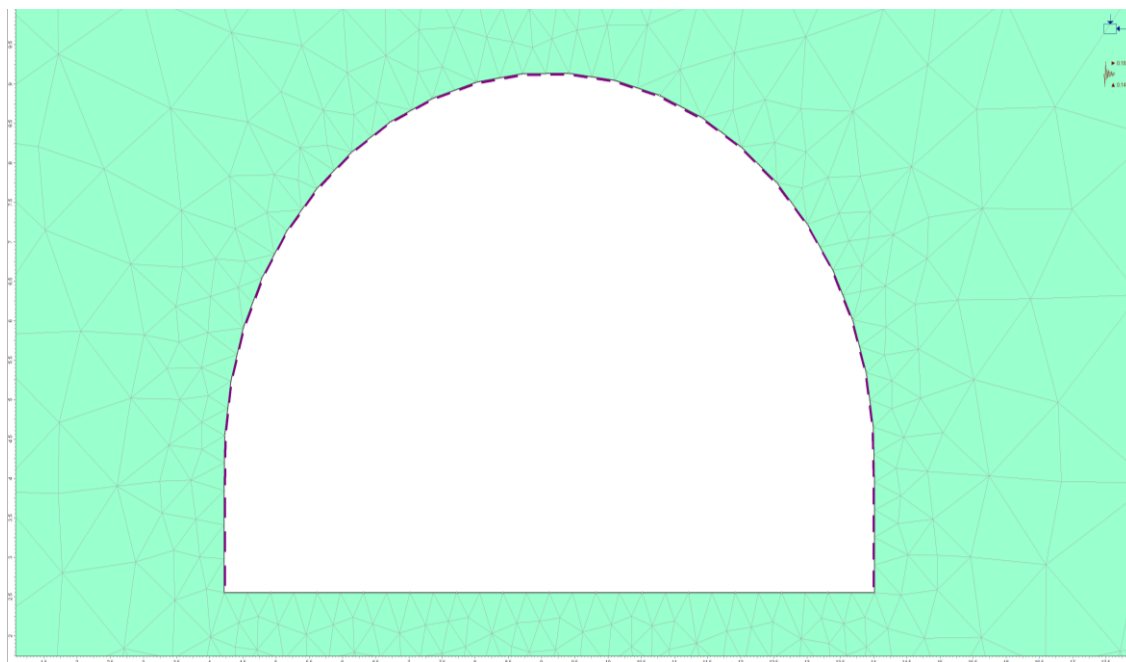


Рисунок 4.49. Крупный вид конечно-элементной модели САСТ-5 в разрезе 6 (ПК 03+40) на 5-м этапе

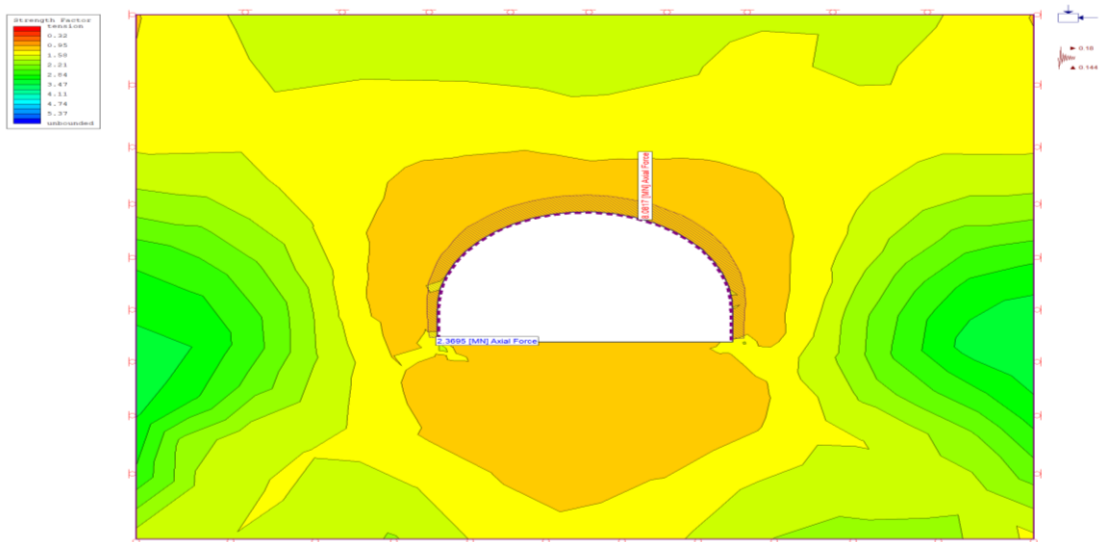


Рисунок 4.50. Коэффициент прочности и осевые силы обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 6 на этапе 5

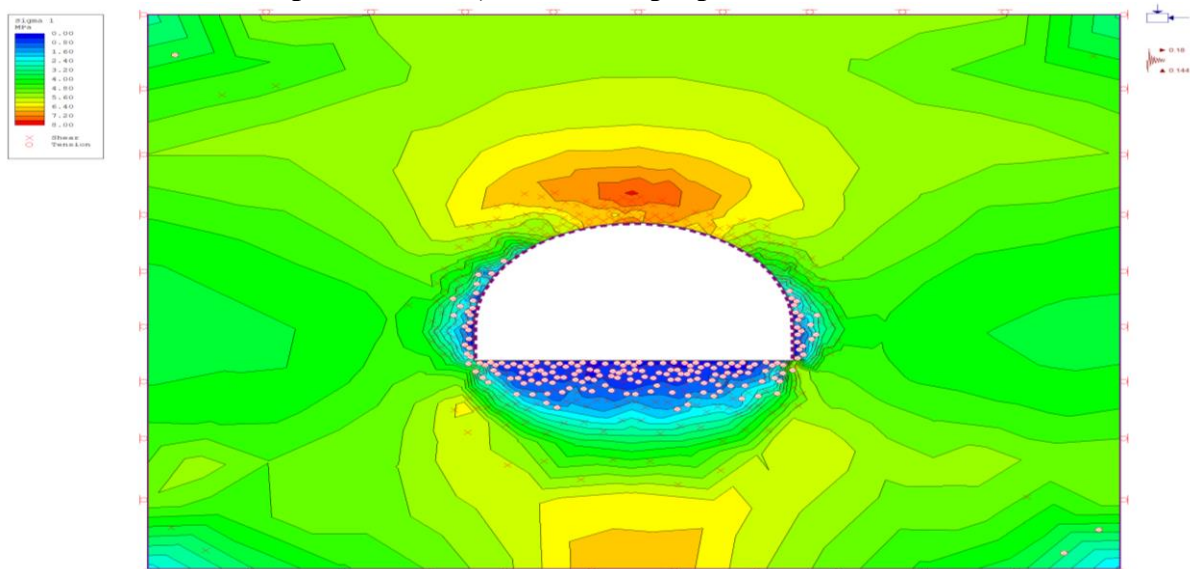


Рисунок 4.51. Sigma 1 и элементы текучести обделки САСТ-5 в разрезе 6 на этапе 5

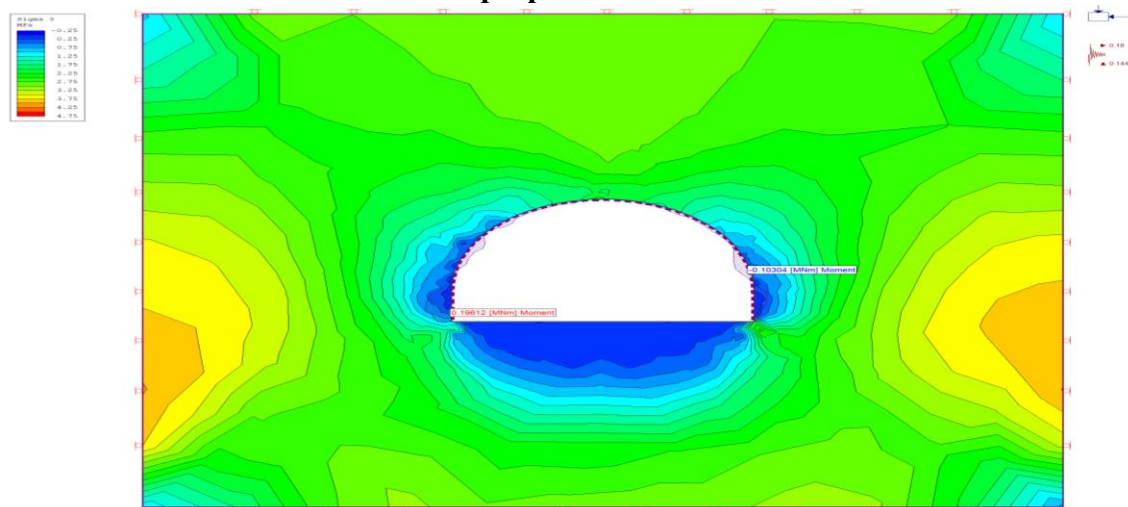


Рисунок 4.52. Sigma 3 и изгибающие моменты обделки САСТ-5 в разрезе 6 на этапе 5

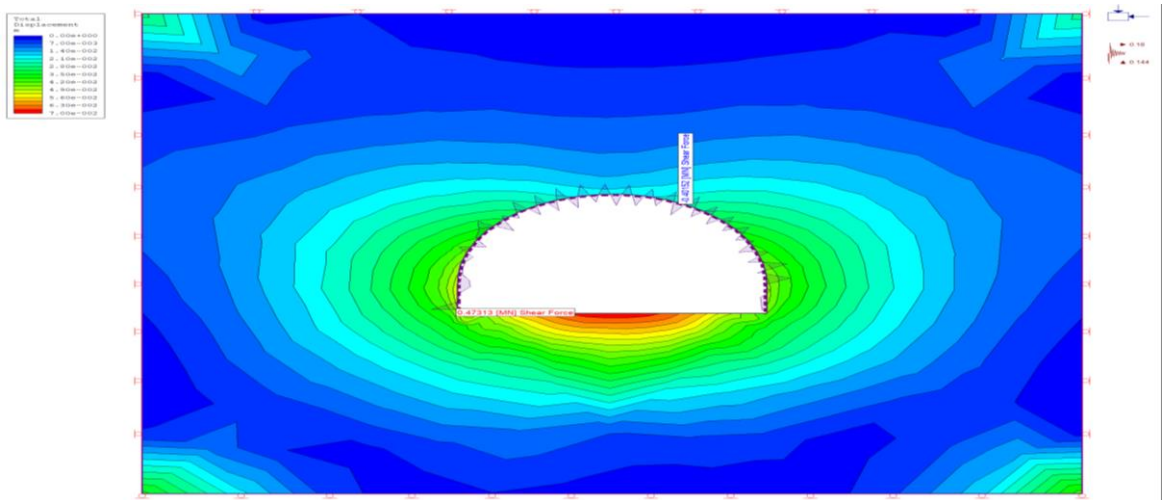


Рисунок 4.53. Общие смещение и сдвига обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 6 на этапе 5

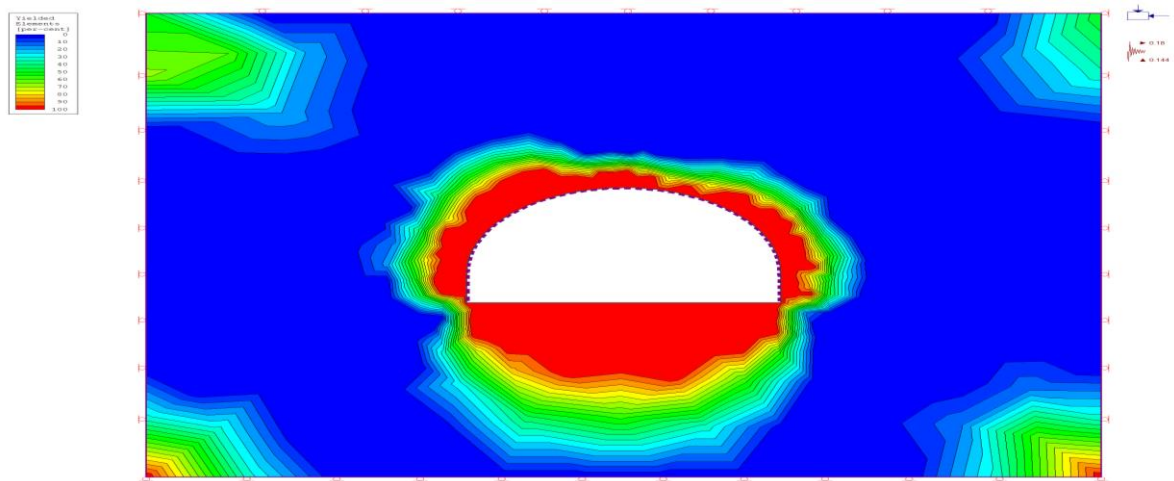


Рисунок 4.54. Элементы текучести обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 6 на этапе 5

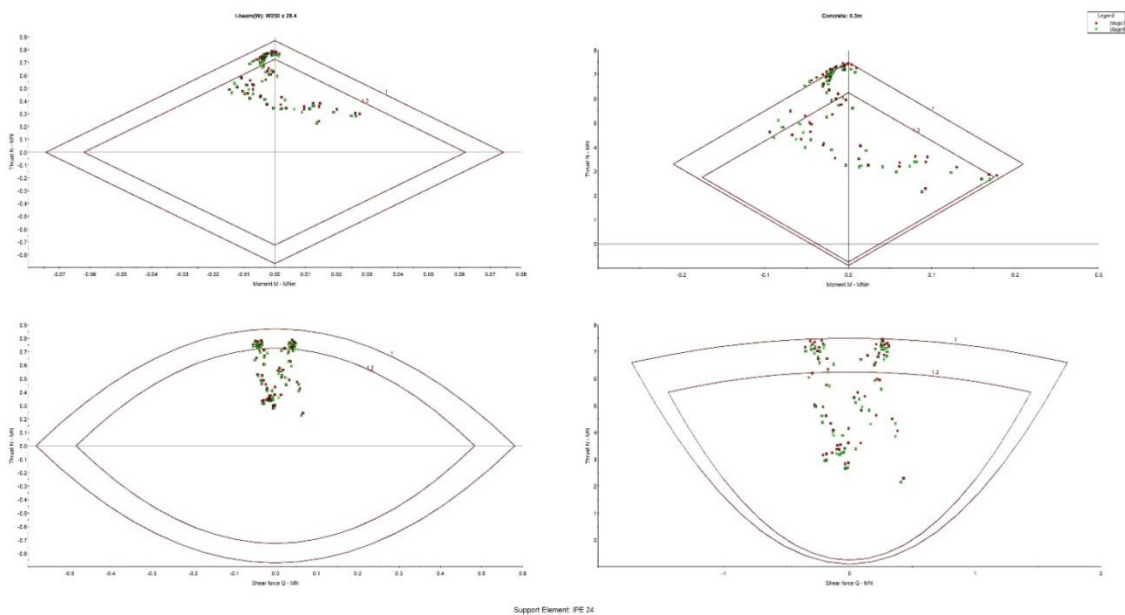


Рисунок 4.55. Несущая способность обделки (стальные ребра IPE 240 мм и обычный бетон 30 см) САСТ-5 в разрезе 6

4.1.7. КЭ-анализ САСТ-5 – ТИП II, разрез 7 на ПК03+60

Модель создана для разреза 7 САСТ-5 на ПК03+60, в которой установлена система скальной крепи II типа, включающая стальное ребро и простой бетон. Размеры тоннеля САСТ-5 в этой модели после проходки и установки скальной крепи составляют 6,10м в высоту и 9,10м в ширину, и она расположена в геологической толще Нижней Явани (K1jv1), состоящей в основном из алевролитов и аргиллитов с гипсовыми прожилками.

Система скальной поддержки типа II, включающая набрызгбетон (толщиной 5см) на своде и стенах и установку стального ребра IPE240 мм на расстоянии 1,0м и простого бетона C25/30 (толщиной 30см) на своде и стенах, была смоделирована для КЭ-анализа. разреза 7.

В этом КЭ-анализе горные породы K1jv1 вокруг тоннеля были смоделированы как упругопластический материал, прочностные параметры которого в пластическом режиме снижаются.

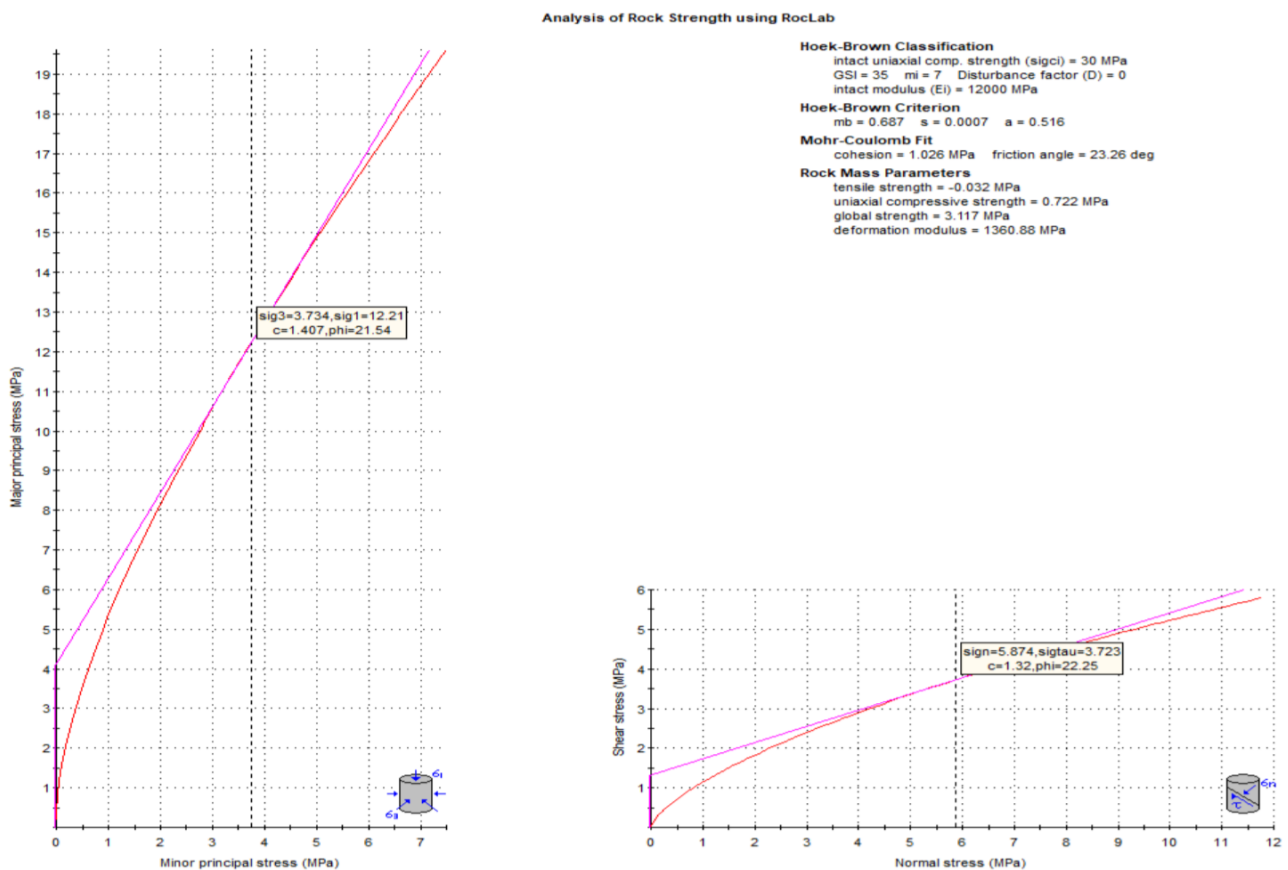


Рисунок 4.56. Механические параметры массива горных пород, окружающего разрез 7

КЭ анализ САСТ-5 в разрезе 7 была проведена в 5 этапов путем воспроизведения процедуры проходки и установки крепи, представленной в таблице 4.11.

Таблица 4.11. -Описание моделирования САСТ-5 в разрезе 7 на ПК 03+60

Этапы	Описание	Снятие напряжения на последовательных этапах земляных работ и крепи
Этап 1	Условия полевых напряжений с учетом силы тяжести и фактической поверхности земли (вскрышные= 87 м), удельный вес породы 27 кН/м ³ , условия плоской деформации	-
Этап 2	Земляные работы	50%
Этап 3	Монтаж основной каменной опоры: торкретбетон толщиной 5 см, стальные ребра IPE240 мм шагом 1,00 м, обычный бетон толщиной 30 см C18/22.5	75%
Этап 4	Завершение земляных работ и каменная крепь	100%
Этап 5	Активация сейсмической нагрузки, эквивалентной 2/3 ОВЕ для горизонтальной составляющей и 80% от нее для вертикальной составляющей ($ОВЕ = kh = 0,18g$ и $80\% \times 0,18 = kv = 0,144g$)	100%

На рисунке 4.57 показан общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 7 при срабатывании сейсмической нагрузки на этапе 5 ($PGA_h = 0,18g$ и $PGA_v = 0,144g$). Увеличенный вид КЭ модели этого участка на этапе 5 показан на рисунке 4.58.

Также на рисунке 4.59 показаны коэффициент прочности и осевые усилия обделки (стальное ребро IPE240 мм и простой бетон толщиной 30см), на рисунке 4.60 представлены сигма 1 и элементы текучести вокруг тоннеля. На рисунке 4.61 показаны сигма 3 и изгибающие моменты обделки, а на рисунке 4.62 представлены общие смещения и сдвига обделки в разрезе 7 на этапе 5, а на рисунке 4.63 показаны элементы текучести вокруг тоннеля. Несущая способность обделки на этом участке представлена на рисунке 4.64.

Полученные результаты анализа напряжений показали, что скальные крепи, разработанные для разрезе 7, будут функционировать при различных статических нагрузках (этап 3). Кроме того, результаты псевдо-статического анализа этого

участка показали, что при сейсмической нагрузке, эквивалентной $2/3$ ОВЕ, устойчивость САСТ-5 на этом участке будет достигнута и при проходке тоннеля будет функционировать после такой нагрузки.

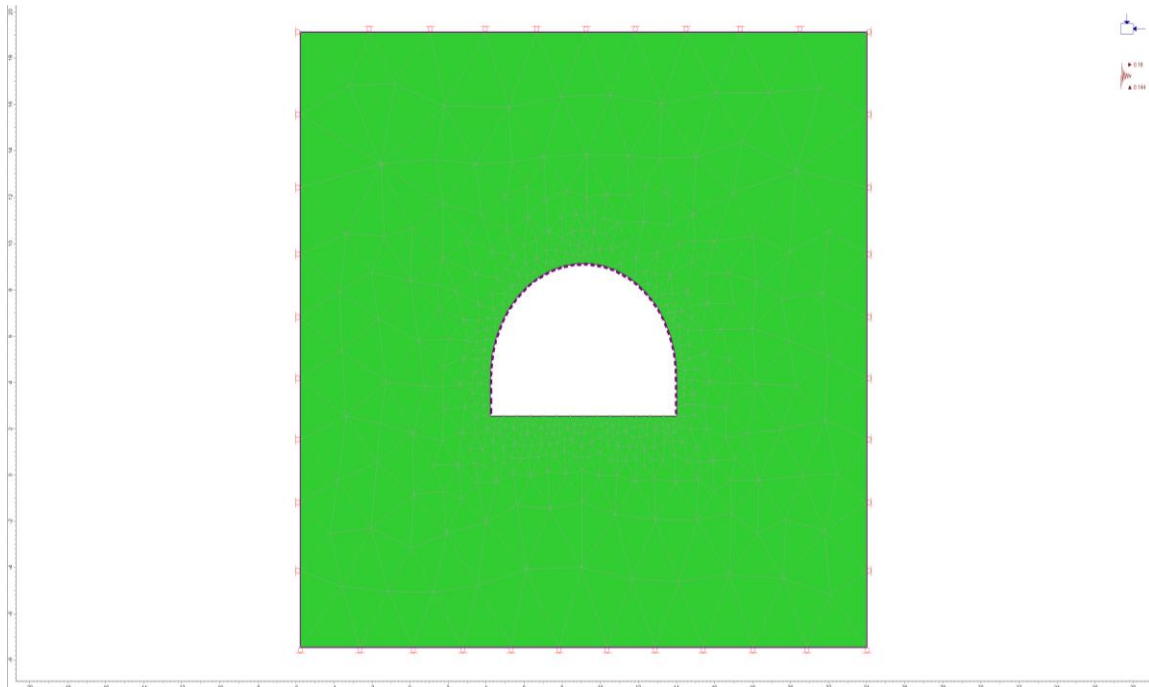


Рисунок 4.57. Общий вид КЭ модели САСТ-5 в разрезе 7 (ПК 03+60) на этапе 5

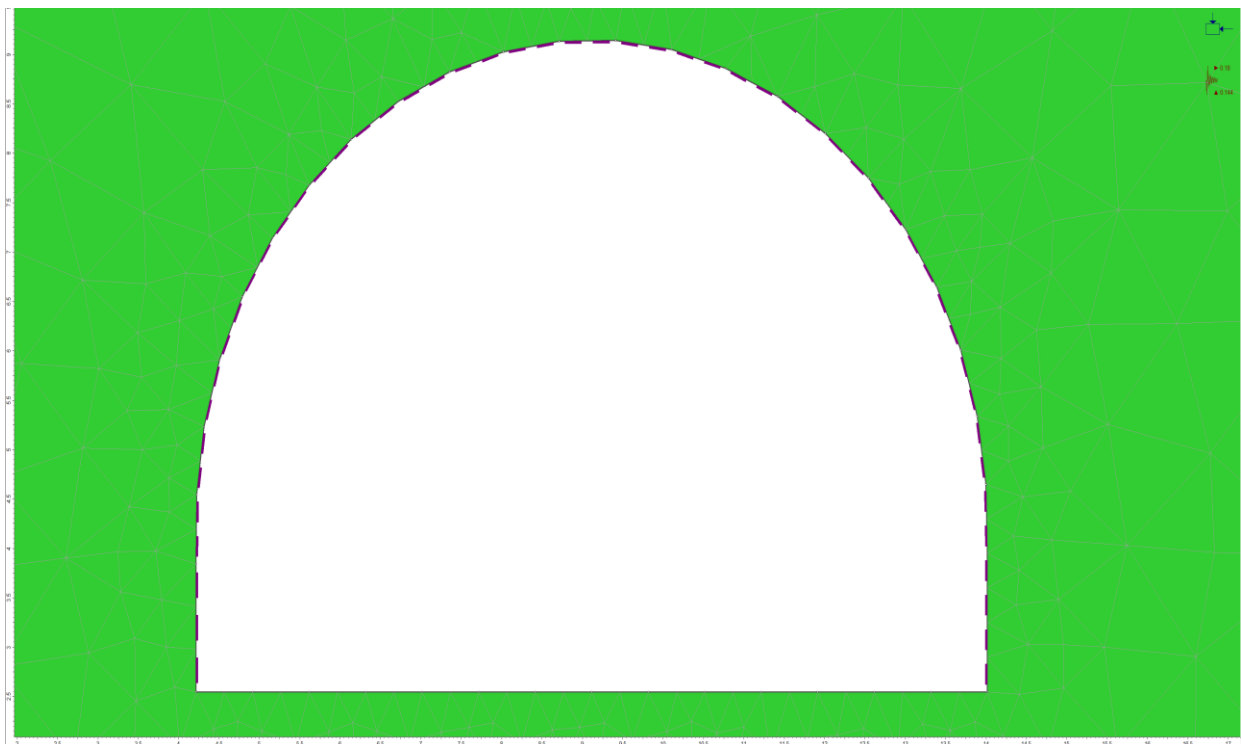


Рисунок 4.58. Крупный вид конечно-элементной модели САСТ-5 в разрезе 7 (ПК03+60) на этапе 5

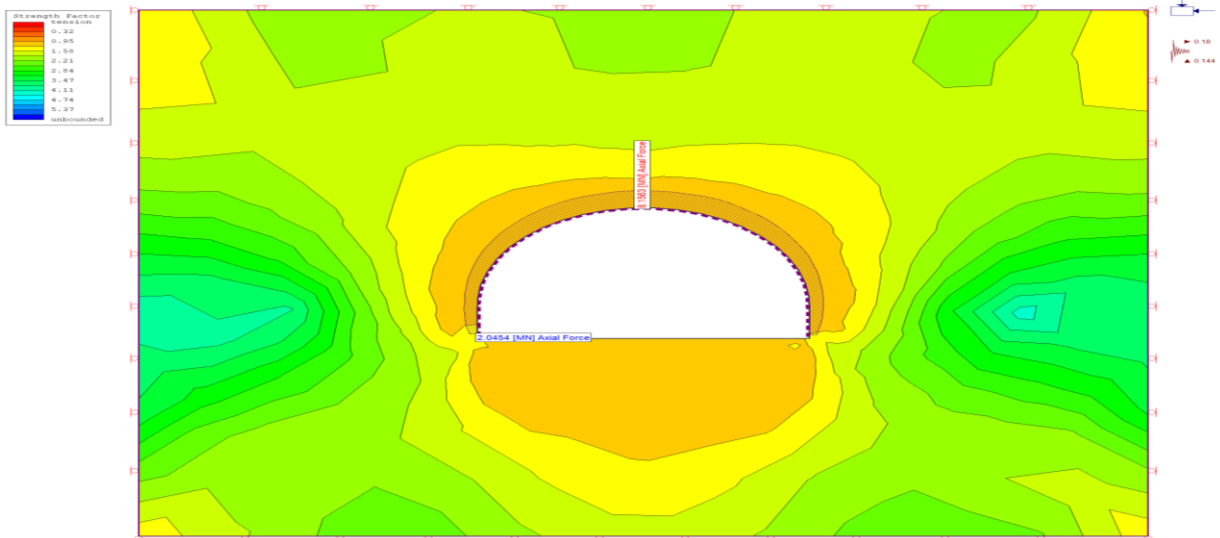


Рисунок 4.59. Коэффициент прочности и осевые силы обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 7 на этапе 5

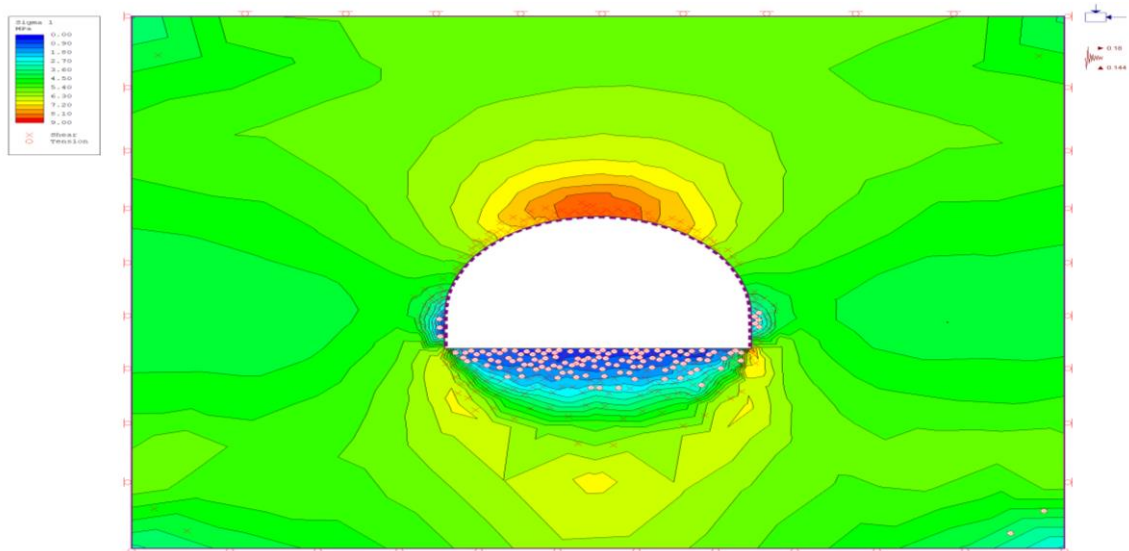


Рисунок 4.60. Sigma 1 и элементы текучести обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 7 на этапе 5

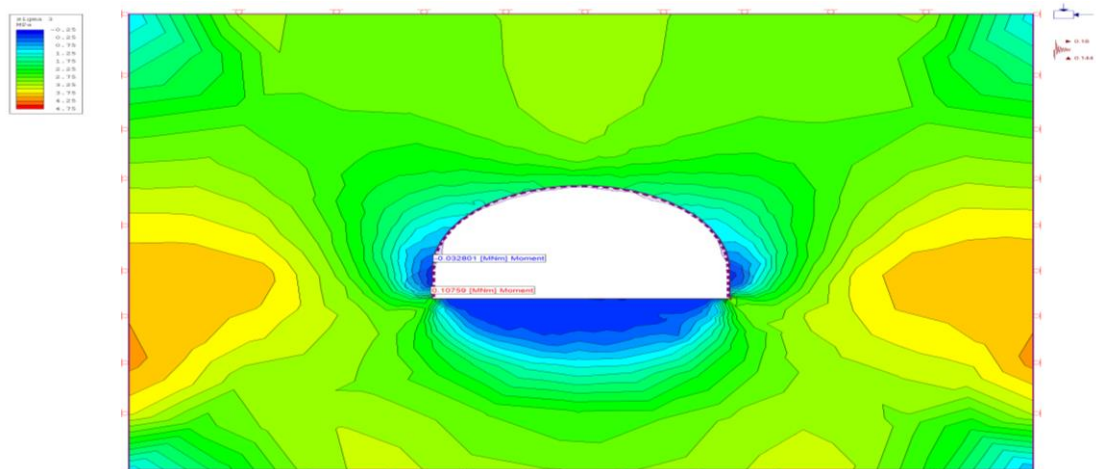


Рисунок 4.61. Sigma 3 и изгибающие моменты обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 7 на этапе 5

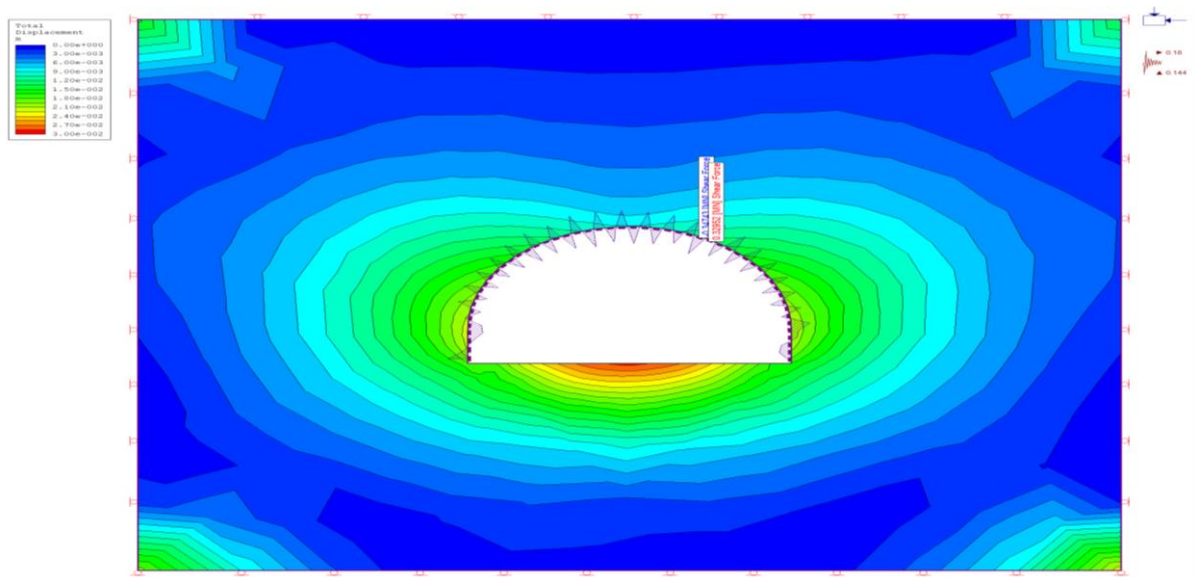


Рисунок 4.62. Общие смещение и сдвига обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 7 на этапе 5

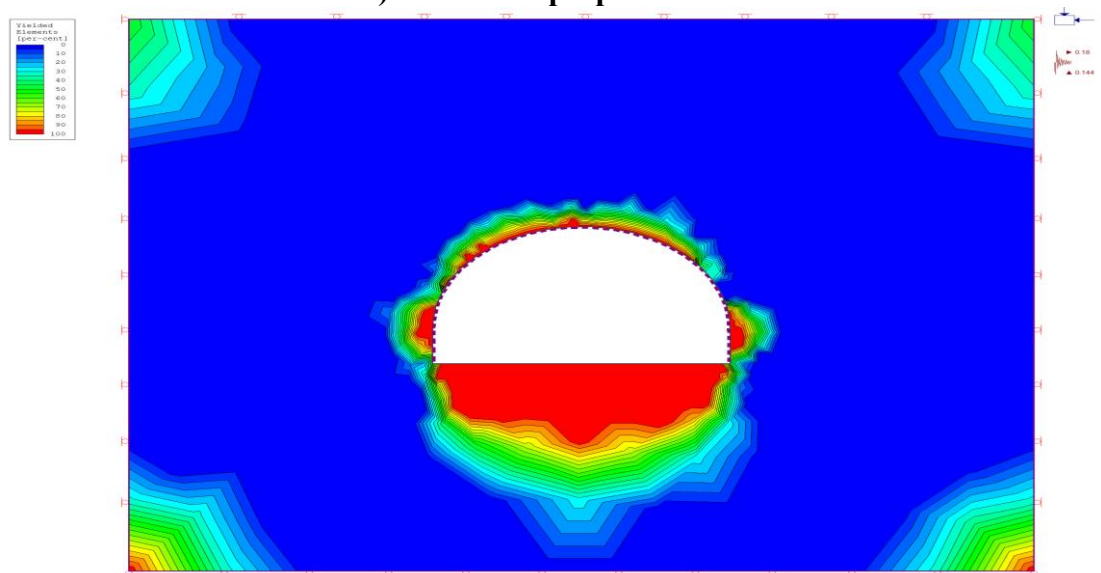


Рисунок 4.63. Элементы текучести обделки (стальные ребра и простой бетон) САСТ-5 в разрезе 7 на этапе 5

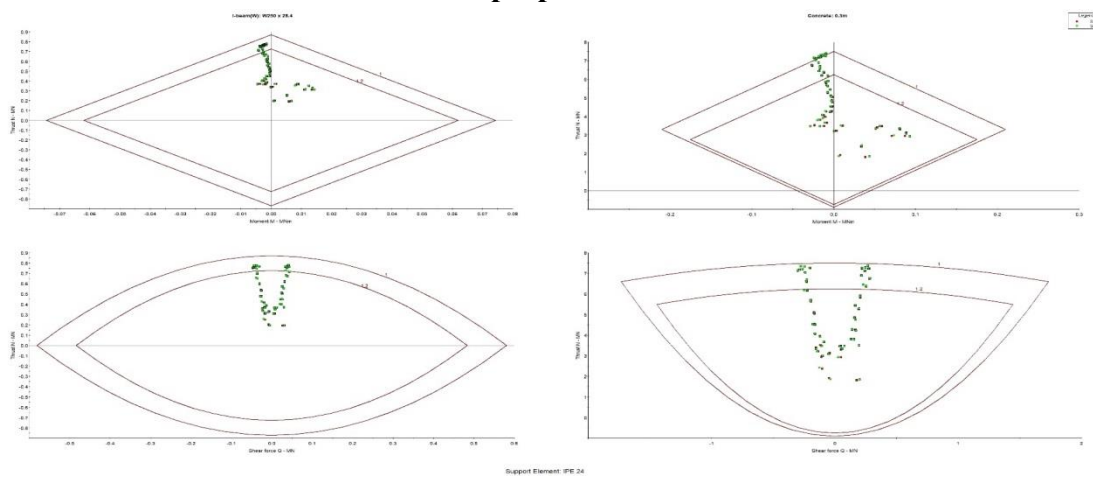


Рисунок 4.64. Несущая способность обделки (стальные ребра IPE 240 мм и обычный бетон 30 см) САСТ-5 в разрезе 7

4.2. Проект временной крепи горных пород для потенциально неустойчивых клиньев

Устойчивость скальных горных пород прямо зависит от трещиноватости (азимут и угол падения), в частности от пересечения систем трещин с напластованием массива грунтов. Для определения потенциально неустойчивых клиньев и оценки состояния свода тоннеля, после применения по мерам по стабилизации с применением торкрета и анкерных болтов для достижения необходимого прочности. Такого типа расчеты, возможно, выполнить с помощью программы UNWEDGE ver.3.0, com. RocScience и работающего по методу предельного равновесия.

При анализе данная программа комбинирует крупные систем трещин, которые предположительно могут образовать взаимное пересечении несплошностей и которые имеют малый запас прочности. По трассе тоннеля САСТ-5 разделены на 13 участков, которые характеризуются сходными структурно-литологическими условиями. При анализе структурных условий (с частности распространения трещин в массиве горных пород) комбинируются в основном трещины напластование с не более еще 2-мя системами трещин, при моделировании принято выбирать комбинации с минимальными запасами прочности.

4.2.1. Проектирование временной крепи породы

Основываясь на геологических условиях основании трассы тоннеля САСТ-5, для проектирования временной крепи используется эмпирический метод, с целью определения систем крепи на различных участках трассы.

Один из наиболее широко используемых методов является классификация массива горных пород на основании такого параметра как “Показатель качество массива” (Q) по Бартону и др. 2002 г., который разработан на анализе данных выполненных проходческих работ. Учитывая количество выполненных работы, данная система классификации вполне подходит для выбора необходимой систем крепи.

4.2.2. Система крепи на основании коэффициента поддержки земляных работ (ESR)

В дополнение к качеству массива горных пород (Q), два других фактора имеют решающее значение для конструкции временной крепи в подземных выработках. Этими факторами являются требования безопасности и размеры, т. е. пролет или высота подземного сооружения. Как правило, потребность в опорах возрастает с увеличением пролета и высоты стены. Чтобы выразить требования безопасности, используется коэффициент, называемый ESR (коэффициент поддержки земляных работ) (Таблица 4.12).

Низкое значение ESR указывает на необходимость высокого уровня безопасности, в то время как более высокие значения ESR указывают, на что более низкий уровень безопасности будет приемлемым. В дополнение к пролету (или высоте стены) ESR дает «эквивалентный размер» в следующем способом:

$$\frac{\text{Ширина или высота в метрах}}{ESR} = \text{Эквивалентный размер}$$

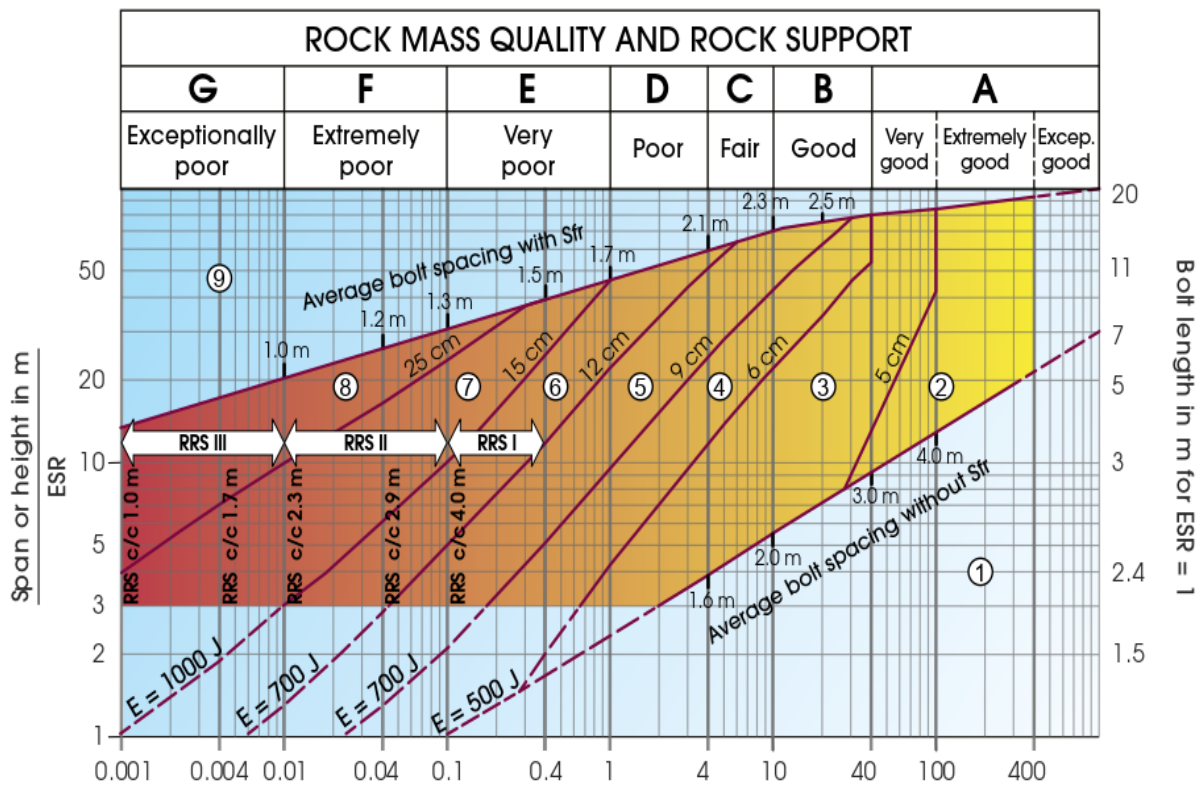
Таблица 4.12. -Значения ESR в зависимости от типа горной выработки

Тип горной выработки		ESR
A	Временные горные выработки и т.д.	3,0-5,0
B	Вертикальные шахты: а) круглые сечения б) прямоугольное/квадратное сечение В зависимости от цели. Может быть ниже заданных значений.	2,5 – 2,0
C	Постоянные горные выработки, водные тоннели для гидроэнергетики (за исключением высокого тоннелей с давлением), тоннели водопропускные, вспомогательные тоннели и штреки для больших отверстий.	1,6
D	Малые полщады железнодорожных и автомобильных тоннели, подземные камеры, тоннели канализационные и т.д.	1,3
E	Электростанции, складские помещения, водоочистные сооружения, основные транспортные и железнодорожные тоннели, помещения гражданской обороны, порталы, перекрестки и т. д.	1,0
F	Подземные атомные электростанции, железнодорожные	0,8

	станции, спортивные и общественные сооружения, заводы и т.д.	
G	Очень важные пещеры и подземные ходы с длительным сроком службы, ≈ 100 лет, или без доступа для обслуживания.	0,5

Значение Q и эквивалентный размер будут решающими для конструкции постоянной крепи. На рисунке 4.65 приведены рекомендации по поддержке, основанные Q, интервале и ESR. Диаграмма поддержки дает среднее значение эмпирических данных из рассмотренных случаев. Для данной комбинации значения Q и эквивалентного размера заданный тип была использована поддержка, и диаграмма поддержки была разделена на области в соответствии с типом служба поддержки.

Длина анкеров зависит от пролета или высоты стен подземного горной выработки и в некоторой степени влияют на качество горной массы. Ширина горной выработки для тоннеля САСТ-5 составляет 9.3м на основании Q₂₀₁₅, по рекомендации NGI были вделены сисетмы крепи для опеспечения устойчивости тоннеля САСТ-5.



$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Support categories

- ① Unsupported or spot bolting
- ② Spot bolting, **SB**
- ③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Special evaluation


Bolts spacing is mainly based on $\varnothing 20$ mm


E = Energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete


ESR = Excavation Support Ratio

Areas with dashed lines have no empirical data

RRS - spacing related to Q-value

 **S130/6 $\varnothing 16 - \varnothing 20$ (span 10m)**
D40/6+2 $\varnothing 16-20$ (span 20m)

 S135/6 $\varnothing 16-20$ (span 5m)
D45/6+2 $\varnothing 16-20$ (span 10m)
D55/6+4 $\varnothing 20$ (span 20m)

 D40/6+4 $\varnothing 16-20$ (span 5m)
D55/6+4 $\varnothing 20$ (span 10 m)
Special evaluation (span 20 m)

S130/6 = Single layer of 6 rebars,
30 cm thickness of sprayed concrete

D = Double layer of rebars

$\varnothing 16$ = Rebar diameter is 16 mm

c/c = RRS spacing, centre - centre

Рисунок 4.65. Рекомендации по поддержке, основанные на значениях Q, интервале и ESR.

Усиления ребер с набрызг-бетоном (RRS), используются на участках с очень плохим качеством горной массы ($Q < 1$) усиления ребер (RRS) во многих случаях являются предпочтительной альтернативой монолитному бетону. Основываясь на структурно-литологических особенностях, было выделено 13 участков. Категория крепи на данных участках варьируется от 5 до 7, коэффициент безопасности при проходке ESR1.0. По диаграмме крепей категории 6 и 7 нуждаются в усилении.

4.2.3. Заключение и рекомендуемые классы крепи

Выбор релевантных систем крепи для САСТ-5 был выполнен с учетом грунтовых условий, а также на основании имеющихся документов существующих подходных тоннелей вблизи тоннеля САСТ-5. Любое изменение или модификация проектного класса крепи или любая необходимая адаптация скальной крепи должны применяться на основании результатов полевых наблюдений и поведения грунта во время земляных и стабилизационных работ. Проектные расчеты искомой скальной крепи были выполнены для проверки адекватности мер по укреплению и грунтовым условиям. В случае отличия фактических условий от ожидаемых, проектные расчеты должны быть соответствующим образом пересмотрены.

4.3. Рекомендуемые типы скальной крепи

В таблице 4.13 представлены рекомендуемые типы скальной крепи, включая их основные элементы, для различных частей САСТ-5 с учетом фактической геометрии тоннеля и фактического состояния Т-образного разветвления ТМ5-А (подробности приведены в альбоме чертежей, приложенном к настоящему отчету).

Таблица 4.13. -Описание типов скальной крепи, рекомендованных для САСТ-5

Типы скальной крепи	Пикетаж	Ширина тоннеля после крепи	Торкрет-бетон	Стальная крепь	Простой неармированный бетон
I	1+84,06~ 2+06,78	9,10м	10 см	Сетка проволочная Ф6мм Анкер Ф32мм D=5,85 м	-
II	0+08,00~ 0+12,00 2+98,51 ~ 3+64,35	9,10м	5 см	ИРЕ240 мм, Шагом 1 м	С25/30, мин. толщина свод и стен 30 см.
III	0+12,00~ 1+84,06 2+06,78~ 2+98,51	9,10м	5 см	-	С25/30, мин. толщина свод и стен 35 см.

Все анкера изготовлены из стали марки А-III (А400) диаметром 32 мм и полностью залиты путем инъецирования цементным раствором.

4.3.1. Мониторинг и контрольно-измерительные приборы

В этой главе указан мониторинг, который необходим для контроля безопасности и устойчивости подземных работ. Подробная съемка, выравнивание и контроль профиля не входят в задачу данной работы.

Согласно новому австрийскому тоннельному методу (NATM), непрерывное наблюдение и мониторинг являются неотъемлемой частью современного процесса и концепции подземных земляных работ. Мониторинг, определенный на основе технических спецификаций и обычной практики, можно разделить на следующие виды деятельности:

- ежедневное наблюдение;
- геологическое картирование.

4.3.2. Ежедневное наблюдение за тоннелем САСТ-5

Один раз в течение рабочего дня, т.е. перед началом утренней смены, ответственный за технику безопасности должен проходить САСТ-5 с целью проверки системы крепи. Эти наблюдения повысят безопасность работы экипажа, а также устойчивость тоннеля. Любой из обнаруженных дефектов должен быть проверен ответственным инженером.

Особое внимание следует уделить трещинам или расщеплению бетона, а также выпадению (разлому) или деформации головок и пластин анкерных болтов. Эти сбои могут указывать на некоторые проблемы со стабильностью.

4.3.3. Геологическое картирование тоннеля САСТ-5

В каждом цикле земляных работ, после проветривания и окалины, но перед установкой крепи, проводить выемку геологическим картированием следует детальным. Работы по картированию должны выполняться квалифицированным геологом.

Особое внимание следует уделить промежуточным слоям и условиям сплошности. Гладкие разрывы, заполненные слабым материалом или открытые, должны быть зарегистрированы и доведены до сведения ответственного инженера по тоннелю.

Каждое изменение качества горных пород, особенно изменение категории горной массы или класса крепи, должно обсуждаться и согласовываться с инженером по проходке.

4.3.4. Геологическое картирование тоннеля САСТ-5

Для изменений сходимости в САСТ-5 предусмотрены несколько измерительных участков. Расположение геодезических знаков и подробные сведения о них будут определены на основании фактических геологических условий. Пикеты профилей для измерений сходимости не являются фиксированными, их предполагается использовать в тех местах, где ожидаются деформации, которые необходимо контролировать. Для блочных и сильно

блочных горных массивов ожидаемые деформации будут порядка нескольких миллиметров, и измерения сходимости могут дать результаты, непригодные для интерпретации.

В местах расположения слабых зон или нарушенных горных массивов предлагается система измерения сходимости из 5 геодезических точек. Для чрезвычайно слабых горных массивов, предполагается использовать 5-7 геодезических точек. В любом случае, точки замера сходимости следует устанавливать сразу же после проходки, а измерения должны показывать, можно ли остановить деформацию за счет мер крепи породы. Если деформацию остановить невозможно, то следует рассмотреть дополнительные меры крепи породы согласно указаниям инженера-геотехника.

Выводы по главе 4.

1. Анализ устойчивости к гравитационным и сейсмическим воздействиям стабильности САСТ-5 был выполнен с использованием двух различных методов проектирования скальной крепи: с использованием численного способа и методом клиньев.

2. Результаты показали, что для устойчивости тоннеля САСТ-5 необходима система скальной крепи, включающая армирующий набрызгбетон и анкерные болты диаметром 32 мм и длиной 5,85 м, стальное ребро IPE240 мм и обычной бетон (толщиной 30 см), а также неармированный бетон толщиной 35 см.

3. Сравнение предлагаемых мер скальной крепи для САСТ-5, указанным методам показал, что рекомендации всех методов в чем-то похожи друг на друга и более консервативны, чем предложенные крепи, рассчитанные аналитическим методом. Имея в виду, что комбинация систем крепи, предложенных эмпирическими и аналитическими методами была смоделирована в КЭ-анализах, вытекает вывод, что численный метод оптимизировал результаты других методов. Поэтому в качестве необходимых элементов для стабилизации тоннеля САСТ-5 были выбраны крепи с приемлемыми результатами численного анализа.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Анализ устойчивости к гравитационным и сейсмическим воздействиям стабильности гидротехнического тоннеля САСТ-5 в проектировании скальной крепи был выполнен двумя различными методами: применение численного способа и метода клиньев [2-А, 3-А, 5-А, 11-А, 12-А].

2. Для контроля безопасности и устойчивости подземных работ, согласно новому австрийскому тоннельному методу (NATM), результаты исследований позволяют провести непрерывное наблюдение и мониторинг, которые являются неотъемлемой частью современного процесса и концепции подземных земляных работ [2-А, 4-А, 5-А, 8-А, 13-А, 14-А].

3. Результаты исследований показывают, что более эффективным является способ цементации с применением глинистогоцементных растворов. Под большим давлением нагнетаются цементные растворы, которые проникая в более слабые толщи слоя, обжимают массив породы и обеспечивают водонепроницаемость [1-А, 4-А, 6-А, 9-А, 14-А].

4. Также выявлено, что при применении метода качественной цементации с промывкой трещин горных пород уменьшается значительно деформируемость массива, также повышается модуль деформации и до некоторой степени сопротивляемость сдвига [1-А, 4-А, 6-А, 8-А, 9-А, 10-А, 14-А].

5. Анализ и обработка инженерно-геологических условий по трассе тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС позволили уточнить расчетную сейсмичность в зависимости от свойств грунтов выделить конкретные участки с пикетной привязкой от 7 до 9 бальной сейсмичностью [2-А, 8-А, 10-А, 13-А].

Рекомендации по практическому использованию результатов:

1. Предложено инженерно-геологическое картирование, для инженерной классификации горных массивов вдоль гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС.

2. Разработанный сборный вариант сейсмоустойчивых водопропускных конструкций в горных условиях на отметке больше двух тысяч метров, которые экономят до 20% строительных материалов.

3. При качественном выполнении цементации с промывкой трещин значительно уменьшается деформируемость массива, повышается модуль деформации и до некоторой степени сопротивляемость сдвигу.

4. Предлагаемый способ цементации рекомендуется для применения при строительстве гидротехнических тоннелей Рогунской ГЭС.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технический отчет Рогунской ГЭС. -Москва. 1978г.
2. Рогунской ГЭС на реке Вахш. Подземный комплекс. Технический проект (гидропроект). Гидроспецпроект. -М.1980 г.
3. Лоихаи техникии Нерӯгоҳи Обии Роғун дар дарёи Вахш. Тошкент. соли 1978.
4. Ҷамроҳкунии корҳои муҳандиси-геологӣ дар рафти корҳои сохтмонӣ иншооти НБО Роғун дар соли 2010. –Москва. соли 2011.
- 5.ОАО «РОГУНСКАЯ ГЭС». Контрактная документация - Лот 3 ER - Требования к проектированию.
6. Негматуллаев С.Х. Карты эпицентров землетрясений Таджикистана за 2007-2015 гг. / С.Х. Негматуллаев // - Душанбе, 2015. - 196 с.
7. Исследование технико-экономической оценки проекта строительства Рогунской ГЭС, Фаза II: Варианты определений проекта, Том 2: Основные данные, Глава 3: Геотехника, RP 45 Rev. A, 2013.
8. Исследование технико-экономической оценки проекта строительства Рогунской ГЭС, Фаза II: Оценка существующих работ на Рогунской ГЭС (Анализ нагрузки деривационного тоннеля 1, включая неармированную облицовку), RP 46 Rev. A, 2013.
9. Stucky (2019) – Основание основной плотины -Геомеханические характеристики горных массивов. Отчет № 5430-4268 - S-0214-A-GL-B-GE-GT-012-A0.
10. Stucky (2019) – Работы по пробкам – Проектирование конструкций – Цементационная галерея GG2 – Технический отчет. Отчет № 5430-4187 - S-0214-A-CW-T-PL-TR-020.
- 11.Hoek E., Carter, T.G., Diederichs, M.S., 2013, “Quantification of the Geological Strength Index Chart”.
12. Marinos V., 2010, “New Proposed GSI Classification Charts for Weak or Complex Rock Masses”, Bulletin of the Geological Society of Greece Vol. 43.

13. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Специальная инженерная геология. Л.: Недра, 1978. – 328с.
14. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика. – Л.: Недра, 1977. – 479с.
15. Коробкин В.И., Ананьев В.П. Инженерная геология. - М.: Высшая школа. 1973, 300с.
16. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах.// – М.: Недра, 1989, -270с.
17. Фотиева Н.Н. Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах // - М.: Недра, 1980, -222с.
18. Рузиев А.Р. Строительная геотехника и геотехнология. //Часть 1. Геотехнические испытания и расчеты. Душанбе, 2014.-244с.
19. Хасанов Н.М., Якубов А.О. Показатели, оценивающие устойчивость склонов и откосов. // Проблемы и перспективы развития, МНПК, Россия. г. Вологда, 29-ноября, 2017. - С.176-180.
- 20.Тешаев У.Р., Хасанов Н.М. Процессы и параметры сдвижения горных пород и земной поверхности //Международная конференция. Проспект свободный-2016. Красноярск, Сибирский федеральный университет. 2016 г. 15-25 апреля. -С.42-45.
21. Marchini S. Attraversamento di una zona di materiale limoso-argilloso sotto pressione in una fase del lavoro di costruzione dell'impianto idroelettrico nel Mantaro in Peru. - «Nuovo Cantiere», 1975, № 3, - p. 36-40.
22. Ауэрбах В. М. Губенков Е.К и др. Проходка участка Гран-Сасского автодорожного туннеля в сложных гидрогеологических условиях // - «Транспортное строительство», № 1. – 1977г.
23. Журнал. Энергетическое строительство за рубежом. №6(95). М. Энергия. 1977. 45с.
24. Хасанов Н.М. Экспериментальные исследования сейсмостойкости гидротехнических тоннелей частично заполненных водой // Наука и инновация. ТНУ, 2020.-№4. –С.217-222.

25. Ананын Г.П. и др. Горные работы в гидротехническом строительстве // Тула. 1972 г. -283с.
26. Руководство по проектированию гидротехнических тоннелей. Москва, Гидропроект им. С.Я. Жука, 1982г.
27. Хасанов Н.М., Сулейманова М.А. Выбор методов предварительного укрепления и снижения водопроницаемости грунтов и горных пород в зонах тектонических нарушений Вестник Таджикского национального университета. Серия естественных наук. 2016. № 1-1 (192). С. 202-205.
28. Мостов В.М. Прогрессивные методы строительство гидротехнических тоннелей в скальных породах // Москва, Оргэнергострой, 1957 г
29. Хасанов Н.М. Ятимов А.Дж. Обеспечение устойчивости горных выработок в глубоких горизонтах массива горных пород // VII - МНПК «Перспективы развития науки и образования», Душанбе, ТТУ. 2014. -С. 150-152.
30. Андреев Р.Е. Повышение эффективности контурного взрывания при проходке горных выработок глубоких горизонтов подземных рудников: дисс. к.т.н. Санкт-Петербург, 2009. 168с.
31. Колмогоров А.Н. Теория вероятностей и математическая статистика. Москва: Издательство «Наука», 1986. 535 с.
32. Барон Л. И., Тургоников И. А., Ключников А. В. Нарушение пород при контурном взрывании М. Наук 2005г, 176 с.
33. Бротанек И. Контурное взрывание в горном деле и строительстве. Москва Недра 1983г, 182 с.
34. Проектирование и строительство больших плотин. Подземные работы и улучшение скальных оснований плотин. Издательство «Энергия» Москва. 1966г. Ленинград. По материалам VII и VIII международных конгрессов по большим платинам.
35. Булычев Н. С. «Механика подземных сооружений». Изд-во: М.: Недра; Издание 2-е, перераб. и доп. 1994 г. 382с.
36. Шехурдин В.К., Несмотрев В. И. Федеренко П. И. Горное дело. М. Недра 1987 г. 440с.

37. Брылов С. А., Грабчак Л.Г., Комощенки В.И. Горно-разведочные и буровзрывные работы. М. Недра 1989г. 287с.
38. Барон Л. И Ключников А.В. Контурное взрывание при проходке выработок М. Наук 2007г.
39. Хасанов Н.М., Ятимов У.А. Геологические факторы, влияющие на разрушение устойчивости гидротехнических тоннелей. Вестник КГУСТА. 2018. № 2 (60). С. 94-98.
40. Рыжов П.А. Математическая статика в горном деле. Москва Высшая школа, 1973г. 283с.
41. Лишин Г. А., Геймон Л. М. Ведение взрывных работ методом гладкого взрывания. Шахтное строительство №2. М. 2000г.
42. Проектирования и строительство больших плотин. Издательства. «Энергия» Москва. 1966 г.
43. Горные и взрывные работы в гидротехническом строительстве. Сборник материалов производственно-технического совещания по организации и технологии строительства подземных гидротехнических сооружений. Тула. 1973 г.
44. Насонов И.Д. и др. Технология строительство подземных сооружений. Строительство горизонтальных и наклонных выработок / И.Д. Насонов // М.: Недра, 1992. - 299 с.
45. Картозия Б.А., Федунец Б.И., Шуплик М.Н. и др. Шахтное и подземное строительство. Том1. М, Изд-во, Академии горных наук, 2001. - 607 с.
46. NGI Handbook, 2015, "Using the Q-System, Rock Mass Classification and Support Design", pp. 32-35.
47. Stucky (2019) – Работы по пробкам– Проектирование конструкций – Цементационная галерея GG2 – Технический отчет. Отчет № 5430-4187 - S-0214-A-CW-T-PL-TR-020.
48. ACI-318-2003, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute.

49. NGI Handbook, 2015, "Using the Q-System, Rock Mass Classification and Support Design", pp. 32-35.
50. RocLab 1.031, 2007, Rocscience Inc., Toronto, Ontario.
51. Hoek E., 2007 Edition, "Practical Rock Engineering", [http://www.rocscience.com/hoek/corner/Practical Rock Engineering. pdf](http://www.rocscience.com/hoek/corner/Practical%20Rock%20Engineering.pdf).
52. Hoek E. et al., 2002, "Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition".
53. Barton N., Lien R. and Lund J, 1974, "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, 6, pp. 189-236
54. Barton N. & Grimstad E., 1994. "The Q-System following Twenty Years of Application in NMT Support Selection". Felsbau12.
55. Barton N., 2002, "Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design", Int. Jour. Roc. Mech. & Min. Sci., 39, pp. 185-216.
56. Саманиян (2020) - Геотехнические исследования правого берега - Фактический отчет по исследовательской скважине «RE-11» в оси затвора НЛО1 - Отчет № STE-Rep-L3-FR-013, ред. 0.
57. Саманиян (2020) – Геотехнические исследования Правого берега – Фактический отчет по исследовательской скважине «PE-12» в Ионахшском разломе – Отчет № STE-Rep-L3-FR-015, ред. 0.
58. Ятимов А.Дж., Хасанов Н.М., Холов Ф.А Хасанов М.Н. Укрепительная цементация оснований плотин в гидротехнических сооружениях // Политехнический Вестник №1, ТТУ, 2023. -С.176-183
59. Холов Ф.А. Воздействие инженерно-геологических условий на напряженно-деформированное состояние подходного тоннеля П-5 Рогунской ГЭС // Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2023. №2. –С.154-159
60. Ятимов А.Дж., Хасанов Н.М., Холов Ф.А., Хасанов М.Н. Анализ результатов исследований напряжений проявляющихся вокруг подземных выработок // Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2023. №1. –С.151-158

61. Хасанов Н.М., Холов Ф.А., Зувайдов М.М. Проходка гидротехнических сооружений с предварительным укреплением методом инъекции // Политехнический Вестник №3, ТГУ, 2022. -С.108-115

62. Хасанов Н.М., Холов Ф.А., Алимардонов А.М., Хасанов М.Н. Результаты натурных измерений статических анализов и их оценки при проходке гидротехнических сооружений // Политехнический Вестник №4(60), ТГУ, 2022. - С.112-120

63. Хасанов Н.М., Холов Ф.А., Саидов С.А. Способы проведения цементационных работ в гидротехническом строительстве // Вестник, ТНУ-Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2022. №3. –С. 85-93

64. Холов Ф.А., Хасанов М.Н. Инженерно - геологические условия и их влияние на напряженно-деформированное состояние подходного САСТ-5 Рогунской ГЭС //МНПК, «Водные ресурсы, инновация, ресурсо- и энергосбережения», 6-7 октября 2023 года, г.Душанбе, Институт водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАН Таджикистана. С.257-265

65. Холов Ф.А. Улучшение свойств оснований плотин ГЭС с помощью цементации //Конференсияи чумхуриявии илмӣ-амалии устодон, донишҷӯён, магистрантҳо ва аспирантону унвонҷӯён таҳти унвони «Дурнамои тараққиёти истеҳсоли масолеҳҳои сохтмонӣ дар Ҷумҳурии Тоҷикистон »,31-уми март соли 2023, ДТТ. Душанбе. –С.241-245

66. Хасанов Н.М. Основы экологической безопасности при освоении подземного пространство города / Н.М.Хасанов, А.Ч.Ятимов, А.Р.Рузиев // Материалы IV МНПК «Перспективы развития науки и образования в XXIв». - Душанбе: ТГУ, 2010. – С. 101-107.

67. Хасанов Н.М., Холов Ф.А., Алимардонов А.М. Напряженное состояние грунтового массива в естественном залегании и при воздействии сейсмических нагрузок //МНПК. Джизакском политехническом институт. 28-29 октября 2022 г. РУ. «Инновационные решения технических, инженерно-технологических задач производства». –С.336-341

68. Холов Ф.А. Сулаймонова М.А. Влияние массовых сейсмических взрывов на устойчивость гидротехнических сооружений //МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТТУ. 22 ноября. 2022. Душанбе. –С.248-252

69. Холов Ф.А., Ятимов А.Ч., Алимардонов А.М. Геологические факторы влияющих на устойчивость гидротехнических тоннелей //МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТТУ. 22 ноября. 2022. Душанбе. –С.285-288.

70. Холов Ф.А., Ятимов А.Дж., Саидов С.А. Опыт проведения цементационных работ в гидротехническом строительстве //МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТТУ. 2022. 22 ноября. Душанбе. –С.288-291.

71. Хасанов Н.М., Абдужабаров А.Х. Экспериментальные исследования сейсмостойкости гидротехнических тоннелей, частично заполненных водой //Вестник, КГУСТА - Бишкек, 2019. -№2(64). -С.275-280.

72. Хасанов Н.М. Ятимов А.Дж. Проветривание тупиковых выработок большой протяженности при строительстве гидротехнических и транспортных тоннелей //Политехнический Вестник №1(45), ТТУ, 2019. -С.208-212.

73. Хасанов Н.М. Тешаев У.Р. Assessment of defects in mountain roadway tunnel due to various natural and operational factors – istiqlof (republic of tajikistan) //«Scopus» ISSN 2224-5278, October 2018. N E W S of the Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan, Volume 5, Number 431 (2018). -С.76 – 85

74. Абдужабаров А.Х. Обеспечение безопасности людей в транспортных тоннелях при чрезвычайных ситуациях / А.Х. Абдужабаров, Н.М.Хасанов //Вестник, КГУСТА №3(57). - Бишкек: 2017.- С.123-126.

75. Хасанов Н.М. Якубов А.О. Сулаймонова М.А. Устойчивость гидротехнической тоннели Нурекской ГЭС при сейсмическом воздействии // Вестник, ТТУ 1/41 - Душанбе: ТТУ, 2018. -С.275-283.

76. Хасанов Н.М. Джалалдинов М. Расчет напряженно-деформированного состояния водопропускного сооружения //Вестник, ТНУ - Душанбе: ТНУ, 2015. №1/1(156). - С. 119-123.

77. Хасанов Н.М. Абдужабаров А.Х. «Сейсмостойкость дорожных водопропускных труб и подземных переходов» //Вестник, КГУСТА.-Бишкек: КГУСТА, 2013. №3.- С.101-104.

78. Хасанов Н.М. Уточнение инженерно-геологических условий тоннеля «Шахристан» для определения расчетной сейсмичности //Известия КГТУ им. И.Разаков, №27.-Бишкек: ТЕКНИК, 2012.- С.107-109.

79. Хасанов Н.М. Зувайдов М.М. Саидов С.А. Устойчивость Дангаринского гидротехнического тоннеля при сейсмических воздействиях в условиях РТ //МНТК. Интеграция науки, образования и предприятий при производстве современных строительных материалов и изделий. СГАСИ им. М.Улугбека. РУ. - 2022. 27-28 октября.-С.137-137.

80. Хасанов Н.М., Медеуов А.Т., Холов Ф.А. Влияние геологических и гидрогеологических условий на выбор трассы тоннеля // Международной научно-практической конференции: «Образование и наука: посвященной 80-летию академика А. Куатбекова. Университет Дружбы народов имени академика А. Куатбекова, 13 май, 2022. –С.48-51.

81. Хасанов Н.М., Хасанов М.Н. Строительство гидротехнических тоннелей Сангтудинской ГЭС-1 //МНПК, «Прикладные исследования и экспериментальные разработки в области естественных и технических наук» г. Белгород, 28 октября, Россия. 2020. -С.59-66.

82. Хасанов Н.М., Ятимов А.Дж., Хасанов М.Н. Улучшение оснований плотин ГЭС с помощью цементации // МНПК, г. Белгород, Россия. 30 октября 2019. -С.95-98.

83. Хасанов Н.М., Якубов А.О. Инженерно-геологические условия, воздействующие на устойчивость гидротехнических сооружений // Конференция байналмилалии илмй-амалй, 21 апрел, ш.Душанбе, ДТТ, 2018 –С.306-310.

84. Хасанов Н.М., Тешаев У. Р. Проектирования и строительство гидротехнических тоннелей и подземных машинных залов ГЭС //Международная конференция. Проспект свободный-2016. Красноярск, Сибирский федеральный университет. 2016 г. 15-25 апреля. -С.52-54.

85. Сагдиев Х.С. Экспериментальные исследования взаимодействия подземной полиэтиленовой трубы с грунтом при действии динамических нагрузок с использованием метода центробежного моделирования / Х.С. Сагдиев, Н.М. Хасанов и др // МНПК по сейсмостойкому строительству. г.Бишкек- Иссык-Куль, Кыргызская Республика. 24-30 июня, 2018. - С.136-141.

86. NGI Handbook, 2015, "Using the Q-System, Rock Mass Classification and Support Design", pp. 32-35. // Руководство Норвежского горного института, 2015, «Использование системы Q, классификация горных массивов и проект крепи», стр.32-35. Rogun HPP, Level 1 Design, Lot 4 – L1-9 – Lower Pensdock Tunnels & Pressure Shafts

87. Report on Excavation, Stability Analysis & Rock Support, AFRY Switzerland Ltd., October 2020 // Рогунская ГЭС, Проект Уровня 1, Лот 4 - L1-9 – Туннели и напорные шахты нижнего туннельного водовода – Отчет по земляным работам, расчетах устойчивости и крепи породы, ЭЙФРИ Швейцария Лтд, октябрь 2020.

88. Vlachopoulos and Diederichs, 2009, Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels // Влахолопулос и Дидерихс, 2009, Улучшенные продольные профили смещения для анализа конвергенции глубоких туннелей.

89. Barla G., 2015, Technical Note - Suggested Method, “Evaluation of the Maximum Shear Deformation in Free Field Conditions – Finite Element Modelling of the Ovaling Effect of Tunnels” // Барла Г, 2015, Техническая записка – Предлагаемая методика «Оценка максимальной деформации сдвига в условиях свободного поля – Конечно- элементное моделирование эффекта овальной деформации туннелей».

90. Techno-Economical Assessment Study for Rogun Hydroelectric Construction Project, CoB, ELC, IPA, May 2013, “Assessment of the Existing Rogun HPP Works, Stress Analysis of the Diversion Tunnel 1”, RP 46, Rev. A.// Техно-экономическая оценка проекта строительства Рогунской ГЭС, CoB, ELC, IPA,, май 2013 года, «Оценка существующих сооружений Рогунской ГЭС, Анализ напряжений Деривационного туннеля 1», RP 46, Вар. А.

91. Phase 2 8.005,2011, Rocscience Inc, Toronto, Ontario.

92. UnWadge ver.3.0 , Rocscience Inc, Toronto, Ontario

93. Хасанов Н.М. Применение КИА для измерений гидравлических параметров в тоннеле СТ-4 Рогунской ГЭС / Н.М. Хасанов, М.Х. Саидов, М.Н. Хасанов// Теоретический и научно-практический журнал. Кишоварз. ТАУ.2024.№1.-С.115-121

94. Хасанов Н.М. Выбор конструкции обделки СТ-3 Рогунской ГЭС в зоне пересечения Ионахшского разлома / Н.М. Хасанов, М.Х. Мехрубонов, М.Р. Джуракулов//Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2024. №1. –С.49-59

95. Хасанов Н.М. Расположение геотехнических контрольно-измерительных приборов и системы мониторинга в СТ-4 Рогунской ГЭС / Н.М. Хасанов, Д.К. Давронов, М.Н. Хасанов// Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2024. №1. –С.75-83

96. Хасанов Н.М. Способы проходки гидротехнических сооружений в зонах тектонических разрывов Рогунской ГЭС /Н.М. Хасанов, М.Х. Саидов, М.Х. Мехрубонов// Политехнический Вестник №4. ТТУ, 2023. -С.103-111

97. Хасанов Н.М. Геотехнической мониторинг контрольной измерительной аппаратурой для СТ-4 Рогунской ГЭС/Н.М. Хасанов, М.Х. Саидов, М.Н. Хасанов // Политехнический Вестник №4. ТТУ, 2023. -С.120-128

98. Хасанов Н.М. Повторные измерения на линейно-угловых сетях и обработка результатов современных вертикальных движений /Н.М. Хасанов, Э.Х. Кодиров// Политехнический Вестник №4. ТТУ, 2023. -С.133-138

99. Tilavov E.N., Xasanov N.M. Issiqlik himoyalovchi materiallarning qo'llanilishi va ularning tahlili //СГАСУ, РУ. Вестник. Научно-технический журнал. №4, 2023.-С. 211-213

100. Хасанов Н.М. Воздействие наличия водохранилища на естественные протоки родников и химический состав грунтовых вод в околобереговой полосе Нурекского водохранилища / Н.М. Хасанов, Э.Х. Кодиров, М.А. Сулаймонова// Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2023. №4. –С.48-54

101. Хасанов Н.М. Укрепительные оснований плотин гидротехнических сооружений способом цементации /Н.М. Хасанов, М.Х. Саидов, М.Р. Джуракулов //Научный журнал «Водные ресурсы, энергетика и экология» института водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАНТ. Том 3. №3. -С.101-108

102. Хасанов Н.М., Саидов М.Х., Джуракулов М.Р. Воздействия сейсмических усилий на гидротехнические сооружения / Н.М. Хасанов, М.Х. Саидов, М.Р. Джуракулов //Научный журнал «Водные ресурсы, энергетика и экология» института водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАНТ. Том 3. №3. -С137-144

103. A.D. Kayumov, E.Sh. Kurbanov, J.M. Boltaboyev, Xasanov N.M. Engineering-geological conditions of the khodjadik tungsten deposit // Вестник, Tashkent state technical university, Ташкент. 2023 №2(16). –С.61-68

104. Хасанов Н.М. Y.S. Ermatova, M.M. Zakirov, I.A. Agzamova, D.K. Begimkulov. Ecological consequences of possible earthquakes of the CHARVAK reservoir coastline // Вестник, Tashkent state technical university, Ташкент. 2022 №2(12). –С.83-89

105. Хасанов Н.М. Экономическая эффективность выбора парка машин для содержания дорог в горных условиях /Н.М. Хасанов, М.С. Ситамов//Вестник, ТГУК, №2(36) – 2021. –С.265-271.

106. Хасанов Н.М. Воздействие наземного транспорта на тоннели мелкого заложения и подземные переходы /М.Н. Хасанов, А.Х. Абдужабаров //Вестник, КГУСТА №2(60). - Бишкек, 2018. -С.80-85

107. Хасанов Н.М. Сейсмостойкость конструкций водопропускных сооружений и подземных переходов /М.Н. Хасанов, А.Х. Абдужабаров //Вестник гражданских инженеров. 2017. № 1(60), февраль, г. Санкт-Петербург. - С.205-209.

108. Хасанов Н.М. Выбор методов предварительного укрепления и снижения водопроницаемости грунтов и горных пород в зонах тектонических нарушений /Н.М. Хасанов, М.А. Сулаймонова //Вестник, ТНУ1/1(192) - Душанбе: ТНУ, 2016. -С.202-205.

109. Хасанов Н.М. Расчет напряженно-деформированного состояния водопропускного сооружения /Н.М. Хасанов, М. Джалалдинов //Вестник, ТНУ - Душанбе: ТНУ, 2015. №1/1(156). - С. 119-123.

110. Хасанов Н.М., Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость дорожных водопропускных труб и подземных переходов //Вестник, КГУСТА.-Бишкек: КГУСТА, 2013. №3.- С.101-104.

111. Хасанов Н.М., Абдужабаров А.Х. Расчет свода тоннелей с учетом динамических свойства грунтов в сейсмических районах //Вестник, КГУСТА Бишкек: КГУСТА, 2013. №3.- С.111-114.

112. Хасанов Н.М., Саидов М.Х., Ахмаджонов М.С. Влияние сейсмических воздействий взрывов гидротехнических сооружениях /Н.М. Хасанов, М.Х. Саидов,М.С. Ахмаджонов //РНПК, ТТУ, 26-марта.2024 г.-С.88-89

113. Хужаев П.С. Особенности улучшения работы системы вентиляции в подземных коммуникационных сооружениях /П.С. Хужаев, Н.М. Хасанов, Дж.И. Исматуллозода, Н.А. Сулаймонова //МНПК. «Энергетика: состояние и перспективы развития» 20.12.2023.С.461-474

114. Хасанов Н.М. Сейсмические воздействия взрывов на гидротехнические сооружения /Н.М.Хасанов, М.А.Сулаймонова//МНПК, «Водные ресурсы, инновация, ресурсо- и энергосбережения», 6-7 октября 2023 года, г.Душанбе, Институт водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАН Таджикистана. С.274-282

115. Хасанов Н.М. Анализ технико-эксплуатационного состояния Дангаринского гидротехнического тоннеля /Н.М. Хасанов, А.М. Алимардонов,

М.М. Зувайдов //МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТТУ. 22 ноября. Душанбе. – С.260-263.

116. Хасанов Н.М. Зависимость сейсмостойкости водопропускных сооружений от ударных нагрузок транспортных средств /Н.М. Хасанов, М.Н. Хасанов//МНПК, «Прикладные исследования и экспериментальные разработки в области естественных и технических наук» г. Белгород, 28 октября, Россия. 2020. -С.53-59

117. Хасанов Н.М., Ятимов А. Дж., Хасанов М.Н. Улучшение оснований плотин ГЭС с помощью цементации // МНПК, г. Белгород, Россия. 30 октября 2019. -С.95-98

118. Хасанов Н.М. Напряженное состояние конструкции свода транспортных тоннелей при воздействиях динамических нагрузки //РНПК «Социально-экономические и организационно-технические основы развития строительного комплекса в РТ, ТТУ, декабрь. 2019. –С. 195-200.

119. Хасанов Н.М., Ятимов А.Дж. Влияние технологических и геологических факторов на величину переборов при проходке гидротехнических и транспортных тоннелей //МНПК Шымкент, Казахстан, 2019, 25 апреля. - С.17-20

120. Хасанов Н.М., Ятимов А.Дж. Консолидация горных пород при строительстве ГЭС //Конференция байналмимлалии илмй – амалии донишчӯён, магистрон, унвончён ва олимони чавон «Мухандис-2019», 29 декабри с 2018.

121. Хасанов Н.М., Якубов А.О. Инженерно-геологические условия, воздействующие на устойчивость гидротехнических сооружений // Конференция байналмилалии илмй-амалӣ, 21 апрел, ш.Душанбе, ДТТ, 2018 –С.306-310

122. Хасанов Н.М., Тешаев У. Р. Проектирования и строительство гидротехнических тоннелей и подземных машинных залов ГЭС //Международная конференция. Проспект свободный-2016. Красноярск, Сибирский федеральный университет. 2016 г. 15-25 апреля. -С.52-54.

123. Регисцкий В.И. и др. Результаты комплексных исследований на участке подземных сооружений Рогунской ГЭС. Гидротехническое строительство №2, 2015.-С.29-40

124. Шехурдин В.К. Задачник по горным работам, проведению и креплению горных выработок. М. Недра. 1985 -240с.

125. Проектирования и строительство больших плотин. Подземные работы и улучшения сальных оснований плотин. Издательства. «Энергия» Москва. 1966.-203с.

Список публикаций соискателя ученой степени

Основное содержание диссертации опубликовано в следующих работах:

[1-А]. **Холов Ф.А.** Укрепительная цементация оснований плотин в гидротехнических сооружениях / А.Дж. Ятимов, Н.М. Хасанов, А.Х. Холов, М.Н.Хасанов //Политехнический Вестник №1, ТТУ, 2023. -С.176-183.

[2-А]. **Холов Ф.А.** Воздействие инженерно-геологических условий на напряженно-деформированное состояние подходного тоннеля П-5 Рогунской ГЭС /Ф.А. Холов // Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2023. №2. –С.154-159

[3-А]. **Холов Ф.А.** Анализ результатов исследований напряжений, проявляющихся вокруг подземных выработок / А.Дж. Ятимов, Н.М. Хасанов, А.Х. Холов, М.Н.Хасанов // Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2023. №1. –С.151-158

[4-А]. **Холов Ф.А.** Проходка гидротехнических сооружений с предварительным укреплением методом инъекции /Н.М. Хасанов, Ф.А. Холов, М.М. Зувайдов// Политехнический Вестник №3, ТТУ, 2022. -С.108-115

[5-А]. **Холов Ф.А.** Результаты натуральных измерений статических анализов и их оценки при проходке гидротехнических сооружений /Н.М. Хасанов, Ф.А. Холов, А.М. Алимардонов // Политехнический Вестник №4(60), ТТУ, 2022. - С.112-120

[6-А]. **Холов Ф.А.** Способы проведения цементационных работ в гидротехническом строительстве / Н.М.Хасанов, Ф.А.Холов, С.А.Саидов // Вестник, ТНУ- Душанбе: ТНУ, Серия геологических и технических наук 2022. №3. –С. 85-93.

[7-А]. **Холов Ф.А.** Конструкцияи иншооти обгузаронанда /Н.М.Хасанов, Ф.А.Холов, М.Н.Хасанов// Нахуст патент № ТҶ 1417 от 25.08.2023 Конструкцияи иншооти обгузаронанда.

Публикации в материалах научных конференций и в других зданиях:

[8-А]. **Холов Ф.А.** Инженерно - геологические условия и их влияние на напряженно-деформированное состояние подводящего САСТ-5 Рогунской ГЭС / Ф.А. Холов, М.Н. Хасанов // МНПК, «Водные ресурсы, инновация, ресурсо- и энергосбережения», 6-7 октября 2023 года, г. Душанбе, Институт водных проблем, гидроэнергетики и экологии НАН Таджикистана. С.257-265.

[9-А]. **Холов Ф.А.** Улучшение свойств оснований плотин ГЭС с помощью цементации /Ф.А. Холов // Конференсияи ҷумхуриявии илмӣ-амалии устодон, донишҷӯён, магистрантҳо ва аспирантону унвонҷӯён тахти унвони «Дурнамои тараққиёти истеҳсоли масолахҳои сохтмонӣ дар Ҷумҳурии Тоҷикистон», 31-уми март соли 2023, ДТТ. Душанбе. –С.241-245.

[10-А]. **Холов Ф.А.** Влияние геологических и гидрогеологических условий на выбор трассы тоннеля /Н.М. Хасанов, Ф.А. Холов, А.Т. Медеуов // Международной научно-практической конференции: «Образование и наука: вызовы IV промышленной революции», посвященной 80-летию академика А. Куатбекова. 13 мая. 2022 г. Университет дружбы народов имени академика А. Куатбекова. РК.

[11-А]. **Холов Ф.А.** Напряженное состояние грунтового массива в естественном залегании и при воздействии сейсмических нагрузок /Н.М. Хасанов, Ф.А. Холов, А.М. Алимардонов // МНТК. Джизакский политехнический институт. 28-29 октября 2022 г. РУ. «Инновационные решения технических, инженерно-технологических задач производства». –С.336-341.

[12-А]. **Холов Ф.А.** Влияние массовых сейсмических взрывов на устойчивость гидротехнических сооружений /Ф.А. Холов, М.А. Сулаймонова // МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТГУ. 22 ноября. 2022. Душанбе. –С.248-252.

[13-А]. **Холов Ф.А.** Геологические факторы влияющих на устойчивость гидротехнических тоннелей /Ф.А.Холов, А.Дж. Ятимов, А.М.Алимардонов// МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТГУ. 22 ноября. 2022. Душанбе. –С.285-288.

[14-А]. **Холов Ф.А.** Опыт проведения цементационных работ в гидротехническом строительстве /Ф.А.Холов, А.Дж. Ятимов, С.А.Саидов// МНПК: “Архитектурное образование и архитектура Таджикистана” 60 лет развития и совершенствования. ТГУ. 2022. 22 ноября. Душанбе. –С.288-291.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Приложение 1

ҶУМҲУРИИ
ТОҶИКИСТОН



ИДОРАИ
ПАТЕНТӢ

ШАҲОДАТНОМА

Шахрванд **Холов Ф.А.**

муаллифи ихтирои *Конструкцияи иншооти обгузаронанда*

Ба ихтироъ
нахустпатенти № ТҶ 1417 дода шудааст.

Дорандаи
нахустпатент **Ҳасанов Н.М., Холов Ф.А., Ҳасанов М.Н., Алимардонов А.М.,
Зувайдов М.М.**

Сарзамин **Ҷумҳурии Тоҷикистон**

Ҳаммуаллиф(он) **Ҳасанов Н.М., Ҳасанов М.Н., Алимардонов А.М.,
Зувайдов М.М.**

Аввалияти ихтироъ **22.11.2022**

Таърихи рӯзи пешниҳоди ариза **22.11.2022**

Аризаи № **2201758**

Дар Феҳристи давлатии ихтироъҳои Ҷумҳурии Тоҷикистон

25 августи **с. 2023** ба қайд гирифта шуд

Нахустпатент

эътибор дорад аз **22 ноябри** **с. 2022** то **22 ноябри 2032 с.**

Ин шаҳодатнома ҳангоми амали гардонидани ҳукуку
имтиёзхое, ки барои муаллифони ихтироот бо қонунгузории
ҷорӣ муқаррар гардидаанд, нишон дода мешавад

ДИРЕКТОР


М. Исмоилзода



«УТВЕРЖДАЮ»
Начальник Технического
отдела ОАО «ТГЭМ»
Гадоев О. Х.

А К Т о внедрении научных результатов

В диссертационной работе Холова Ф. А. сделан полный анализ инженерно-геологических и гидрогеологических условий САСТ-5 Рогунской ГЭС. Приведены характеристики всех окружающих пород и тектонических нарушений вокруг сооружения, также произведен инженерный анализ технологических и геологических переборов при проходке сооружений Рогунской ГЭС.

Выполнены исследования инженерно-геологических и гидрогеологических условий района строительства проектируемого объекта САСТ-5, в том числе метод проходки гидротехнических сооружений с предварительным укреплением инъектированием.

В диссертации приведены методы укрепления скального массива, с целью улучшения прочностных, деформативных и противодиффузионных свойств скальных грунтов окружающих подземное сооружение укрепительной цементацией.

Необходимо отметить, что арочно-бетонная крепь выполняется только на участке пересечения САСТ5 с другими сооружениями, в начале и в конце сооружения.

Анализ и обработка инженерно-геологических условий по трассе тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС позволили уточнить расчетную сейсмичность в зависимости от свойств грунтов на основе новых научных разработок, предложенных в диссертационной работе соискателя Холова Ф. А. Эти научные решения позволили выделить конкретные участки с пикетной привязкой от 7 до 9 бальной сейсмичностью.

В результате применения прогрессивной технологии проходки и применения ускоренного возведения временной крепи тоннеля монолитность грунта вокруг обделки не нарушается, что снижает фильтрацию грунтовых вод, сохраняет прочностные характеристики грунтов и способствует снижению расходов по строительству туннеля.

Начальник технического
отдела ГСПУ ОАО «ТГЭМ» в г. Рогун

Назирова Дж.



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН

ТАДЖИКСКИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

имени академика М.С. Осими

734042, Душанбе, просп. академиков Раджабовых, 10, Тел.: (+992 37) 221-35-11, Факс: (+992 37) 221-71-35
Web: www.ttu.tj E-mail: info@ttu.tj

от «__» _____ 2025г. № _____
«__» _____ 2025г. № _____

УТВЕРЖДАЮ

Ректор

ТТУ имени академика М.С.Осими
профессор Давлатзода К.К.

«__» _____ 2025г.

АКТ

о внедрении результатов диссертации Холова Фазлиддина Аббосовича на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности **05.23.00** – Строительство и архитектура (**05.23.07** - Гидротехническое строительство) в учебный процесс кафедры «*Основания, фундаменты и подземные сооружения*» Таджикского технического университета имени академика М.С.Осими.

Мы, нижеподписавшиеся, подтверждаем, что основные научные положения, выводы и рекомендации диссертации Холова Фазлиддина Аббосовича на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности **05.23.00** – Строительство и архитектура (**05.23.07** - Гидротехническое строительство) на тему: «Воздействие гравитационных, тектонических и сейсмических усилий на напряженно-деформированное состояние крепи подходного тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС» внедрены в учебный процесс кафедры «Основания, фундаменты и подземные сооружения» ТТУ имени академика М.С.Осими при изучении дисциплин: Шахтное и подземное строительство; Специальные способы строительства подземных сооружений; Основы горного дела и Гидротехническое строительство читаемых студентам (бакалаврам и магистрантам) по направлению подготовки специальностям 1-700201-06- *Шахтное и подземное строительство и* 1-700401-03-*Строительство и эксплуатации ГЭС.*

Основные результаты научной работы:

В результате исследований проанализированы инженерно-геологические условия гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС, определены физико-механические свойства вмещающих горных пород, проектируемого гидротехнического тоннеля САСТ-5, также при численном моделировании выявлены напряженно-деформируемые процессы, протекающие в горных породах гидротехнического тоннеля при проходке и возведении временной крепи.

Эффект использования результатов внедрения:

Выявление геологических причин, оказывающих воздействия на разрушение и устойчивость вмещающих массивов горных пород гидротехнического тоннеля САСТ-5 Рогунской ГЭС. Определение направления главного минимального и максимального напряжения на основе проведенных специальных исследований в больших подземных выработках. Также разработаны рекомендации по выбору классов крепи пород, для различных литологических частей гидротехнического тоннеля САСТ-5 с учетом фактической геометрии тоннеля и геологических условий;

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- в учебном процессе при разработке методического материала для использования студентами специальности «Шахтное и подземное строительство» и «Строительство и эксплуатации ГЭС»;
- в разработках курсовых и дипломных проектов по указанным дисциплинам;
- в перспективных планах развития и строительства подземных сооружений Таджикистана.

Председатель комиссии

Якубов А.О.

Члены комиссии:

Бозоров Ш.А.

Джуракулов М.Р.

Акрамов А.А.

Хасанзода Н.М.

Подписи к.т.н., и.о. доцента, декана факультета СиА Якубова А.О., членов комиссии: начальника Управления НиИ, к.т.н., доцента Бозорова Ш.А., к.т.н., Джуракулова М.Р., док.тех., и.о.проф. кафедры «О.ФиПС», Хасанзода Н.М., канд, тех.наук., доцента кафедры «ПГС», Акрамов А.А. заверяю:

Начальник отдела кадров

и специальных работ ТТУ им. акад. М.С. Осими

Қодирзода Н.Ҳ

