

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»

На правах рукописи

НГУЕН ВАН МИНЬ

**ПРОГНОЗ МОЩНОСТИ ЗОН РАСТЯГИВАЮЩИХ ДЕФОРМАЦИЙ
ПРИ ПРОХОДКЕ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
НА ГЛУБИНЕ СВЫШЕ 1 КМ**

Специальность: 25.00.20 – «Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная
аэрогазодинамика и горная теплофизика»

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор РАН
Еременко Виталий Андреевич

Москва – 2021

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1 Постановка задачи исследований и подход к решению по теме диссертации	10
1.1 Проблемы добычи твердых полезных ископаемых	10
1.2 Аналитический обзор литературы о зонах растягивающих деформаций	13
1.2.1 Инициирование и распространение трещин во вмещающем массиве горных пород.....	13
1.2.2 Критерии определения прочностных свойств массива горных пород	19
1.2.3 Критерии прогноза разрушения выработок	21
1.2.3.1 Критерий Мора-Кулона	21
1.2.3.2 Критерий Мора и Гриффитса	22
1.2.3.3 Критерий деформации растяжения.....	23
1.2.4 Зоны растягивающих деформаций вокруг подготовительных выработок	25
1.3 Системы классификации горных пород и их применение в численном анализе	28
1.3.1 Индекс качества породы (RQD)	28
1.3.2 Рейтинговая оценка качества горных пород (RMR).....	29
1.3.3 Количественная оценка состояния горных пород (Q – индекс).....	31
1.3.4 Геологический индекс прочности массива (GSI)	31
1.3.5 Прогнозирование прочности массива с использованием значения Q	32
1.3.6 Прогнозирование прочности массива горных пород с использованием индекса GSI и критерия прочности Хука-Брауна.....	33
1.3.7 Прогнозирование прочности массива горных пород с использованием параметра RQD	36
1.3.8 Прогнозирование прочности массива горных пород с использованием рейтинга RMR	36
1.4 Численные модели НДС массива горных пород	37
1.5 Преимущества применения методов численного моделирования	38
1.6 Программы численного моделирования в горном деле	39
1.7 Неопределенность входных параметров для численной модели	40
1.7.1 Неопределенность параметров прочности горных пород	40
1.7.2 Параметр прочности Хука – Брауна m_i массива горных пород	41

1.7.3 Оценка параметров прочности и деформируемости массива горных пород.....	41
1.7.4 Вероятностная оценка прочностных параметров массива горных пород.....	41
1.8 Выводы и постановка задач исследования	42
Глава 2 Определение критериев растягивающих деформаций и мощностей их зон при проходке выработок на глубине свыше 1 км	44
2.1 Введение	44
2.2 Опыт применения критерия деформации растяжения	44
2.2.1 Экспериментальные исследования	44
2.2.2 Численное моделирование	45
2.2.3 Натурные исследования критерия растягивающих деформаций в шахтных условиях	47
2.3 Определение предельных значений растягивающей деформации в лабораторных условиях.....	47
2.4 Построение аналитической зависимости для определения значения критерия растягивающих деформаций горных пород	48
2.5 Вероятностная оценка свойств горных пород.....	60
2.5.1 Определение входных переменных параметров массива горных пород	61
2.5.2 Вероятностное моделирование для различных свойств горных пород.....	63
2.5.3 Сбор информации о переменных входных параметрах. Оценка функции плотности вероятности для каждой переменной.....	63
2.5.4 Вероятностная оценка свойств горного массива методом моделирования Монте-Карло.....	65
2.6 Прогноз мощности зоны растягивающих деформаций вокруг горных выработок методом численного моделирования с использованием программного обеспечения Map3D.....	68
2.7 Прогнозирование критерия растяжения и мощности зон растягивающих деформаций методом калибровки численной модели.....	70
2.8 Выводы по главе 2	74
Глава 3 Оценка влияния параметров качества, НДС и физико-механических свойств массива горных пород на формирование зон растягивающих деформаций	76
3.1 Введение	76

3.2 Влияние напряжений в массиве и трещиноватости на устойчивость горных выработок	76
3.2.1 Влияние главных напряжений во вмещающем массиве	77
3.2.2 Процесс развития трещин в массиве горных породах	78
3.3 Выбор входных параметров для численного моделирования НДС состояния вмещающего массива выработок.....	80
3.4 Влияние основных параметров на формирование зоны растягивающих деформаций	81
3.4.1 Влияние количественных характеристик массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций	81
3.4.2 Влияние главных напряжений на формирование зоны растягивающих деформаций.....	83
3.4.3 Влияние коэффициента Пуассона массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций	86
3.4.4 Влияние модуля упругости массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций.....	88
3.5 Оценка степени влияния основных параметров на формирование зон растягивающих деформаций	90
3.6 Выводы по главе 3	93
Глава 4 Разработка рекомендаций по креплению горных выработок с учетом прогноза мощности зон растягивающих деформаций	94
4.1 Введение	94
4.2 Оценка устойчивости подготовительных выработок	94
4.3 Расчет параметров системы крепления выработок.....	96
4.3.1 Определение параметров анкерного крепления	96
4.3.2 Определение толщины торкретбетона.....	97
4.4 Рекомендации по креплению подготовительных горных выработок.....	98
4.5 Выводы по главе 4	99
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	100
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	102

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования: С увеличением глубины ведения горных работ свыше 1 км регистрируются интенсивные деформационные процессы при проходке и поддержании горных выработок, возрастает количество случаев обрушений кровли и боков выработок. В условиях действия высокого горного давления изменяется напряженно-деформированное состояние массива горных пород, при этом механические процессы в условиях действия высоких напряжений на больших глубинах в настоящее время мало изучены.

Основы для изучения зон дезинтеграции и нарушенности горных пород, которые формируются в краевых частях массива вокруг выработок, заложили российские ученые: Шемякин Е. И., Фисенко Г. Л., Курленя М. В., Опарин В. Н., Миренков В. Е., Мясников В. П., Макаров В. В., Гузев М. А., Рева В. Н., Еременко В. А., Глушихин Ф. П. и др.

В настоящее время общепризнанным является тот факт, что трещины, называемые трещинами растяжения, возникают и развиваются под действием высоких сил сжатия. Данный вид механизма разрушения относится не к сдвигу, а к растяжению. Этот процесс определяется критерием растягивающей деформации, предложенным руководителем южноафриканской школы геомехаников Т. Стейси. Деформация растяжения при этом учитывает все три компоненты напряжения, и разрушение при растяжении будет происходить, даже если все компоненты напряжения являются сжимающими.

Анализ критериев разрушения горных пород позволил выявить, что разными учеными и их группами в течение длительного времени определены несколько критериев, от «классической огибающей Мора-Кулона» до более современных, таких как «обобщенный критерий разрушения Файрхурста», «критерий кривизны Франклина», «модифицированный критерий Хука–Брауна для неповрежденной породы», «критерий хрупкого разрушения Шори» и др. Главной особенностью этих критериев и методов является то, что в них используются только максимальные и минимальные компоненты главных напряжений, а горная порода разрушается преимущественно при сдвиге.

Проходка выработок на больших глубинах всегда сопровождается перераспределением исходного поля напряжений, при этом формируется вторичное поле напряжений. В условиях ведения горных работ на глубине свыше 1 км часто регистрируются трещины растяжения, которые могут развиваться и соединяться с естественными трещинами массива. При этом под действием высокого горного давления трещины растяжения зарождаются и развиваются, как правило, параллельно и субпараллельно обнажениям горных выработок.

Оценка мощности зон растягивающих деформаций при проходке и поддержании подготовительных горных выработок на рудниках России, особенно на глубинах ведения горных работ свыше 1 км, необходимая для оценки устойчивости вмещающего выработку массива горных пород, планирования горных работ, выбора параметров крепи и систем крепления выработок, в настоящее не проводится или является методически недостоверной. Поэтому прогноз мощности зон растягивающих деформаций при проходке подготовительных горных выработок на глубине свыше 1 км является актуальной задачей исследований.

Цель работы заключается в определении мощности зон растягивающих деформаций, формируемых при проходке и поддержании подготовительных горных выработок на глубине свыше 1 км.

Идея работы заключается в выявлении потенциально неустойчивых зон массива вокруг выработок в зонах растягивающих деформаций, установленных с помощью численного моделирования и экспериментальных шахтных исследований.

Задачи исследований:

1. Исследовать влияние глубины ведения горных работ, форм выработок, главных действующих напряжений в массиве, физико-механических свойств горных пород и количественных характеристик массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций вокруг выработок.

2. Определить мощности зон растягивающих деформаций и критерии разрушения массива при проходке и поддержании подготовительных выработок на глубине свыше 1 км.

3. Разработать рекомендации по креплению и поддержанию горных выработок с учетом прогноза мощности зон растягивающих деформаций.

Основные научные положения и их новизна:

1. Установлены значения растягивающих деформаций ε_{c1} для начала формирования и ε_{c2} для развития трещин растяжения для известных значений модуля упругости породы E , эффективного модуля упругости для стадии распространения трещин (E^*), коэффициента Пуассона ν и предела прочности на сжатие горных пород σ_c :

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0,434 \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E} \quad \text{и} \quad \varepsilon_{c2} = \frac{0,814 \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E^*},$$

2. Установлено, что мощности зон растягивающих деформаций со значениями $\mu\varepsilon \geq 350$ в массиве вокруг выработок изменяются от 1,8 до 2,4 м при квадратном, от 0,9 до 1,9 м при арочном и от 1,0 до 1,2 м при круглом сечении выработок при изменении качества породного массива со значениями индекса Бартона $Q = 2,5 \div 70$, коэффициента Пуассона $\nu = 0,2 \div 0,3$, модуля упругости $E = 63 \div 120$ ГПа, и при гидростатическом исходном напряженном состоянии массива $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \rho g H$ ($H = 1,0 \div 1,9$ км).

3. При проходке и поддержании горных выработок в скальных массивах на глубине свыше 1 км и формировании вокруг выработок зон растягивающих деформаций со значениями $\mu\varepsilon \geq 350$ (зоной возможного обрушения массива) толщина торкретбетона на кровле и боках выработки должна быть не менее 60 мм, длина анкеров не менее 2,4 м.

Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждаются: обоснованным применением критерия деформации растяжения при проходке подготовительных горных выработок на глубине свыше 1 км для прогноза и определения мощности потенциальных зон растягивающих деформаций, корректной обработкой результатов экспериментов с использованием современных методов статистики, достаточным объемом лабораторных испытаний физико-механических свойств горных пород, удовлетворительным совпадением результатов моделирования и натурных наблюдений.

Методология и методы исследования: поставленные задачи решались с использованием комплекса методов исследований, включающих обобщение и анализ российского и международного опыта оценки механизма возникновения и формирования трещин растяжения вокруг выработок; оценку свойств массива горных пород для численной модели с использованием метода моделирования Монте-Карло; оценку критерия растягивающих деформаций на основе лабораторного определения

физико-механических свойств горных пород с учетом результатов съемки трещиноватости массива вокруг выработок.

Научное значение работы состоит в определении мощности потенциальных зон обрушения массива вокруг выработок на глубине ведения горных работ свыше 1 км; установлении взаимосвязи между растягивающей деформацией и свойствами горных пород; выборе параметров крепления и систем крепления выработок с учетом установленных закономерностей развития зон растягивающих деформаций; определении длины анкеров для крепления их замковой части в устойчивой части массива.

Практическая значимость работы: получены аналитические зависимости для прогнозирования значений растягивающей деформации и зон образования и распространения трещин растяжения на основе физико-механических свойств горных пород (предела прочности на сжатие, коэффициента Пуассона и модуля упругости); предложен порядок прогнозирования мощности зон растягивающих деформаций; определены параметры крепления и поддержания горных выработок с учетом прогноза мощности зон растягивающих деформаций, разработаны «Методические рекомендации по прогнозу мощностей зон растягивающих деформаций и креплению подготовительных горных выработок на больших глубинах», принятые к использованию на Таштагольской и Шерегешской шахтах филиала «Евразруда – филиал АО «Евраз ЗСМК».

Апробация работы: основные положения работы докладывались и обсуждались на международной научно-технической конференции «Комбинированная геотехнология: переход к новому технологическому укладу» (МГТУ, г. Магнитогорск, 2019 г.); международном научном симпозиуме «Неделя Горняка» (Горный Институт НИТУ «МИСИС», г. Москва, 2019-2021 г.г.); международной научной школе молодых ученых и специалистов «Проблемы освоения недр в XXI веке глазами молодых», (ИПКОН РАН, Москва, 2020 г.); на Техническом совете по геомеханике (Программа 1÷3, Горный Институт НИТУ «МИСИС», г. Москва, 2019-2021 г.г.); семинарах с участием ведущих геомехаников и геотехников России, Казахстана, Австралии, Канады и ЮАР в научно-исследовательском центре «Прикладная геомеханика и конвергентные горные технологии» Горного института НИТУ «МИСиС» в 2018 - 2021 гг.

Публикации. По теме диссертационной работы опубликовано 6 печатных работ, в том числе 3 в ведущих рецензируемых изданиях, включенных в перечень ВАК Минобрнауки России, из них 3 – включенные в международную базу цитирования Scopus.

Структура и объём диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав и заключения. Работа содержит 112 страницы, 56 рисунков, 25 таблиц и 129 источников.

Автор выражает благодарность проф. Мяскову А.В., д.ф.-м.н., доц. Винникову В.А., д.т.н., проф. РАН Еременко В.А., преподавательскому составу кафедры ФизГео, сотрудникам научно-исследовательского центра «Прикладная геомеханика и конвергентные горные технологии» Горного института НИТУ «МИСиС» за помощь и поддержку в процессе подготовки диссертационной работы.

1.1 Проблемы добычи твердых полезных ископаемых

Добыча твердых полезных ископаемых является важным процессом в развитии человеческого общества. На рисунке 1.1 представлена кривая, характеризующая динамику роста численности населения планеты с прогнозом до 2045 года. С конца XV века вплоть до конца XIX века численность населения Земли увеличилась с 530 млн. человек до 1.65 млрд., что соответствует росту в 3,11 раза за период в 400 лет.

В XX веке темп роста численности населения увеличился в 3,7 раза, после наступления XXI века данный показатель уменьшился вдвое. За последние два столетия население планеты увеличилось более чем в 7 раз, согласно прогнозам, в ближайшие 30 лет мы достигнем численности в 9 миллиардов человек.

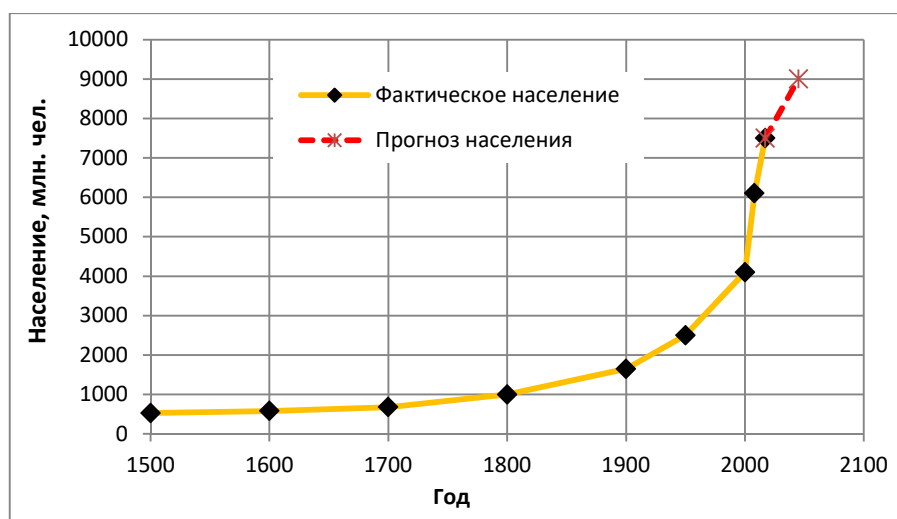


Рисунок 1.1 – Динамика роста населения Земли в период с 1500 по 2045 гг.

Спрос на минеральные ресурсы имеет тенденцию увеличения в 5 раз, в сравнении с ростом населения планеты [1]. Это обуславливается стремлением населения планеты повысить качество жизни, в большей мере – в странах с менее развитой экономикой. Современные технологии переработки полезных ископаемых способствуют развитию экономически выгодных способов добычи твердых полезных ископаемых. Вопрос «Может ли темп роста населения планеты быть устойчивым с экономической, социальной и экологической точек зрения?» [2] рассматривался на семинаре

«Национального исследовательского совета», проводившемся в 2014 году в г. Вашингтон и по сей день остается открытым.

Для инновационного развития горнодобывающей промышленности необходимо акцентировать внимание на разработке новых методов и технологий подземного освоения твердых полезных ископаемых для оптимизации производств, т. к. с каждым годом глубина ведения горных работ увеличивается.

На сегодняшний день Россия, Китай, США, Австралия, Бразилия, Индия, Южно-Африканская Республика и Канада являются крупнейшими горнодобывающими державами мира. США, Канада, Австралия – страны с сильными и устойчивыми экономиками, обладающие крупнейшими запасами таких полезных ископаемых, как уголь, железо и алмазы, являются ведущими в мире по их добыче.

В развитых странах доля горнодобывающей промышленности в общем объеме промышленного производства составляет в среднем 2%, а в развивающихся странах 14%. Согласно прогнозам компании Lucintel [3], мировой рынок будет иметь высокие темпы роста в течение следующих 5 лет. Эксперты прогнозируют, что в 2025 году рынок горнодобывающей промышленности достигнет 1,983 млрд. долларов, а среднегодовой темп роста составит 7,4%.

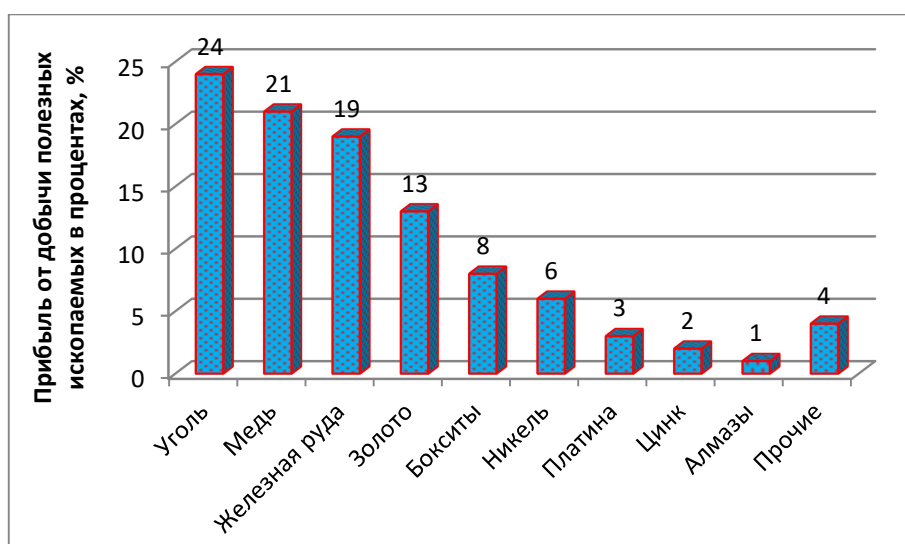


Рисунок 1.2 – Доля твёрдых полезных ископаемых в общем объеме добычи, 2020 г. [3]

Горнодобывающий рынок формируется за счет использования твердых полезных ископаемых, таких как: железная руда, уголь, драгоценные металлы, алмазы, бокситы, марганец и неблагородные металлы. Аналитики отмечают, что развитие рынка

напрямую связано с использованием новых технологий для повышения производительности. Рынок добычи представлен в основном железной рудой, углем и различными драгоценными металлами.

Для горнодобывающей промышленности России распоряжением Правительства Российской Федерации от 22 декабря 2018 г. № 2914-р утверждена «Стратегия развития минерально-сырьевой базы Российской Федерации до 2035 года», которая гласит о потребности.

Увеличение глубины разработки месторождений является общемировой тенденцией. В России глубина ведения горных работ на Таймырском и Скалистом рудниках превышает 1,5 км. Зоны растягивающих деформаций, которые формируются вокруг горных выработок, оказывают значительное влияние на их устойчивость.

Условия безопасности труда становятся все более сложными по мере увеличения глубины разработки месторождений. На золотых приисках Витватерсранда в Южной Африке специальные программы для подготовки шахтеров к работе под землей были введены в середине 1960-х годов, когда шахты имели глубину около 2 км. На рудниках месторождения Колар Голд в Индии рассматриваются аналогичные условия. С увеличением глубины разработки до 3 км шахту Колар Голд пришлось закрыть в 2001 году по причине ухудшения температурных условий и частых горных ударов.

В 1994 году Лионская комиссия сообщила, что «с 1900 по 1994 годы более 69 000 шахтеров погибли и миллион шахтеров пострадали в шахтах Южной Африки». Отмечается, что: «Основной и наиболее важной причиной смертельных исходов и регистрируемых травм являются обрушения».

С каждым годом достигается все больший прогресс в разработке оборудования для горнодобывающей промышленности с дистанционным управлением. Такое оборудование значительно повышает безопасность ведения горных работ за счет минимального участия человека в подземной разработке полезных ископаемых, однако, следует повысить уровень мониторинга земной поверхности во избежание нарушения технологических процессов из-за повреждений и потерь механизированного оборудования в процессе добычи.

Так как действие напряжений в массиве горных пород с глубиной разработки возрастает, необходимо исследовать возможные критические глубины, до которых экономически целесообразно вести добычу полезных ископаемых, а также обеспечивать

поддержание выработок. Обеспечение эффективного мониторинга, рентабельная добыча твердых полезных ископаемых и поддержание выработанного пространства – ключевые проблемы в работе с автономным оборудованием. Важными решениями обозначенных проблем являются современные разработки в области компьютерного моделирования, которые позволяют эффективно прогнозировать реакцию массива горных пород при ведении горных работ на глубине свыше 1 км.

Метод численного моделирования совершенствуется с каждым годом и применяется для решения не только перечисленных выше задач, но и устанавливает возможность освоения менее изученных проблем горного производства.

1.2 Аналитический обзор литературы о зонах растягивающих деформаций

Наличие параллельных слоистых трещин вокруг выработок в скальных массивах – распространенное явление. Трещины растяжения образуются вблизи поверхности выработок, в основном параллельно и субпараллельно обнажениям, при этом массив деформируется в сторону выработанного пространства, образуя, таким образом, трещиноватые слои породы в приконтурной части выработок. Исследования показали, что образование этих трещин связано с действием сжимающих напряжений вокруг выработок. Регистрируемые трещины представляют собой трещины растяжения, которые образуются в плоскости, перпендикулярной горизонтальному главному напряжению. Данные трещины не проявляют каких-либо признаков сдвигового характера или деформаций сразу после их образования - наблюдается только их раскрытие (растяжение).

1.2.1 Инициирование и распространение трещин во вмещающем массиве горных пород

Теория инициирования хрупкого разрушения Гриффитса и ее модификации исследовалась многими авторами. Предлагаемая теория является основой для понимания механизма хрупкого разрушения. Фактические данные изысканий порой противоречат этой теории, что приводит к ограниченным возможностям ее применимости.

А. Гриффитс предположил, что разрушение массива горных пород происходит, когда критически ориентированная трещина (наиболее уязвимая) начинает развиваться

под действием приложенного напряжения, которое превышает предельное значение. Данное предположение является противоречивым в натуральных условиях, так как направления развития трещин совпадают с границами минеральных зерен, слагающими горную породу.

Возникновение растягивающих трещин Гриффитса зависит от ориентированности трещин. Степень разрушения массива (величина индуцированной трещины) уменьшается по мере увеличения основного напряжения (σ_3). Разрушение массива не происходит при значениях напряжения в массиве $\sigma_3/\sigma_1 = 0,2$.

Дж. Грамберг [4] предложил теорию «эллипса». «Зажим» напряжений вокруг эллипса вызывают растягивающие напряжения на другом конце трещины. Образование трещин происходит в результате деформации массива, при котором относительно узкой формы трещина за короткий промежуток времени преобразовывается в эллипс, который, в свою очередь, на порядок шире изначальной формы. В работе [4] объясняется, что данный процесс происходит благодаря ослаблению напряжений атомных связей. Предложенный механизм не основан на каких-либо доказательствах в виде наблюдений такого типа разрушения и, по-видимому, обусловлен предположением, что разрывное растяжение может распространяться от одного дефекта во всех условиях сжимающего напряжения.

Процесс возникновения трещин рассмотрен в концепциях скользящих трещин, первоначально разработанных В. Брэйсом и Э. Бомбалакисом, К. Фэрхерстом и Н. Куком [5,6]. Этот механизм работает в микромасштабе, и предполагается, что образование макротрещин является результатом процесса развития микротрещин. А. Г. Оловянный [7] проанализировал слияние микротрещин, предполагая коллинеарное взаимодействие трещин кровли, возникающих из подобных скользящих трещин.

Существует множество исследований возникновения и распространения трещин в хрупких породах, такие исследования можно разделить на 2 группы.

- Первая группа предполагает объяснение возникновения трещин растяжения в линейной упругой среде. Однако, из типичных соотношений напряжение-деформация в испытаниях на прочность при сжатии ясно, что некоторая форма текучести происходит до того, как начнется хрупкое разрушение и макроразрыв. Такая реакция породы связана с ростом микротрещин в большинстве хрупких пород.

- Вторая группа предполагает объяснение роста микротрещин, где только взаимодействие между отдельными микротрещинами считается актуальным для образования макротрещин.

Разрушение хрупких пород в условиях высоких значений напряжений вблизи выработок до сих пор плохо изучено, поэтому данный процесс пока не может быть интерпретирован адекватным образом.

Разрушение в боковых частях выработки на большой глубине происходит в форме плит, которые пересекают контур выработки под очень малыми углами. Считается, что трещины такого типа возникают на контуре выработки при любом способе разработки. Упругий анализ в этом случае не выявляет наличия растягивающих напряжений, и потому образование таких разрушений остается загадкой. Если принять во внимание эффекты микроразрыва и связанных с ним повреждений, возникновение растягивающих напряжений становится возможным. Таким образом, макроразрыв в этих условиях является вторичным процессом, который происходит в ответ на первичное разрушение.

На руднике «Golden Grove» в Австралии с развитием горных работ на глубинах свыше 900 м возникла серьёзная проблема устойчивости выработок, связанная с увеличением напряжений в массиве горных пород на границах с выработанным пространством, что, в свою очередь, стало потенциальной угрозой безопасности труда и эффективности производства в целом.



Рисунок 1.3 – Трещины растяжения [8]

Рудник «South Deerp» является флагманом развития золотодобывающей промышленности Южной Африки. Промышленные запасы рудника обеспечивают срок

его эксплуатации свыше 70 лет. При производственной мощности 330 т/мес рудник будет производить примерно 700 тыс. унций золота в год, вместо нынешних 270 тыс. унций.

Разработка данного месторождения началась в 1961 году. В настоящий момент добыча на руднике происходит на глубине более 2600 м от поверхности. На глубинах 2000 м регистрируются трещины в боках выработок. Трещины с восточного бока очистных выработок имеют направление простирания в диапазоне от 10° до 20° к оси выработок, тогда как трещины с западного бока - от 20° до 25° .

Рудники «Таймырский» и «Интернациональный» (Россия) были выбраны для анализа из-за актуальности для их производственных процессов значительного влияния перераспределения напряжений при проходке выработок, а также исследований сети трещин горных пород, приводящих к разрушению выработок.

На руднике «Таймырский» отрабатывается участок пластообразной залежи сплошных сульфидных руд с ксенолитами вмещающих пород. На контактах залежи отчетливо выражено наличие апофиз с зонами расщепления.

Мощность залежи на участках отработки изменяется от 3 до 35 м. Богатые руды горизонта -1050 м представлены двумя отчетливо выраженными пачками. Предел прочности на одноосное сжатие габбро-долерита составляет от 113 до 137 МПа, а модуль Юнга (Е) варьируется в пределах от 7,4 до 10 ГПа. В связи с проведением горных работ на глубине 1050 м начался процесс образования новых систем трещин.



Рисунок 1.4 – Растрескивание в своде очистной выработки [9]

Рудник «Интернациональный» расположен на территории района восточной части Средне-Сибирской плоской возвышенности, представляющей собой равнину,

слаборасчлененную гидросетью. Абсолютные отметки рельефа колеблются от +310 м на востоке, до +402 м – на западе.

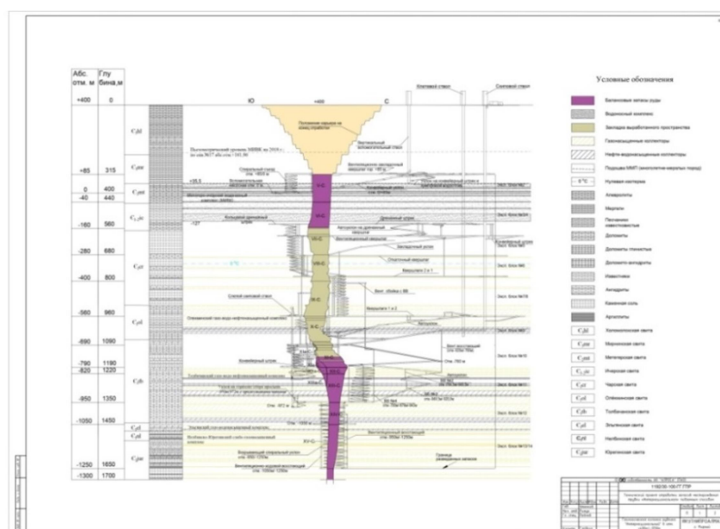


Рисунок 1.5 – Геологическая колонка трубки «Интернациональная»

Трубка «Интернациональная» представляет собой крутопадающее трубообразное тело цилиндрической формы. В поперечном сечении оно имеет форму неправильного эллипса, вытянутого в северо-западном направлении ($340-350^\circ$). На южном фланге рудное тело повсеместно простирается карбонатной брекчией с примесью кимберлитового материала. Средняя мощность брекчии составляет 15-20 м. Брекчия включена в общий подсчетный контур рудного тела. По данным разведочных работ карбонатные брекчии прослежены до горизонта -900 м, где они полностью выклиниваются.

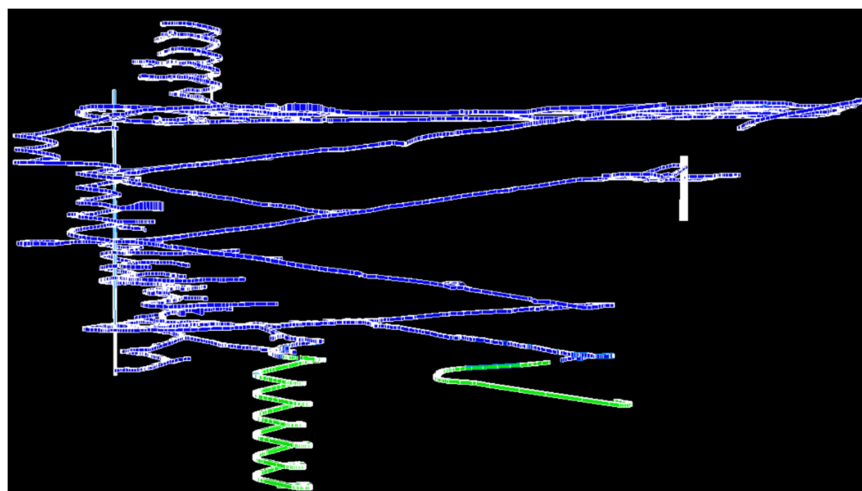


Рисунок 1.6 – Система подготовительных выработок

В процессе разработки было смоделировано для возможности дальнейшего мониторинга и оценки устойчивости два участка проходки подготовительных выработок: спирального съезда и автоуклона. Критерий деформации растяжения применялся в модели для прогнозирования положения и механики образования трещин растяжения. На рисунке 1.8, синим цветом обозначены пройденные выработки, зеленым цветом обозначено запроектированное положение дальнейшей проходки.

Т. Стейси и К. Де Джонг [10] пришли к выводу, что критерии Гриффитса и Мора-Кулона с точки зрения инициирования трещин были неэффективны для прогнозирования степени образования трещин, связанных с подземными горными работами на месторождениях руд в крепких вмещающих породах.

Таким образом, Т. Стейси [11] использовал упругий анализ, который позволил разработать концепцию растягивающей деформации (ϵ_3) для оценки уровня разрушения вокруг кварцевых рудников в Южной Африке.

Из лабораторных испытаний на сжатие Т. Стейси [11] определил растягивающую деформацию (ϵ_3), используя графики зависимости поперечной деформации от осевой.

Т. Стейси [11] определил критическую растягивающую деформацию (ϵ_c) как поперечную деформацию в начале нелинейности на графике зависимости поперечной деформации от осевой. Исходя из этого, он предложил критерий, способный определять образование трещин во вмещающем массиве вокруг подготовительных выработок.

Разрушение описывается Т. Стейси при испытаниях образцов горных пород с отношением высоты к диаметру 2 и 2,5. Этот тип трещины растяжения полностью отличается от трещины, вызванной усилием сдвига. Эта разница показана на рисунках 1.7 и 1.8.

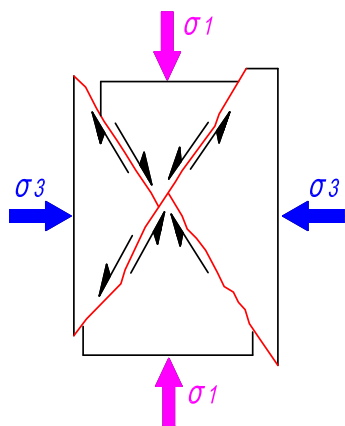


Рисунок 1.7 – Тип разрушения относится к сдвигу

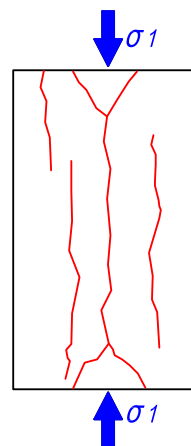


Рисунок 1.8 – Тип разрушения относится к растяжению

Проведены исследования и анализ проблем на рассматриваемых рудниках. Исследование включает в себя: трехмерный анализ напряжений, полевые работы по картированию протяженности и ориентированию трещин вокруг выработок, вызванных напряжением. Также было выявлено, что критерий Мора и критерий инициации Гриффитса неприменимы для прогнозирования возникновения и ориентирования трещин. По критерию деформации растяжения определена протяженность и ориентирование трещин в боках, кровле, и в пересечении кровли с боками выработок.

1.2.2 Критерии определения прочностных свойств массива горных пород

Наиболее распространенными критериями для определения прочности горного массива являются критерии разрушения Хука-Брауна и Мора-Кулона. Критерий Мора-Кулона на основе трехосных данных и главных напряжений может быть выражен как:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (1.1)$$

где c – сцепление; φ – угол трения.

Обобщенное нелинейное определение критерия Хука-Брауна определяется формулой:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (1.2)$$

где s , m_b и a – постоянные Хука-Брауна, которые зависят от характеристик горных пород массива и определяются как:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right), \quad (1.3)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right), \quad (1.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right), \quad (1.5)$$

где D – коэффициент техногенной нарушенности массива; m_i – параметр ненарушенной породы; GSI – геологический индекс прочности.

Э. Хук и М. Дидерикс [12] предложили следующее уравнение для оценки модуля упругости горных пород массива (E_m):

$$E_m = E_i \left\{ 0,02 + \frac{1 - D / 2}{1 + \exp[(60 + 15D - GSI) / 11]} \right\}, \quad (1.6)$$

где E_i – модуль деформации горных пород, МПа.

Значение GSI рассчитывается следующим образом:

$$GSI = 9 \cdot \log Q' + 44, \text{ и } Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a}, \quad (1.7)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5, \text{ если } RMR_{89} > 23, \quad (1.8)$$

$$GSI = RMR_{89}, \text{ если } RMR_{89} < 23, \quad (1.9)$$

где RMR_{89} – рейтинг массива горных пород; Q' – индекс качества породы массива; J_n – коэффициент, характеризующий число систем трещин; J_r – коэффициент, характеризующий шероховатость поверхности трещин; J_a – коэффициент, характеризующий измененность стенок трещин.

Необходимо выбрать репрезентативное входное значение индекса техногенной нарушенности массива (D) Таблица 1.1.

Таблица 1.1 – Рекомендации по выбору индекса D

Способ разработки месторождения	Значение D	Характеристики нарушения
Подземная разработка (замкнутые условия)	0	Хорошее качество пород. Минимальные нарушения. Механический способ проходки
	0,5	Случаи, когда горное давление приводит к нарушению приконтурного массива, а также к обрушениям массива. Буровзрывной способ проходки.
	0,8	Выработка, пройденная с применением буровзрывного способа проходки, который приводит к нарушению приконтурного массива на глубину до 2-3 м.
Открытая разработка (карьер)	0,7	Контролируемый взрыв (> 80% следов от ствола).
	1	Струйная обработка низкого качества (менее 50% следов от ствола).
	0,7	Применение механической лопаты для разработки в слабых породах.
	1	Добыча открытым способом – взрывные работы на карьерах.

1.2.3 Критерии прогноза разрушения выработок

Э. Хук и К. Мартин [13] определили, что для полного понимания процесса разрушения массивов горных пород необходимо определять такие свойства, как прочность и деформация. Из этих условий были получены критерии для прогнозирования образования и распространения трещин.

1.2.3.1 Критерий Мора-Кулона

Критерий Мора-Кулона выявлен эмпирическим путём, в этом случае предполагается, что порода разрушится при сдвиге. Предложено следующее линейное уравнение:

$$\tau = C + \sigma_n \tan \varphi, \quad (1.10)$$

где τ – напряжение сдвига вдоль плоскости сдвига при разрушении; σ_n – нормальное напряжение, действующее на плоскость сдвига; C – начальная сила сцепления; φ – угол внутреннего трения.

Определение критерия Мора-Кулона также может быть представлено следующим линейным уравнением:

$$\sigma_1 = \sigma_c + q\sigma_3, \quad (1.11)$$

$$q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (1.12)$$

$$\sigma_c = 2C\sqrt{q}, \quad (1.13)$$

где σ_1 – основное главное напряжение при разрушении; σ_3 – второстепенное главное напряжение при разрушении.

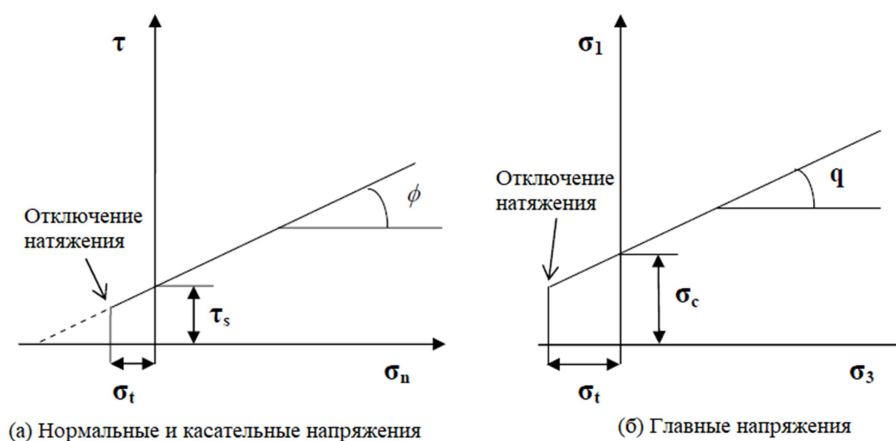


Рисунок 1.9 – Критерий Мора-Кулона

Процесс разрушения зависит только от главного и второстепенного главных напряжений; промежуточное главное напряжение исключается. Динамика изменения напряжений в массиве для критерия Мора-Кулона проиллюстрирована на рисунке 1.9.

Главная причина применения критерия Мора-Кулона в горной отрасли - простота в использовании.

1.2.3.2 Критерий Мора и Гриффитса

3. Бенявский [14] предложил концепцию возникновения разрушения из-за существующих трещин, используя критерий Гриффитса для прогнозирования возникновения разрушения. Данный критерий рассматривает поле напряжений около вершин уже существующих трещин и энергетический баланс трещин. Считается, что в данном поле образуется большая концентрация растягивающих напряжений в вершинах трещин. Определена взаимосвязь между приложенным полем напряжений и растягивающим напряжением в вершинах трещин, что позволило предсказать образование трещины, когда растягивающее напряжение вблизи вершин трещин достигло определенного критического значения.

Анализ Гриффитса выявил недостатки с точки зрения учета распространения только открытой трещины, но без учета закрытия трещин, когда поле напряжений является сжимающим. Критерий Гриффитса был изменен [14] и рассмотрен как элемент сжатия. В этом отношении была проведена серия экспериментов, и была предложена другая гипотеза, названная критерием Мора. Гипотеза использовалась для определения коэффициента трения материала внутренней трещины. На основании этого получен вывод о том, что данный критерий подходит для прогнозирования прочности на разрушение. Э. Хук и К. Мартин [13] провели исследование возникновения и распространения трещин в неповрежденной породе, используя теорию растяжения Гриффитса, и пришли к следующим выводам:

1. Теория Гриффитса обеспечивает предсказание разрушения при растяжении в хрупких породах, которое контролируется пределом прочности неповрежденной породы или составляющих ее зерен.

2. Развитие трещин растяжения в вершине трещины Гриффитса или рядом с ней определяется ориентацией трещины Гриффитса по отношению к приложенным напряжениям.

3. Процесс разрушения в значительной степени зависит от степени ограничения, и разрушение быстро уменьшается по мере увеличения второстепенного основного напряжения.

4. Для геоматериалов приведенные ниже уравнения описывают замкнутую модель трещины Гриффитса, в которой возникновение и распространение разрушения при растяжении определяется прочностью на сдвиг границ зерен.

$$\tau = \tau_0 + \sigma \tan \varphi, \quad (1.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{\frac{\mu \cdot \sigma_c}{k \cdot \sigma_l} \sigma_3 \sigma_c + \sigma_c^2}, \quad (1.15)$$

где φ – угол трения; τ_0 – прочность на сдвиг при нулевом нормальном напряжении; μ – коэффициент трения; k – коэффициент для разрушения в смешанном режиме.

1.2.3.3 Критерий деформации растяжения

Критерий деформации растяжения был введен для прогнозирования степени разрушения, согласно которому разрушение породы будет происходить при сдвигающем растяжении, когда свойства породы таковы, что деформация растяжения превышает предельное значение [11]. Что касается прогнозирования трещиноватости, были проведены лабораторные испытания для подтверждения результатов, т.е. неограниченные и ограниченные трехосные испытания на сжатие на различных образцах горных пород для определения параметров, при достижении которых трещины растяжения могут возникнуть в породе. По результатам этих экспериментов был сделан следующий вывод: «Разрушение хрупкой породы начнется, когда общая деформация растяжения в породе превысит критическое значение, характерное для этого типа породы» [11]:

$$\varepsilon_3 \geq \varepsilon_c, \quad (1.16)$$

где ε_3 – растягивающая деформация; ε_c – предельное значение растягивающей деформации.

Уравнение для выражения растягивающей деформации выглядит следующим образом:

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)], \quad (1.17)$$

где σ_1 , σ_2 , σ_3 – три главных напряжений; E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона.

Критерий деформации растяжения может быть применен для широкого спектра пород, от прочных и хрупких до мягких пород, таких, как уголь [15]. Эффект будет более заметен в хрупких породах, в которых достаточно быстро развиваются трещины. Критерий деформации растяжения может быть описан в трехмерном пространстве деформации, как показано на рисунке 1.10.

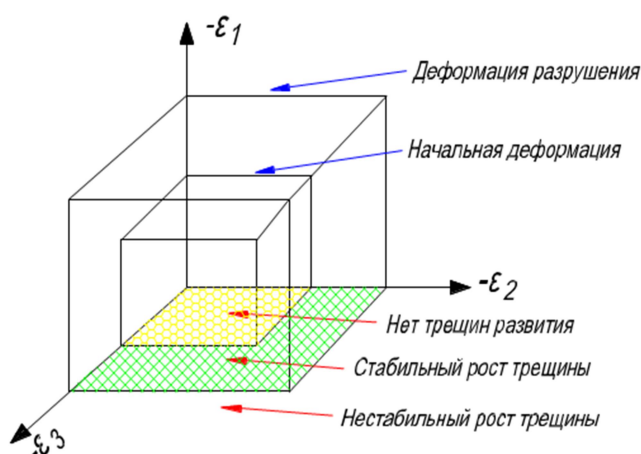


Рисунок 1.10 – Критерий деформации растяжения в трехмерном пространстве [16]

Внутренний куб на рисунке 1.10 представляет инициирование трещин растяжения, а внешний куб описывает проявление деформации растяжения. Как показано в пространствах кубической деформации, главные деформации определяются в терминах плоскости как ϵ_1 и ϵ_3 , а внеплоскостные деформации – как ϵ_2 . Основные деформации ϵ_1 , ϵ_3 и ϵ_2 (основные, второстепенные и промежуточные главные деформации) ориентированы относительно перераспределения напряжений при разработке.

Следует подчеркнуть, что выбор критерия как инструмента исследования обеспечивает возможность прогнозировать уровень, на котором произойдет разрушение. Подход к выбору критерия исследования должен быть обусловлен надёжностью предполагаемых результатов – соответствия их действительности.

В частности, механизмы возникновения разрушения редко бывают очевидными, следовательно для возможности выявления и изучения предпосылок возникновения разрушения, а также для прогнозирования динамики разрушения необходимо достаточное количество натурных наблюдений, данные о характеристиках массива

горных пород, ретроспективный анализ исследований и научной литературы по данной теме.

1.2.4 Зоны растягивающих деформаций вокруг подготовительных выработок

В современной практике механики горных пород, связанной с хрупким разрушением, используются две гипотезы разрушения – критерии Гриффитса и Мора. Автор З. Бенявский отметил [14] необходимость проводить четкое различие между критериями разрушения и механизмами разрушения. Первое обеспечивает формулу, используемую для прогнозирования уровня разрушения, которое произойдет, в то время как механизм разрушения описывает процессы, которые происходят в исследуемом материале под давлением и, в конечном итоге, приводят к разрушению.

Образование трещин в материале не всегда означает разрушение этого материала. Хотя критерии Гриффитса и Мора применяются широко, ни один из них не является удовлетворительным во всех случаях. Различные расширения или модификации теории Гриффитса были разработаны для объяснения очевидных аномалий.

В недавнем исследовании разрушения, связанным с подземными горными работами в прочных породах [10], было установлено, что определенный на основе критерия Мора уровень напряжений был слишком низким, чтобы привести к разрушению. Тем не менее, трещины в значительной степени концентрировались в боках выработок, их ориентации отличались от тех, которые предсказывались теорией Мора. Напротив, весьма успешный прогноз как ориентации, так и степени трещиноватости был достигнут с использованием простого критерия деформации растяжения или, как его называют, критерий предела деформации при растяжении. Этот критерий был сформулирован так: «разрушение породы будет происходить при непрямом растяжении, когда растягивающая деформация превышает предельное значение, которое зависит от свойств породы». Растягивающая деформация в породе может вызвать небольшие трещины (изначально микротрещины в породе), которые возникают при растягивающем или минимальном сжимающем напряжении. Она может расширяться в упругой зоне и становиться наблюдаемой трещиной из-за изменений условий локального напряжения или уменьшения прочности породы с течением времени.

Эксплуатация запасов полезных ископаемых связана с антропогенным нарушением целостности массива горных пород. Чтобы обеспечить достаточную безопасность горных работ и продолжительную сохранность целостности выработок при глубине разработки месторождений, превышающую 1 км от поверхности, необходимо улучшить методы оценки состояния вмещающего массива горных пород.

Основные параметры напряженно-деформированного состояния массива калибровались как результатами исследований, полученными в лаборатории, так и данными натурных наблюдений на месторождениях.

Отметим, что многие принятые в рамках регламентов методы технических расчетов и выдвинутые гипотезы на практике малоприменимы. Поэтому, наряду с методами расчета, основанными на наблюдениях и физических моделях, разрабатываются и применяются эффективные методы численного моделирования [17,18].

Авторами работы [19] были предложены закономерности формирования деформации и разрушения скальных массивов при больших сжимающих напряжениях, данное исследование проводилось по результатам полевых наблюдений на полиморфных рудниках Николаевского (Дальнегорск, Приморский край). Кроме того, Опарин В.Н. и др. [20] проанализировали существующие представления о напряженном состоянии горных пород вокруг подземных сооружений и представили первоначальные результаты исследований разрушения горных пород, чтобы решить проблемы устойчивости массива горных пород в условиях горных работ на большой глубине.

Гузов М.А. и Макаров В.В. [21] изучали процесс деформации и связь с разрушением породы при высоких значениях напряжений сжатия вокруг шахты. В целом, эти исследования имеют общее определение области дезинтеграции горных пород на основе евклидовой нелинейной модели сплошной среды.

Проведенные в последнее время исследования [20,21] были сосредоточены, в основном, на определении границы зоны разрушения вокруг выработанного пространства. В работе [22] представлены результаты разработки и исследования моделей разрушения окружающего массива горных пород. Кроме того, исследования по зональной дезинтеграции горных пород вокруг круглых, квадратных и арочных выработок были изучены следующими авторами:

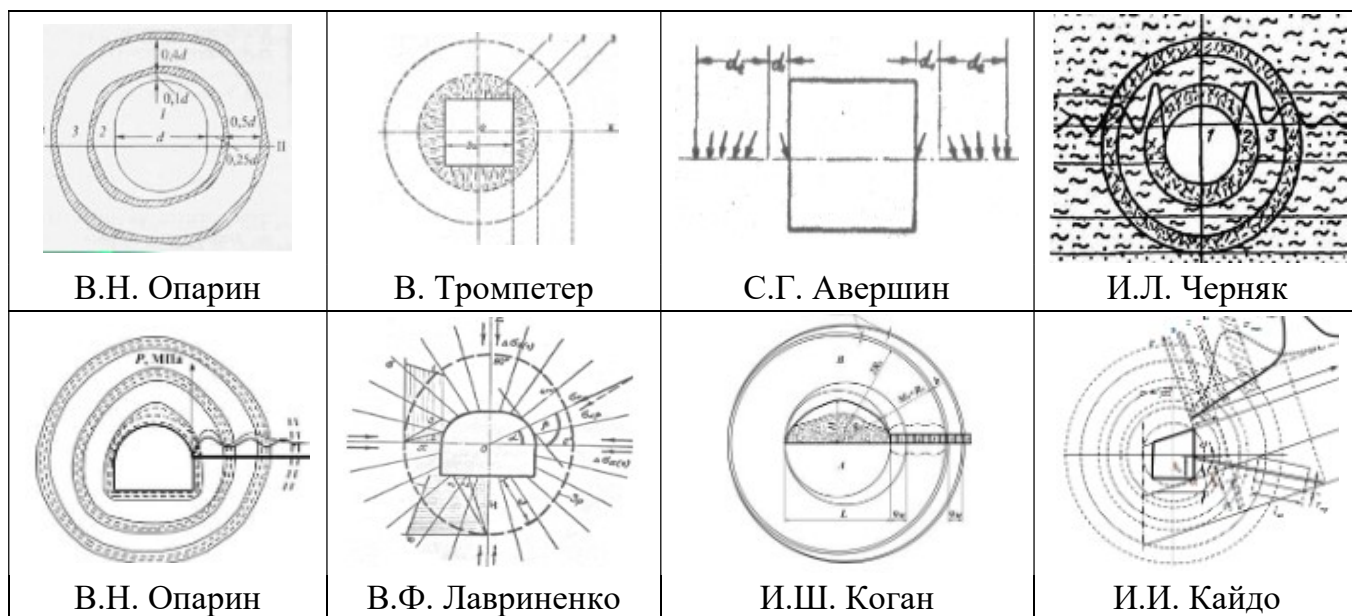


Рисунок 1.11 – Некоторые исследования по зональной дезинтеграции горных пород вокруг выработок

Общая точка вышеупомянутых исследований заключается в определении зональной дезинтеграции горных пород вокруг выработок на основе теории сил сдвига. Недостатком всех этих теорий является то, что в них рассматриваются только максимальное и минимальное напряжение – это означает, что порода разрушается преимущественно при сдвиге.

Тем не менее, одной из серьезных проблем разработки месторождений на большой глубине является разрушение участка породы вокруг выработок, которые представляют собой совокупность нарушенных и относительно менее нарушенных участков. Эта проблема возникает в глубоких подземных рудниках или шахтах, которые представляют собой параллельные трещиноватые слои, образованные вокруг выработанных пространств. В частности, если это хрупкая горная порода, она может разрушиться даже в случае, когда все основные напряжения являются напряжениями сжатия [8,9]. В настоящее время общепризнанно, что трещины (называемые «трещинами растяжений») вызваны высокими сжимающими силами. Было обнаружено, что этот тип разрушения не связан со сдвигом [11]. Растягивающая деформация может развиваться в поле напряжений, в котором все основные напряжения сжимающие. Появление трещины приведет к перераспределению напряжения вокруг подземных выработок (распространению на следующую зону в массиве), что приведет к дополнительному

повреждению. Кроме того, трещины растяжения взаимодействуют с естественными процессами разрушения породы и могут стать причиной значительных разрушений [8,9,23].

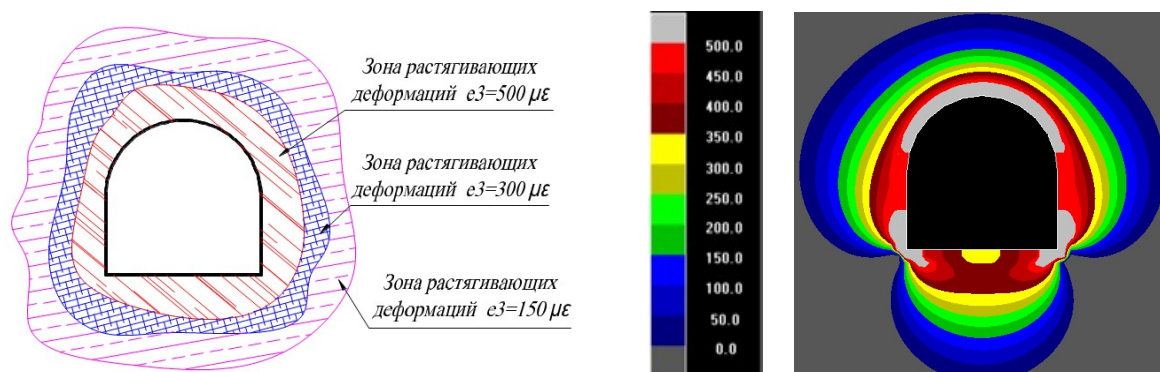


Рисунок 1.12 – Определение зон растягивающих деформаций вокруг выработки

В этом исследовании применялась программа Mar3D для определения зон растягивающих деформаций во вмещающем массиве подготовительных выработок, а также значения ε_3 вокруг выработок. Входными данными для анализа были аналитические выражения для растягивающей деформации, по результатам обработки которых в программе Mar3D были распределены деформации вокруг выработок.

1.3 Системы классификации горных пород и их применение в численном анализе

Системы классификации горных пород обеспечивают основу для стандартизации механизмов сбора данных, связанных с исследованием геотехнических объектов. Это гарантирует, что все соответствующие данные были собраны максимально эффективно и полно. Полученный количественный результат затем используется в качестве входных данных для дальнейшего эмпирического проектирования в программах численного моделирования.

1.3.1 Индекс качества породы (RQD)

Одной из ранних систем классификации горных пород массива является обозначение индекса качества породы (RQD), в исследовании [24] индекс был разработан для оценки качества породы на месте по данным бурения керна.

Оценки RQD полностью зависят от ориентации керна. В массивах горных пород, в которых сильно выражена анизотропность с одним доминирующим набором несплошностей - плоскости залегания породы, ориентированные параллельно этим плоскостям, будут оцениваться более высоким значением показателя RQD, чем породы, ориентированные перпендикулярно им же. По этой причине следует проводить два или более измерений различной ориентации, в случаях, когда в этом есть необходимость. Также важно, чтобы измерение RQD было выполнено как можно скорее после восстановления активной зоны. Это сводит к минимуму вероятность деградации активной зоны, которая может возникнуть в результате выведения породы из ее ограниченного напряженного состояния во вмещающем массиве. Это важное свойство для инженерного проектирования и, потому полезно через некоторое время снова провести измерение RQD, чтобы определить подверженность породы деградации при воздействии на неё.

RQD представляет собой простое средство для обеспечения количественного показателя структуры массива горных пород; однако он не дает достаточно исчерпывающего описания как некоторые геологические параметры горных пород (гидрологические условия и др.). RQD является ключевым входным параметром в системах классификации горных пород RMR и Q. Система RQD классифицирует качество горных пород в соответствии с таблицей 1.2.

Таблица 1.2 – Классификация качества горных пород на основе RQD [24]

Значение RQD	Качество массива горных пород
< 25	Очень слабое
25-50	Слабое
50-75	Среднее
75-90	Сильное
90-100	Очень сильное

1.3.2 Рейтинговая оценка качества горных пород (RMR)

Бенявский З. опубликовал систему рейтинговой оценки качества горных пород (RMR), которая была первоначально разработана на основе оценки 49 тематических исследований неглубоких тоннелей в осадочных породах Южной Африки. Система

была предложена для проектирования первичной крепи для поддержания тоннелей и оценки времени простоя для неподдерживаемого промежутка выработки.

Система оценки претерпела значительные изменения и обновления путем оценки рудников, шахт, пещер, склонов и скважин, которых в общей сложности было возведено около 350 шт. в различных типах пород, включая осадочные, магматические и метаморфические породы.

Рейтинг RMR основан на версии 1989 года [25]. В соответствии с этой рейтинговой схемой геотехническое качество горных массивов описывается 5 классами, основанными на рейтинговой системе, которая варьируется от 0 до 100. Ранжирование конкретных горных массивов выполняется путем оценки шести параметров, включая одноосную прочность на сжатие породы, значение RQD, расстояние между несплошностями, состояние несплошностей, ориентацию несплошностей и состояние грунтовых вод.

Таблица 1.3 – Рейтинг RMR по качеству горных пород массива

Рейтинг RMR	Качество массива горных пород
80-100	Очень сильное
61-80	Сильное
41-60	Среднее
21-40	Слабое
<20	Очень слабое

Следует отметить, что рейтинг RMR не учитывает влияние напряжения на поведение массива и, следовательно, практикующий специалист должен учитывать данный эффект отдельно, особенно когда речь идет об оценке реакции массива на условия высокого напряжения. Кроме того, рейтинг RMR предлагает консервативную оценку потребности системы в поддержании выработки, использование такой оценки может привести в отдельных случаях к чрезмерным затратам ресурсов для проектирования системы поддержки в геотехнических проектах [25].

Поскольку рейтинг RMR изначально был разработан на основе изучения твёрдых горных пород, он не может быть использован в случае работы со слабыми горными породами [26].

1.3.3 Количественная оценка состояния горных пород (Q – индекс)

Н. Бартон изучил более 200 подземных проектов и разработал Q - индекс [27]. Изначально этот индекс был предложен в качестве средства выбора крепи выработок, а затем он был обновлен, чтобы расширить его приложения для оценки прочностных свойств массива и проектирования уклонов горных пород. В 2015 году Н. Бартон и Н. Бар предложили модифицированный Q-индекс под названием Q-slope, чтобы позволить горному инженеру за короткий промежуток времени оценить устойчивость горных склонов [28].

Q-индекс составляют такие параметры, как: RQD, J_n , J_r , J_a , J_w и SRF, Значение Q определяется выражением:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}, \quad (1.18)$$

где RQD – обозначение качества породы; J_n – количество соединений; J_r – параметр, учитывающий шероховатость неоднородностей горных пород; J_a – параметр, характеризующий степень изменения и текстуру поверхности. J_w – это коэффициент понижения грунтовых вод; SRF – коэффициент уменьшения напряжений, действующих на массив породы.

Коэффициент RQD/ J_n - грубое представление среднего размера элемента блока массива, при этом коэффициент J_r/J_a может быть определен как прочность на сдвиг между блоками. Параметр J_w/SRF учитывает влияние активного напряжения, действующего на массив горных пород. Параметр SRF представляет собой отношение прочности к напряжению в твердых массивах горных пород, вызванное напряженно-деформированным состоянием выработки. Значения Q варьируются от 0,001 до 1000 в логарифмическом масштабе. Система классифицирует качество породы по 9 геотехническим категориям, начиная от максимально слабого ($Q \leq 0,01$) до максимально сильного качества ($Q \geq 400$).

1.3.4 Геологический индекс прочности массива (GSI)

Э. Хук и др. представили новую систему классификации, известную как «Геологический индекс прочности массива» (GSI), которая используется в качестве ввода геологических данных критерия разрушения Хука-Брауна для оценки прочности массива горных пород [29]. Данная классификационная схема разработана в качестве

показателя для оценки прочности массива горных пород с учетом уменьшения прочности интактных пород для различных геологических условий месторождений.

Геологический индекс прочности массива (GSI) определяет максимальную прочность осадочных горных пород, которая зависит от произвольного скольжения и движения блоков массива горных пород при различных условиях напряжений в массиве. Причиной разработки геологического индекса прочности массива (GSI) заключается в выявлении недостатков - низкосортности горных пород, а также для того, чтобы избежать двойного учета одноосной прочности неповрежденных блоков массива, возникающих в рейтинге RMR.

1.3.5 Прогнозирование прочности массива с использованием значения Q

Н. Бартон создал эмпирическую связь между значением Q и одноосной прочностью массива горных пород, которая представлена в уравнении (1.19) [30]. Он применил значения Q_c для оценки одноосной прочности на сжатие неповрежденной породы с использованием уравнения (1.20). Таким образом, в отличие от более ранних значений Q, данных Н. Бартоном и др., значения Q_c , полученные из уравнения (1.8), предусматривают влияние одноосной прочности на сжатие неповрежденной породы (σ_c) при определении прочности массива горных пород (σ_{ci}) [27].

$$\sigma_{ci} = 5\gamma Q_c^{1/3}, \quad (1.19)$$

$$Q_c = \frac{Q\sigma_c}{100}, \quad (1.20)$$

где γ – плотность горной породы, г/см³.

Н. Бартон также применил модифицированную версию индекса Q (Q_c) для определя значения сцепления (c_i) и угла трения (φ_i) для массива горных пород, выражениями [30].

$$\varphi_i = \tan^{-1} \left(\left(\frac{J_r}{J_a} \right) \cdot J_w \right), \quad (1.21)$$

$$c_i = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{1}{SRF} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100} \right), \quad (1.22)$$

Автор [31] утверждает, что в уравнении (1.8), угол трения горных пород (φ_i) является функцией фрикционных свойств соединений (J_a , J_r и J_w). В свою очередь, фрикционные свойства массивов горных пород проверяются фрикционным поведением

неповрежденных горных блоков массива. Кроме того, уравнение (1.9) определяет реальное значение сцепления горных пород, которые подвергаются условиям низкого удержания напряжения.

1.3.6 Прогнозирование прочности массива горных пород с использованием индекса GSI и критерия прочности Хука-Брауна

Э. Хук и Э. Браун предложили критерий, применяемый для описания нелинейного характера разрушения массива горных пород при различных ограничениях напряжения [29]. Э. Хук и Э. Браун проанализировали стадии разрушения массива горных пород, связанные с возрастанием разрушения неповрежденного гранита, в условиях экспериментальных опытов, с целью установления причины снижения прочности массивов горных пород. Критерий подтвержден при наблюдениях в ходе разработок в различных геологических условиях. Возможность прогнозирования прочности массива горных пород определена для оценки породных блоков, подверженных разрушению, которые расположены близко к границе выработки [32]. Списки проектов, использованных при разработке критерия, приведены в Таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Список проектов, использованных для разработки и изменения критерия разрушения Хука - Брауна и условий массива горных пород

Тип проекта	σ_c (МПа)	GSI	Источник
Добыча полезных ископаемых	50	75	Хук - Браун
Подземная электростанция	110	75	Хук - Браун
Подземная электростанция	30	65	Хук - Браун
Выработки	5-10	20	Хук - Браун
Гидроэлектрический тоннель	10	6 и 45	Хук
Шоссе туннель	10-100	15-50	Горицкий
Водный транспортный тоннель	15-110	25	Хук

С точки зрения механики сплошной среды, используя параметры m_b , s и σ_3/σ_c в критерии разрушения Хука-Брауна, можно уменьшить прочность неповрежденного массива σ_c , чтобы отразить влияние разрушения на снижение прочности горных пород в массиве. В зависимости от степени блокировки блока (m_b), ограничений (σ_3/σ_c) и

состояния межблочных поверхностей, эти параметры оказывают воздействие на снижение прочности неповрежденных блоков массива.

Значения m_b , a и s определяются уравнениями (1.3)-(1.5). Экспоненциальный член определяет кривизну разрушения горной породы, в то время как параметр m_b учитывает снижение прочности состояния массива горной породы. Следует учитывать, что параметр m_i является показателем хрупкости породы. Более слабые и пластичные породы имеют низкое значение m_i , в то время как более прочные породы имеют высокое значение данного показателя. Для ненарушенных массивов горных пород индекс GSI составляет > 25 , при $a = 0,5$. Для нарушенных массивов горных пород индекс GSI составляет < 25 , при:

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200}, \quad (1.23)$$

Одноосная прочность на сжатие горных пород (σ_c) определяется при условии: $\sigma_3 = 0$ в уравнении (1.24) [33]:

$$\sigma_{ci} = \sigma_c \cdot s^a, \quad (1.24)$$

Предполагая, что одноосные и двухосные прочности на растяжение хрупких пород примерно равны, предел прочности на растяжение массива может принимать значения: $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$:

$$\sigma_t = -s \cdot \frac{\sigma_c}{m_b}, \quad (1.25)$$

Авторы [34] провели взаимосвязь между параметром m_i Хука - Брауна, отношением между одноосной прочностью на сжатие (σ_c) и прочностью на растяжение (σ_t) неповрежденной породы:

$$\frac{\sigma_c}{|\sigma_t|} = 8,62 + 0,7m_i, \quad (1.26)$$

Авторы [30, 35-42] применили эмпирические уравнения для определения значения модуля Юнга массива горных пород (E_m) на основе таких систем классификации как: RMR, Q и GSI (Таблица 1.5).

Таблица 1.5 – Эмпирические уравнения для оценки модуля Юнга массива горных пород

Формула	Номер формулы	Источник
$E_m = 10 \cdot Q_c^{1/3}$,	(1.27)	[30]
$E_m = 2RMR - 100$,	(1.28)	[35]
$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$,	(1.29)	[36]
$E_m = E_i \left(0,5 \left(1 - \cos(\pi RMR / 100) \right) \right)$, $E_i = 50$ ГПа	(1.30)	[37]
$E_m = 0,1 \left(RMR / 10^3 \right)$,	(1.31)	[38]
$E_m = \frac{E_i}{100 \left(0,0028 RMR^2 + 0,9 \exp \left(\frac{RMR}{22,82} \right) \right)}$, $E_i = 50$ ГПа	(1.32)	[39]
$E_m = E_i \cdot s^{0,25}$, $s = \exp(GSI - 100/9)$, $E_i = 50$ ГПа	(1.33)	[40]
$E_m = E_i \left(s^a \right)^{0,4}$, $s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9} \right)$, $a = 0,5 + \frac{1}{6 \left(\exp \left(-\frac{GSI}{15} \right) - \exp \left(-\frac{20}{3} \right) \right)}$,	(1.34)	[41]
$E_m = 7 \pm 3\sqrt{Q'}$, $Q' = 10(RMR - 44) / 21$,	(1.35)	[42]

В то время как большинство из приведенных уравнений в таблице 1.5 достоверно определяют данные при полевых работах на месторождении, все экспоненциальные уравнения выдают неточные значения при определении оценки модуля Юнга горных пород массива. Уравнения, предложенные Н. Бартоном, К. Мичи, Дж. Кавадхо и др. не соответствуют достоверным результатам всех геологических параметров в массиве горных пород [12].

1.3.7 Прогнозирование прочности массива горных пород с использованием параметра RQD

Авторы [43] исследовали зависимость между параметрами RQD, прочностью массива горных пород и пределом прочности на одноосное сжатие образца породы. Основываясь на результатах экспериментов, авторы предложили использовать параметр RQD в сочетании с пределом прочности на одноосное сжатие для прогнозирования прочности горного массива:

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = 10^{0,013 \times RQD - 1,34}, \quad (1.36)$$

где σ_c – прочность на сжатие, МПа; σ_{cm} – прогноз прочности массива, МПа.

1.3.8 Прогнозирование прочности массива горных пород с использованием рейтинга RMR

Рейтинг RMR используется для оценки свойств массива горных пород. Авторы Дж. Серафим и Дж. Перейра провели взаимосвязь между рейтингом RMR и модулем деформации массива [44]. Рейтинг RMR также используется в качестве одного из способов оценки параметров m и s в критерии разрушения Хука-Брауна [45], а также в значениях индекса GSI для оценки прочности массива горных пород.

Предложенные авторами эмпирические уравнения [46-49] определяют одноосную прочность горных пород с рейтингом RMR, как представлено в таблице 1.6. Расчетная прочность может использоваться в качестве входных данных для численного моделирования [31].

Таблица 1.6 – Эмпирические уравнения для оценки прочности массива горных пород

Формула	Номер формулы	Источник
$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{(RMR-100)/18,75},$	(1.37)	[46]
$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{(RMR-100)/24},$	(1.38)	[47]
$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{(RMR-100)/20},$	(1.39)	[48]
$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \frac{RMR}{RMR + 6 \times (100 - RMR)},$	(1.40)	[49]

Согласно критерию разрушения модели Мора-Кулона, прочностные свойства массива горных пород представлены двумя параметрами: сцеплением (c) и углом внутреннего трения (ϕ). 3. Бенявский откалибровал рейтинг RMR по значениям прочности массива горных пород на основе экспериментального опыта, полученного путем полевых наблюдений и метода обратных расчетов (таблица 1.7) [50].

Таблица 1.7 – Калибровка RMR по прочности и качеству массива горных пород

Рейтинг RMR	≤ 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Описание качества массива	Очень слабый	Слабый	Средний	Сильный	Очень сильный
Сцепление горной породы (МПа)	< 100	100 - 200	200 - 300	300 - 400	> 400
Угол внутреннего трения горной породы (град.)	< 15	15 - 25	25 - 35	35 - 45	> 45
σ_{cm} (МПа)	$< 0,3$	0,3 - 0,6	0,6 - 1	1 - 2	> 2

Авторы [51] предложили уравнения для оценки коэффициента Пуассона (ν) в массиве горных пород:

$$\nu = 0,5 - 0,2 \frac{RMR}{RMR + 0,2(100 - RMR)}, \quad (1.41)$$

$$\nu = 0,25(1 + e^{-\sigma_{cm}^{1/4}}). \quad (1.42)$$

1.4 Численные модели НДС массива горных пород

С развитием технологий численный метод стал эффективным, рентабельным инструментом для решения многих сложных задач в горном деле. Численное моделирование решает ряд задач в области горного дела [52]. Методы численного моделирования подразделяют на: континуумные, дисконтинуумные и гибридные.

- Континуумный метод. Массив горной породы является однородным по структуре. Применяемые методы континуума: метод конечных разностей (FDM); метод конечных элементов (FEM); метод граничных элементов (BEM).

Метод конечных разностей (FDM). Решение уравнений является прямым и эффективным, без формирования глобальных матричных уравнений. Данная

особенность позволяет методу FDM справляться с нелинейным поведением горных пород.

Метод конечных элементов (FEM). Применяется для решения задач механики горных пород, т. к. имеется возможность обрабатывать данные в условиях неоднородности и нелинейной деформируемости массива горных пород.

Метод граничных элементов (BEM). Численный метод, который решает граничные интегральные уравнения. Данный метод имеет преимущество при решении проблем распространения трещин в массиве.

Методы континуума подходят для решения задач в случаях деформируемости массива.

- Дисконтинуумный метод. Представлен методом отдельных элементов (DEM) и анализом прерывистой деформации (DDA). Данный метод допускает большие деформации дискретных блоков в массиве. Движение блоков подчиняется второму закону Ньютона. Определяются такие параметры как: скорость и перемещение блоков; контактные силы или напряжения; внутренние напряжения. Метод отдельных элементов учитывает сложное конститутивное поведение неповрежденного и неоднородного массива горных пород.

Метод дискретной сети трещин (DFN). Система трещин создается с применением стохастических распределений ориентирования, устойчивости и пространственного расположения разрывов. В данном методе предполагается, что неповрежденная порода имеет низкую проницаемость, а трещины обеспечивают основные пути распространения газа.

- Гибридный метод разработан с целью избежания недостатков перечисленных методов. Представляет собой совокупность таких методов, как: BEM, FEM и DEM. BEM включает в себя дискретизацию границ, сокращает время расчета. Метод BEM выполняет роль моделирования среды в дальней зоне, в то время как метод FEM или DEM применяются для моделирования нелинейных, анизотропных или прерывистых областей.

1.5 Преимущества применения методов численного моделирования

Численные методы на сегодняшний день являются альтернативой сложным, дорогостоящим физическим моделям, ввиду следующих критериев:

- Возможность использования широкого спектра конститутивных моделей в наличии.
- Предлагает быстрые и систематические методы решения сложных проблем.
- Возможность загрузки данных с использованием программного обеспечения, оптимизации результатов.

1.6 Программы численного моделирования в горном деле

В таблице 1.8 приведен список наиболее распространенных программ, которые используются для моделирования подземных выработок.

Таблица 1.8 – Программы для моделирования подземных горных выработок

Название программы	Производитель	Метод моделирования
FLAC 2D и 3D	Itasca Inc. http://www.itascacg.com/	2D и 3D FDM
RS ³	Rocscience Inc. http://www.rocscience.com/	3D FEM
Plaxis 2D и 3D	Plaxis bv http://www.plaxis.nl/	2D и 3D FEM
DIANA	TNO DIANA BV www.tnodiana.com/	2D и 3D FEM
3DEC	Itasca Inc.	3D DEM
UDEC	Itasca Inc.	2D FEM
PFC 2D и 3D	Itasca Inc.	2D и 3D DEM
ABAQUES	Dassault Systèmes http://www.3ds.com/	2D и 3D FEM
Phase ²	Rocscience Inc.	2D FEM
Examine 2D и 3D	Rocscience Inc.	2D и 3D BEM
Map3D	Mine Modelling Pty Ltd http://www.map3d.com/	3D BEM
BESOL	Mining Stress systems	2D и 3D BEM
ELFEN	Rockfield Software Ltd http://www.rockfield.co.uk/	2D и 3D FEM/DEM

1.7 Неопределенность входных параметров для численной модели

Для того чтобы определить прочность массива горных пород достоверно, необходимо определить предел прочности на одноосное сжатие (σ_c) и растяжение (σ_t) путем лабораторных испытаний.

1.7.1 Неопределенность параметров прочности горных пород

Прочность на одноосное сжатие горных пород обычно определяется путем повторных лабораторных испытаний. Вариативность значений σ_c связана с изменением свойств таких свойств горной породы, как: плотность, пористость и петрографические характеристики. Изменения петрографических характеристик горных пород приводят к образованию микродефектов. Микродефекты влияют на значение прочности горных пород. Значения σ_c следует определить в соответствии типом разрушения горных пород, провести анализ отдельно взятого образца.



Рисунок 1.13 – Типы разрушения образца [53]

Ошибки измерения и статистической оценки необходимо учитывать при оценке неопределенности в σ_c . Рекомендуется проводить испытания образцов в количестве от 3 до 10. Авторы [54] проводили лабораторные испытания пяти различных типов горных пород (сланец, гранит, мрамор, известняк, песчаник), применяя метод доверительного интервала. Определено количество испытаний, необходимых для оценки среднего значения - для 95% доверительного интервала и 20% допустимого отклонения прочности от среднего значения требуется 10 образцов.

1.7.2 Параметр прочности Хука – Брауна m_i массива горных пород

Естественная вариативность параметра прочности Хука – Брауна связана с изменчивостью текстуры массива горных пород: минерального состава, слоистости и размера зерна. Чем выше показатель неоднородности горной породы, тем больше изменяются петрографические характеристики, что приводит к нестабильности значений m_i . Так, для крупнозернистых пород значения показателя m_i – высокие, для мелкозернистых пород – низкие. В пределах таких значений результаты считаются недостоверными, поэтому определяются средние значения минимальных и максимальных значений m_i .

1.7.3 Оценка параметров прочности и деформируемости массива горных пород

В то время как численное моделирование применяется для проектирования и анализа существующих проблем в массиве горных пород, система GSI, также известная как метод «Hoek-Brown-GSI», является наиболее применяемой, поскольку предоставляет полный комплект входных параметров для численного анализа. При известных значениях GSI, σ_c , E_i и m_i , можно определить полный набор необходимых входных параметров для численного моделирования: константы массива горных пород (m_b , s , a), модуль деформации массива горных пород (E_m) или эквивалентные кулоновские параметры Мора (сцепление и угол внутреннего трения), применяя критерий разрушения Хука – Брауна 2018.

1.7.4 Вероятностная оценка прочностных параметров массива горных пород

Параметры, рассматриваемые в классификациях или характеристиках горных пород, формируют недостоверные результаты. Исходя из этого, такие параметры следует описывать как случайные, а не детерминированные. Э. Хук предложил использовать случайные значения основных входных параметров (σ_c , GSI и m_i), поскольку все входные параметры демонстрируют вариации относительно их средних значений.

Расчет функции плотности распределения вероятностей горных применяется в качестве входных параметров для эмпирических уравнений Хук-Брауна. Модуль деформации и параметры прочности (m_b , s , a) определяются методом моделирования

Монте-Карло. Используется определенный набор значений случайных величин, сгенерированных в соответствии с распределениями вероятностей, для каждой модели. Формируется комплекс решений задач, каждый из которых соответствует разным наборам значений случайных величин.

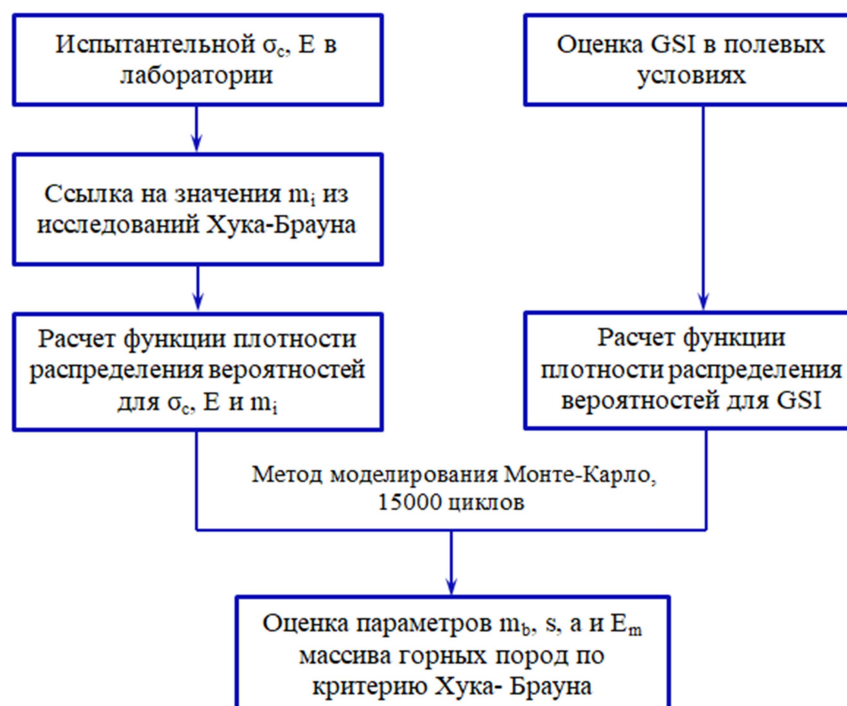


Рисунок 1.14 – Определение параметров m_b , s, a и модуля деформации массива горных пород методом моделирования Монте-Карло

1.8 Выводы и постановка задач исследования

На основании выполненного анализа можно сделать следующие выводы.

Проходка выработок на больших глубинах сопровождается перераспределением исходного поля напряжений, при этом формируется вторичное поле напряжений. В условиях ведения горных работ на глубине свыше 1 км регистрируются трещины растяжения, которые могут развиваться параллельно и субпараллельно обнажениям горных выработок под действием высокого горного давления, а также могут сопрягаться с естественными трещинами массива.

Если выбор критерия разрушения горного массива не соответствует действительности, это может повлиять на результаты прогноза ориентирования трещин и устойчивого состояния подготовительных выработок.

Методы численного моделирования применялись для оценки проектных или входных параметров массива горных пород. Применение метода вероятностей для учета неопределенностей и изменчивости свойств горных пород обеспечивается достоверной оценкой проектных параметров горных массивов вокруг выработок.

При расчете проектных параметров GSI массива горных пород, такие значения как: прочность на сжатие и значение m_i неповрежденной породы, рассматриваются как случайные величины. Методом моделирования Монте-Карло представлен возможный диапазон каждого из необходимых свойств прочности и деформируемости образца горной породы. Полученные значения могут применяться в качестве предварительных входных параметров и рассматриваться как базис для дальнейших калибровочных исследований численного моделирования.

При проходке и поддержании горных выработок в скальных массивах на глубине свыше 1 км и формируются зоны растягивающих деформаций вокруг выработок. Таким образом, задачами работы являются:

1. Анализ современного состояния исследований в области обеспечения устойчивости подземных выработок в процессе их строительства на глубинах свыше 1 км;
2. Установление аналитических выражений для прогнозирования образования и распространения трещин растяжения на основе физико-механических свойств горных пород;
3. Исследование влияния глубины ведения горных работ, форм выработок, главных действующих напряжений в массиве, физико-механических свойств горных пород и количественных характеристик массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций вокруг выработок;
4. Оценка степени влияния качества, НДС и физико-механических свойств массива горных пород на формирование зон растягивающих деформаций в боках и кровле выработок;
5. Прогнозирование мощности зон растягивающих деформаций вокруг выработок с использованием метода калибровки численной модели;
6. Разработка рекомендаций по креплению выработок с учетом прогнозирования мощности зон растягивающих деформаций.

Глава 2 Определение критериев растягивающих деформаций и мощностей их зон при проходке выработок на глубине свыше 1 км

2.1 Введение

С увеличением глубины ведения горных работ становится заметна неустойчивость массивов горных пород, увеличивается количество обрушений кровли и вывалов с боков выработок [55]. В условиях повышенного напряженного состояния горной выработки изменяется поведение скальных пород, механические реакции которых мало изучены при глубине отработки свыше 1 км [56]. Необходимо проводить мониторинг за деформациями массивов горных пород, а также прогнозировать их обрушения, с целью безопасного ведения горных работ [57].

В данной главе представлены аналитические выражения для прогнозирования порога образования (ε_{c1}) и распространения (ε_{c2}) трещин растяжения на основе физико-механических свойств горных пород. Для оценки достоверности предложенных аналитических выражений значения ε_{c1} и ε_{c2} сравниваются с результатами, полученными методом калибровки численной модели в сочетании с фактическими наблюдениями на рудниках.

2.2 Опыт применения критерия деформации растяжения

2.2.1 Экспериментальные исследования

В исследовании [58] авторы учитывают экспериментальные наблюдения S. S. Pang, W. Goldsmith [59] по развитию трещин при нагружении на образцах хрупких горных пород с использованием индентора вместо наконечника долота отбойного молотка. Выявлено, что критерий деформации растяжения прогнозирует направление и степень трещиноватости в образцах горных пород. Более того, в работе [60] авторы получили результаты при испытании бразильским методом, при этом было установлено, что трещины перекрытия, параллельные направлению нагрузки, возникают при критической деформации растяжения. Датчиками поперечной деформации, прикрепленные к поверхности образца, определяется, что критическая деформация растяжения и максимальная деформация растяжения практически соразмерны. В дальнейших

исследованиях [61] авторы установили: критерий деформации растяжения характеризует возникновение и распространение трещины в массиве.

2.2.2 Численное моделирование

В работе [62] авторы подтвердили критерий деформации растяжения, проведя исследование методом численного моделирования трещин, вызванных деформацией в слоистой среде. Метод конечных элементов/метод дискретных элементов применяется с использованием кода ELFEN, позволяющий моделировать процесс развития разрушения горного массива от состояния микротрещин до полного разрушения.

Геометрия трехслойной модели и ее результат при обнаружении трещин представлены на рисунке 2.1. Для исследования развития трещин в слоистых средах горной породы используется модель распространения трещины, показывающая равномерно распределенное максимальное главное напряжение, при этом, неопределяющая точку возникновения разрушения [62].

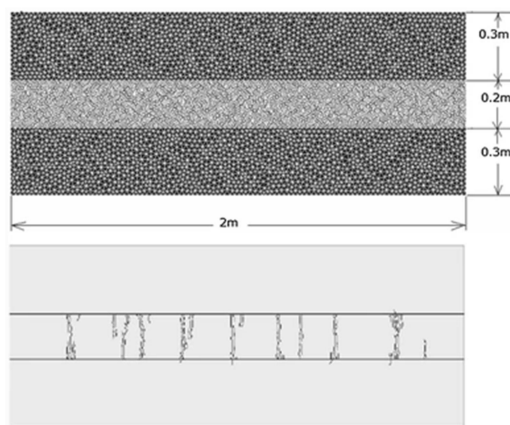


Рисунок 2.1 – Геометрия трехслойной численной модели [62]

Деформация растяжения, которая не является однородной по структуре, может использоваться при прогнозировании начальной точки разрушения и предельного значения (критического) - 150 микродеформации ($\mu\epsilon$). Авторы [62] указывают: по мере величина деформации растяжения увеличивается, что приводит к образованию новой трещины. В заключении авторов [62] описан процесс возникновения трещин, и установлено, что расстояние между трещинами определяется зоной приложения

деформации растяжения - это указывает на соответствие критерию деформации Т. Стейси [62].

В работе [63], авторы провели анализ трещиноватости массива при подземной разработке месторождения, применяя модель FRACOD. Построены численные модели по двум сценариям. Первое - горизонтальное напряжение (σ_h) принимается равным 1/3 вертикального напряжения (σ_v), $\sigma_h/\sigma_v = 0,33$. Результаты представлены на рисунке 2.2, где, разрушение образца горной породы происходит как при растяжении (показано красным), так и при сдвиге (показано зеленым).

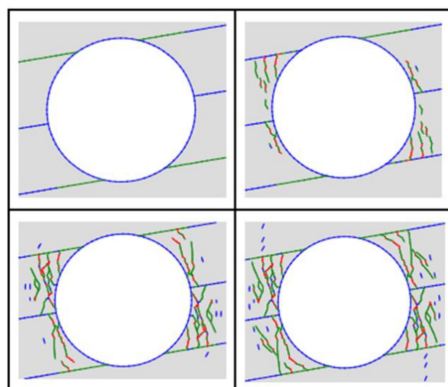


Рисунок 2.2 – FRACOD-модель для $\sigma_h/\sigma_v = 0,33$ [63]

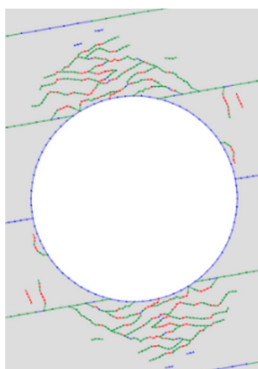


Рисунок 2.3 – FRACOD-модель для $\sigma_h / \sigma_v = 2$ [63]

Результаты второго варианта сценария при $\sigma_h/\sigma_v = 2,0$ приведены на рисунке 2.3.

Критерий деформации растяжения можно применять для прогнозирования возникновения разрушения горных пород в массиве, также данный критерий гарантирует возможность анализа трещиноватости во вмещающем массиве при глубине ведения горных работ свыше 1 км.

2.2.3 Натурные исследования критерия растягивающих деформаций в шахтных условиях

В работе [64] авторы определяют причины разрушения склонов слоистых пород – процесс разрушения массива горных пород происходит из-за существовавших трещин в нем, возникших под действием высокого напряжения во вмещающем массиве. Возникновение водосточных желобов в угольной шахте спрогнозировано с помощью критерия деформации растяжения в исследовании, проведенном К. Ндлову [65].

2.3 Определение предельных значений растягивающей деформации в лабораторных условиях

Критическое значение деформации растяжения получено лабораторными испытаниями. В качестве показателя, характеризующего состояние вторичного поля напряжений, принята величина относительной деформации растяжения массива (ε) или микродеформации ($\mu\varepsilon$) [8,66-68]:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}, \quad (2.1)$$

где ΔL – величина деформации; L – исходный размер деформируемого образца.

Микродеформация, которая закладывается в расчеты в программе численного моделирования, определяется по формуле:

$$\mu\varepsilon = \varepsilon \times 10^6, \quad (2.2)$$

При проведении лабораторных исследований установлено, что начальные трещины в скальных породах обнаруживаются при значении деформаций растяжения $\mu\varepsilon = 200$, что является предельным значением объемного трещинообразования.

В дополнение к этому Т. Стейси установил критические значения деформации растяжения для различных типов пород на основе лабораторных испытаний (см. табл. 2.1).

Таблица 2.1 – Критические значения растяжения

Название горных пород	Отношение длины образца к его диаметру	Предельное значение растяжения, $\mu\epsilon$
Кварцит А	2	120
Кварцит В	2	109
Кварцит С	2	81
Кварцит D	2	107
Кварцит Е	2	130
Вулканическая лава А	2	152
Вулканическая лава В	2	138
Диабаз	2	175
Норит	2,5	173
Конгломерат А	2	86
Конгломерат В	2	73
Конгломерат С	2	83
Песчаник	2	90
Сланец А	2	116
Сланец В	2	150
Сланец С	2	95

2.4 Построение аналитической зависимости для определения значения критерия растягивающих деформаций горных пород

Предполагается, что деформация сжатия происходит в направлении максимального главного напряжения, а деформация растяжения - в направлении минимального главного напряжения. Поскольку промежуточное главное напряжение не велико, деформация может относиться к растягивающей. К. Кулон разработал критерий линейного разрушения, который отражает характер разрушения горных пород при сдвиге. Критерий разрушения при нелинейном сдвиге предложен О. Мором. Критерий Мора – Кулона - наиболее часто используемый на практике.

В теории разрушения Мора предполагается, что разрушение горных пород связано с максимальным и минимальным главными напряжениями, тогда как большинство испытаний на трехосное сжатие устанавливают, что промежуточное главное напряжение оказывает существенное влияние на значение параметра разрушения. Для истинных трехосных напряженных состояний (т.е. $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) разработано несколько

критериев разрушения, чтобы учесть влияние промежуточного главного напряжения [69,70].

Разрушение хрупкой породы при трехосном сжатии включает в себя процесс возникновения, увеличения и объединения микротрещин. Разрушение макротрещин наблюдается во время деформации бокового растяжения, при минимальном значении $\sigma_2 + \sigma_3$ (см. рис. 2.4) [71].

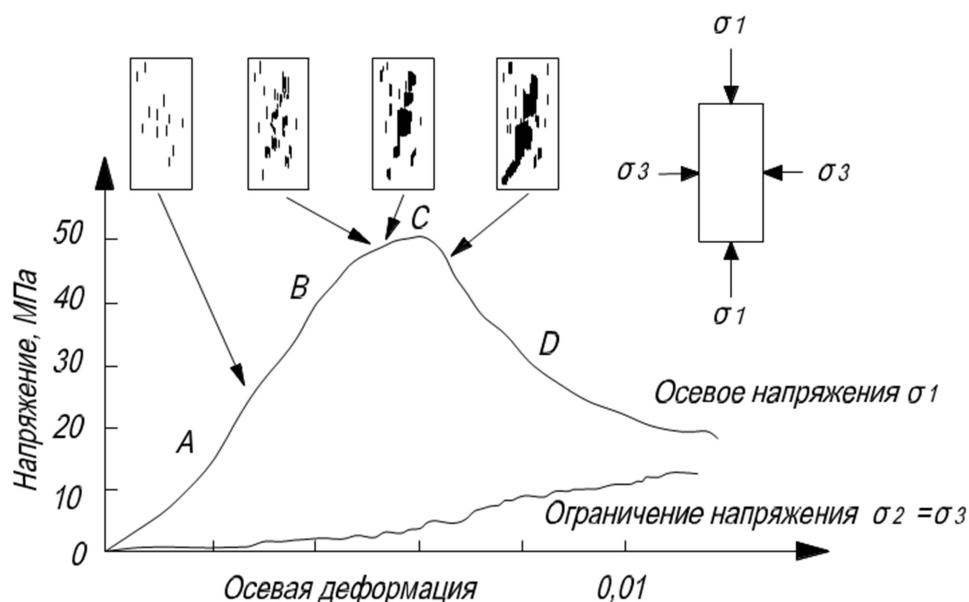


Рисунок 2.4 – Кривая напряжения-деформации образцов кварцита. Наблюдаемые микротрещины в образцах [71]

На рисунке 2.4 представлена кривая напряжения-деформации горной породы на сжатие, которую можно концептуально разделить на четыре области. В области АВ образуются видимые микротрещины, оси которых параллельны направлению действующей нагрузки. В области ВС количество микротрещин возрастает с минимальным промежутком времени. В точке предела прочности образца, в центральной части, развивается область разрушения. При дальнейшем сжатии данная область увеличивается в направлении концов образца за счет роста и распространения существующих микротрещин. На завершающей стадии в области ВС микротрещины начинают образовывать трещину разрушения. В области CD трещина просекает весь образец.

Для хрупких горных пород максимальная основная деформация ε_1 должна быть ориентирована к σ_1 , промежуточная главная деформация ε_2 - в направлении σ_2 и минимальная главная деформация ε_3 - в направлении σ_3 . В соответствии с законом Гука:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_c} \{ \sigma_1 - \nu_c (\sigma_2 + \sigma_3) \}, \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_c} \{ \sigma_2 - \nu_c (\sigma_1 + \sigma_3) \}, \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E_c} \{ \sigma_3 - \nu_c (\sigma_1 + \sigma_2) \}, \quad (2.5)$$

где E_c – модуль Юнга; ν_c – коэффициент Пуассона при одноосном сжимающем напряжении. Значения двух параметров можно проверить испытанием на одноосное сжатие.

Следовательно из уравнений (2.3) - (2.5) получаем: $\sigma_1 > \sigma_3/\nu_c - \sigma_2$, $\varepsilon_3 < 0$, $\sigma_1 > \sigma_2/\nu_c - \sigma_3$, $\varepsilon_3 < 0$ и $\varepsilon_2 < 0$. Это показывает, что в состоянии трехосного сжимающего напряжения деформация растяжения происходит из-за эффекта Пуассона в направлениях минимальных и/или промежуточных главных напряжений.

Для хрупких горных пород до стадии разрушения отношение прочности на одноосное растяжение σ_t и критической деформации на растяжение ε_u представлено следующим образом:

$$\varepsilon_u = \frac{\sigma_t}{E_t}, \quad (2.6)$$

При трехосном сжатии деформации, ориентированные на σ_2 и σ_3 должны соответствовать значениям ε_2 и ε_3 , т. к. σ_1 принимает максимальное значение. В теории малых деформаций значение $\varepsilon_2 + \varepsilon_3$ – приращение площади поперечного сечения образца перпендикулярно направлению действия σ_1 .

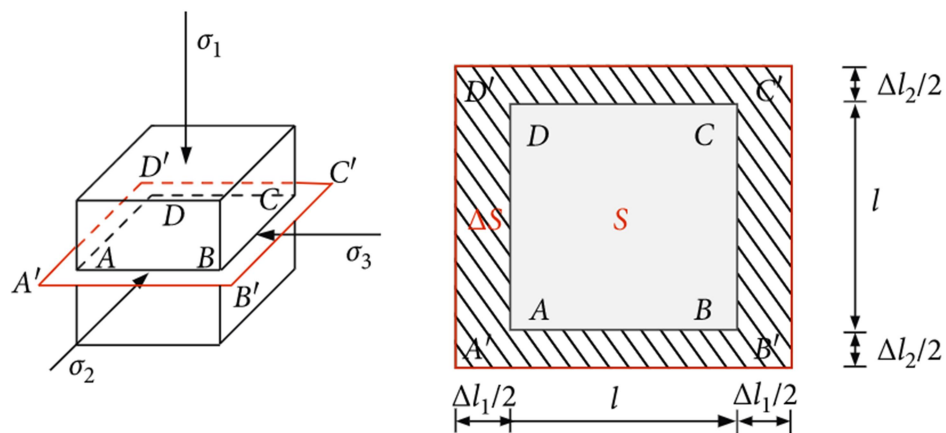


Рисунок 2.5 – Деформация поперечного сечения образца горной породы

Здесь S – начальная площадь поперечного сечения образца до приложения нагрузки. ΔS – увеличение площади после приложения нагрузки. Приращение площади под действием σ_1 рассчитывается следующим образом:

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{(1 + \Delta l_1) \cdot (1 + \Delta l_2) - 1^2}{l^2} = \frac{\Delta l_1}{l} + \frac{\Delta l_2}{l} + \frac{\Delta l_1}{l} \frac{\Delta l_2}{l} = \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_2 \varepsilon_3 \approx \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad (2.7)$$

Согласно теории максимальной деформации, разрушение произойдет в том случае, когда одна из деформаций в осях превышает значение предельной допустимой деформации ε_u . В данной работе рассматриваются деформации $\varepsilon_2 + \varepsilon_3$, возникающие в плоскости главных напряжений.

Предполагается, что разрушение произойдет в случае, когда максимальная деформация при одноосном растяжении удваивается в значении.

$$\varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 2\varepsilon_u = 2 \frac{\sigma_t}{E_t}, \quad (2.8)$$

Подставляя уравнения (2.4) и (2.5) в уравнение (2.8), получаем:

$$\sigma_1 = \frac{1 - \nu_c}{2\nu_c} (\sigma_2 + \sigma_3) - \frac{E_c \sigma_t}{E_t \nu_c}, \quad (2.9)$$

При одноосном сжатии принимаются значения: $\sigma_1 = \sigma_c$ и $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, где σ_c – прочность на одноосное сжатие. Тогда уравнение (2.19) принимает следующий вид:

$$\sigma_t = -\frac{\nu_c E_t}{E_c} \sigma_c, \quad (2.10)$$

Для большинства образцов горных пород механические параметры рассчитываются следующим выражением [73]:

$$\frac{\nu_c}{E_c} = \frac{\nu_t}{E_t} = \frac{\nu}{E}, \quad (2.11)$$

Таким образом, уравнение (2.10) принимает вид:

$$\sigma_t = -\nu_t \cdot \sigma_c, \quad (2.12)$$

$$\sigma_t = E_t \cdot \varepsilon_t = -\nu_t \cdot \sigma_c, \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_t = -\frac{\nu_t \cdot \sigma_c}{E_t} = -\frac{\nu}{E} \sigma_c, \quad (2.14)$$

При определении значения модуля упругости на стадии развития трещин применяется метод распределения Вейбулла для описания процесса случайного разрушения горных пород функцией распределения плотности вероятности:

$$P(F) = \frac{a}{F_0} \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^{a-1} \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right], \quad (2.15)$$

где $P(F)$ – функция распределения плотности вероятности; a и F_0 – морфологические параметры распределения Вейбулла; F^* – переменная случайного распределения Вейбулла.

Степень повреждения горных пород (N) определяется следующим образом:

$$N = \frac{K_d}{K}, \quad (2.16)$$

где K_d – количество элементов, изначально содержащих трещины; K – общее количество элементов.

При нагрузке до значения, равному величине F^* , количество разрушенных элементов определяется выражением:

$$K_d(F^*) = \int_0^{F^*} KP(F^*)dF = K \left\{ 1 - \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] \right\}, \quad (2.17)$$

Плотность поврежденных элементов определяется степенью повреждения горных пород (N). Уравнение (2.17) преобразовывается выражением (2.16):

$$N = \frac{K \left\{ 1 - \exp \left[- \left(F^*/F_0 \right)^a \right] \right\}}{K} = 1 - \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right], \quad (2.18)$$

Эффективный модуль упругости горных пород (E^*) на стадии развития трещин определяется выражением [74]:

$$E^* = [1 - N]E = E \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right], \quad (2.19)$$

Согласно критерию разрушения Друкера-Прагера:

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K, \quad (2.20)$$

где F – макроскопическая прочность горных пород, т. е. номинальная прочность; α и K – параметры критерия разрушения Друкера-Прагера; I_1 – первый инвариант тензора напряжений; J_2 – вторая переменная смещения напряжения. Данные параметры выражаются следующим образом:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (2.21)$$

$$J_2 = 1/6 \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right], \quad (2.22)$$

где σ_i – номинальное напряжение образца горной породы.

При экспериментальных наблюдениях в испытательной лаборатории на трехосное сжатие выявлено, что элементы горной породы соответствуют значениям, подчиняющимся обобщенному закону Гука:

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1 + \nu(\sigma_2 + \sigma_3), \quad (2.23)$$

$$\sigma_2 = E\varepsilon_2 + \nu(\sigma_1 + \sigma_3), \quad (2.24)$$

$$\sigma_3 = E\varepsilon_3 + \nu(\sigma_1 + \sigma_2), \quad (2.25)$$

где ε_i – основная деформация; E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона.

В механике разрушения сплошных сред трехмерная изотропная модель упругого разрушения горных пород выражается следующим образом [74]:

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\}(1-N), \quad (2.26)$$

где $\{\sigma\}$ – вектор номинального напряжения; $[E]$ – матрица упругости материала; $\{\varepsilon\}$ – вектор деформации; N – степень разрушения.

Статистическое разрушение породы определяется распределением Вейбулла (2.15), поставив в уравнения (2.23–2.25), получим:

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1 \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] + \nu(\sigma_2 + \sigma_3), \quad (2.27)$$

$$\sigma_2 = E\varepsilon_2 \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] + \nu(\sigma_1 + \sigma_3), \quad (2.28)$$

$$\sigma_3 = E\varepsilon_3 \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] + \nu(\sigma_1 + \sigma_2), \quad (2.29)$$

Согласно гипотезе эквивалентности деформаций Дж. Леметра [74]:

$$\sigma_i^* = \frac{\sigma_i}{(1-N)}, \quad (2.30)$$

где σ_i^* – эффективное напряжение, соответствующее номинальному напряжению σ_i .

Следовательно:

$$F^* = \frac{F}{(1-N)} = \frac{FE\varepsilon_1}{\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)} = \frac{(\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K)E\varepsilon_1}{\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)}, \quad (2.31)$$

Ограничивающее давление, при трехосном сжатии, принимается равным $\sigma_2 = \sigma_3$, при этом значение деформации соответствует $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$. Соответственно, выражения (2.27), (2.28) и (2.29) принимают следующий вид:

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1 \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] + 2\nu\sigma_3, \quad (2.32)$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 = \frac{E\varepsilon_2 \exp \left[- \left(F^*/F_0 \right)^a \right]}{1-\nu} + \frac{\mu\sigma_1}{1-\nu}, \quad (2.33)$$

При максимальном разрушении породы, под действием трехосного напряжения, принимаются значения: $\sigma_1 = \sigma_c$, $\varepsilon_1 = \varepsilon_m$, где σ_c - максимальное напряжение; а ε_m - деформация, соответствующая максимальному напряжению, а именно:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \varepsilon_1} = 0, \quad (2.34)$$

$$\sigma_c = E\varepsilon_m \exp \left[- \left(F^*/F_0 \right)^a \right] + 2\nu\sigma_3, \quad (2.35)$$

$$F^* = \frac{(\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K)E\varepsilon_1}{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}, \quad (2.36)$$

Значения σ_1 и σ_3 являются функциями величин ε_1 и ε_3 :

$$d\sigma_1 = \frac{\partial \sigma_1}{\partial \varepsilon_1} d\varepsilon_1 + \frac{\partial \sigma_1}{\partial \varepsilon_3} d\varepsilon_3, \quad (2.37)$$

Дифференцируя уравнения (2.32) и (2.33), получаем:

$$d\sigma_1 = L_1 d\varepsilon_1 + L_2 dF_{\varepsilon_1}^* + L_3 da + L_4 dF_0 + 2\nu d\varepsilon_3, \quad (2.38)$$

$$d\sigma_3 = M_1 d\varepsilon_3 + M_2 dF_{\varepsilon_3}^* + M_3 da + M_4 dF_0 + \frac{\nu}{1-\nu} d\varepsilon_3, \quad (2.39)$$

Дифференцируя уравнение (2.36), получаем:

$$dF_{\varepsilon_1}^* = F_{11} d\varepsilon_1 + F_{12} d\sigma_1 + F_{13} d\sigma_3, \quad (2.40)$$

$$dF_{\varepsilon_3}^* = F_{21} d\varepsilon_3 + F_{22} d\sigma_1 + F_{23} d\sigma_3, \quad (2.41)$$

Учитывая, что a и F_0 – функции минимального напряжения, получаем выражение:

$$da = P d\sigma_3, \quad (2.42)$$

$$dF_0 = Q d\sigma_3, \quad (2.43)$$

Следовательно, преобразовав выражения, полученные из уравнений (2.40), (2.41) и (2.42), (2.43), (2.38) и (2.39) получаем:

$$(L_2 F_{12} - 1) d\sigma_1 + (L_2 F_{13} + L_3 P + L_4 Q + 2\nu) d\sigma_3 + (L_1 + L_2 F_{11}) d\varepsilon_1 = 0, \quad (2.44)$$

$$\left(\frac{\nu}{1-\nu} + M_2 F_{22} \right) d\sigma_1 + (M_2 F_{23} + M_3 P + M_4 Q) d\sigma_3 + (M_1 + M_2 F_{21}) d\varepsilon_3 = 0, \quad (2.45)$$

Упростив данные выражения, получаем:

$$S_1 d\sigma_1 + S_2 d\sigma_3 + S_3 d\varepsilon_1 = 0, \quad (2.46)$$

$$V_1 d\sigma_1 + V_2 d\sigma_3 + V_3 d\varepsilon_3 = 0, \quad (2.47)$$

Если исключить переменную $d\sigma_3$, получим следующее выражение:

$$d\sigma_1 = \frac{S_3 V_2}{S_2 V_1 - S_1 V_2} d\varepsilon_1 + \frac{S_2 V_3}{S_1 V_2 - S_2 V_1} d\varepsilon_3, \quad (2.48)$$

Согласно формуле (2.37):

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \varepsilon_1} = \frac{S_3 V_2}{S_2 V_1 - S_1 V_2} = 0, \quad (2.49)$$

Из формулы (2.48) получаем: $S_3 = 0$ или $V_2 = 0$. Если $V_2 = 0$, то

$$V_1 d\sigma_1 + V_3 d\varepsilon_3 = 0, \quad (2.50)$$

Если величина $d\sigma_3$ не применяется в выражении (2.50), необходимо дифференцировать значение σ_3 , при условии: $S_3 = 0$; тогда:

$$S_3 = L_1 + L_2 F_{11} = 0, \quad (2.51)$$

Из формул (2.32), (2.33) и (2.38), (2.39) получаем:

$$L_1 = E \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right], \quad (2.52)$$

$$L_2 = -E \varepsilon_1 \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] \cdot \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \cdot \left(\frac{a}{F^*} \right), \quad (2.53)$$

$$F_{11} = \frac{\partial F^*}{\partial \varepsilon_1} = \frac{(\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K) E}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3}, \quad (2.54)$$

Комбинируя выражения (2.36), (2.51), (2.52), (2.53) и (2.54), получаем:

$$L_1 = -L_2 F_{11}, \quad (2.55)$$

$$E \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] = E \varepsilon_1 \exp \left[- \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \right] \cdot \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \cdot \left(\frac{a}{F^*} \right) \cdot \frac{(\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K) E}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3}, \quad (2.56)$$

$$1 = \varepsilon_1 \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \left(\frac{a}{F^*} \right) \cdot \frac{(\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K) E}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3}, \quad (2.57)$$

$$1 = \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a \left(\frac{a}{F^*} \right) \cdot F^*, \quad (2.58)$$

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{F^*}{F_0} \right)^a, \quad (2.59)$$

При подстановке формулы (2.59) в выражение (2.35) получаем:

$$\sigma_c = E\varepsilon_m \exp\left(-\frac{1}{a}\right) + 2\nu\sigma_3, \quad (2.60)$$

$$\frac{\sigma_c - 2\nu\sigma_3}{E\varepsilon_m} = \exp\left(-\frac{1}{a}\right), \quad (2.61)$$

$$\frac{\sigma_c - 2\nu\sigma_3}{E\varepsilon_m} = \frac{1}{\exp\left(\frac{1}{a}\right)}, \quad (2.62)$$

$$\exp\left(\frac{1}{a}\right) = \frac{E\varepsilon_m}{\sigma_c - 2\nu\sigma_3}, \quad (2.63)$$

$$\frac{1}{a} = \ln\left[\frac{E\varepsilon_m}{\sigma_c - 2\nu\sigma_3}\right], \quad (2.64)$$

Выражение (2.64) является параметром распределения Вейбулла, который определяется в лабораторных испытаниях на трехосное сжатие. При одноосном сжатии, данный параметр выражается следующим образом (при условии, что $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$):

$$\frac{1}{a} = \ln\left[\frac{E\varepsilon_m}{\sigma_c}\right], \quad (2.65)$$

В формуле (2.65) величина σ_c – максимальное напряжение при одноосном сжатии, величина ε_m – деформация, соответствующая максимальному напряжению.

Для определения эффективного модуля упругости (E^*), на стадии распространения трещины, необходимо применить выражение (2.64) или (2.65) в условии уравнения (2.19):

$$E^* = E \exp\left(-\frac{1}{a}\right), \quad (2.66)$$

На рисунке 2.4, значение σ_{ci} – уровень напряжения инициирования трещины, а величина σ_{cd} – уровень напряжения распространения трещины, близкий к максимальной прочности горной породы [71].

Если величины k_{ci} и k_{cd} – коэффициенты выражений $\sigma_c - \sigma_{ci}$, $\sigma_c - \sigma_{cd}$, получаем следующие выражения:

$$\sigma_{ci} = k_{ci} \cdot \sigma_c, \quad (2.67)$$

$$\sigma_{cd} = k_{cd} \cdot \sigma_c, \quad (2.68)$$

Для определения критической деформации растяжения применяют параметры возникновения и распространения трещин: σ_{ci} , σ_{cd} :

$$\varepsilon_c = \left(\frac{k_{ci} \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E} \div \frac{k_{cd} \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E^*} \right), \quad (2.69)$$

В данном разделе получена аналитическая зависимость максимальной прочности на сжатие образцов горных пород с параметрами возникновения и распространения трещин (σ_{ci}) и (σ_{cd}). Взаимосвязь значений $\sigma_c - \sigma_{ci}$ и $\sigma_c - \sigma_{cd}$ определена на основе обобщения экспериментальных результатов, выполненных многими авторами и опубликованы в научных журналах.

Таблица 2.2 – Механические свойства различных горных пород

Тип горной породы	σ_c (МПа)	σ_{ci} (МПа)	σ_{cd} (МПа)	σ_{t1} (МПа)	σ_{t2} (МПа)	Источник
Амфиболит	110 (1)	64,0 (1)	-	-	8,9 (2)	[75]
Аплит	309,9 (5)	151,4 (5)	262,9 (5)	-	-	[76]
Базальт	63,1 (1)	-	-	-	5,1 (1)	[77]
Известняк с зернами кальцита	-	-	-	0,7 (1)	0,6 (1)	[78]
Диорит	251,7 (10)	117,5 (10)	189,2 (10)	-	15,7 (10)	[79]
Доломит	90,4 (4)	35,6 (4)	75,3 (4)	5,7 (2)	8,0 (6)	[80], [81], [82], [83]
Эвапорит	109,2 (12)	47,1 (12)	82,9 (12)	-	-	[81], [82], [83]
Гнейс	114,8 (60)	53,7 (58)	95,5 (59)	8,2 (42)	9,8 (52)	[84], [85]
Гранит магматический	170,3 (84)	70,4 (30)	125,4 (30)	6,3 (64)	10,3 (88)	[84], [86], [87], [88], [89], [90], [91]
Мета гранит	244,8 (72)	106,4 (75)	201,1 (75)	-	13,8 (167)	[92], [93], [94]
Гранодиорит	132,9 (10)	68 (10)	104,7 (10)	-	7,9 (23)	[95]
Мета гранодиорит	148,3 (5)	63,6 (5)	112,4 (5)	-	16,0 (12)	[92]
Гипс	-	-	-	1,6 (2)	1,6 (2)	[96]
Латит	-	-	-	9,7 (1)	126,4 (1)	[77]

Тип горной породы	σ_c (МПа)	σ_{ci} (МПа)	σ_{cd} (МПа)	σ_{t1} (МПа)	σ_{t2} (МПа)	Источник
Известняк	76,9 (55)	-	-	7,1 (8)	6,0 (60)	[81], [82], [83], [89], [97], [98]
Мрамор	101,6 (48)	-	-	7,5 (9)	10,1 (27)	[97], [99]
Массивный сульфид	124 (1)	84 (1)	-	-	11,9 (2)	[75]
Мета-монодиорит	185,5 (13)	85,5 (13)	144,0 (13)	-	14,7 (54)	[79]
Аргиллит	41,0 (24)	-	-	-	5,4 (19)	[100]
Мета пегматит	217,4 (14)	103,3 (14)	166,5 (12)	-	11,5 (19)	[75], [79], [93]
Перидотит	111,0 (2)	61,0 (2)	-	-	7,3 (4)	[75]
Кварцит	172,0 (3)	78,0 (2)	-	16,3 (2)	13,0 (3)	[80]
Песчаник	105,3 (50)	-	-	5,1 (11)	9,5 (47)	[77], [91], [97], [98], [101], [102]
Аспидный сланец	51,7 (26)	52,3 (6)	-	13,3 (7)	11,8 (33)	[75], [80], [91],
Сланец	44,2 (102)	18,8 (78)	34,5 (61)	5,6 (3)	5,9 (20)	[83], [103]
Алевролит	53,1 (42)	17,3 (23)	31,2 (14)	-	8,2 (18)	[81], [82], [83]
Пегматит	216,2 (1)	-	-	-	21,7 (1)	[104]
Сульфид	89,8 (4)	42,9 (4)	-	-	5,5 (8)	[75]
Сиенит	-	-	-	20,5 (1)	21,1 (1)	[96], [105]
Мета-тоналит	169,6 (4)	79,0 (4)	139,3 (4)	-	15,3 (14)	[92]
Трахит	70,5 (2)	-	-	13,7 (1)	7,7 (3)	[77], [101]

Примечание:

σ_{t1} – прочность образцов горных пород на прямое растяжение, соответствующая стандартам ASTM D2936-08;

σ_{t2} – прочность образцов горных пород на не прямое бразильское растяжение, соответствующая стандартам ASTM D3967-08.

Результаты корреляции значений σ_c и σ_{ci} представлены на рисунке 2.6, корреляция величин σ_c и σ_{cd} - на рисунке 2.7.

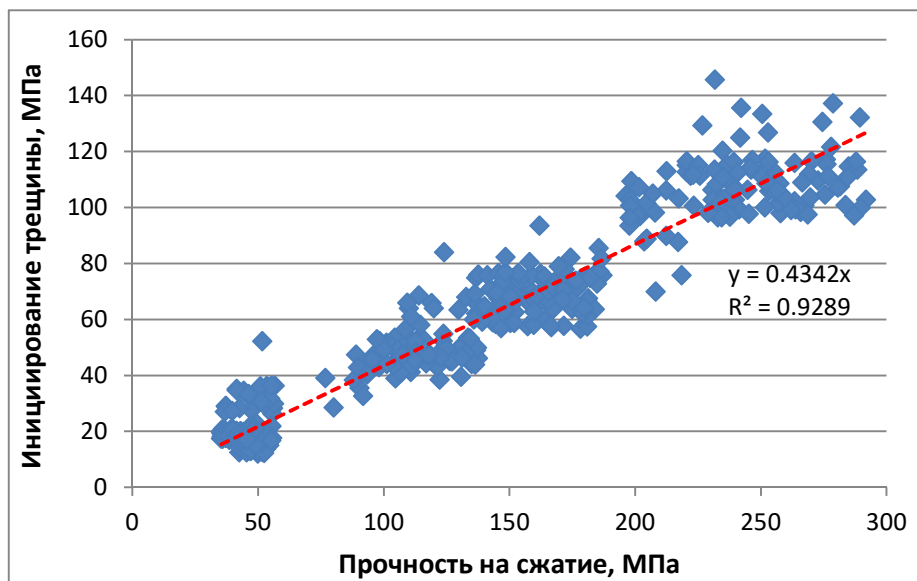


Рисунок 2.6 – Взаимосвязь между значениями σ_c и σ_{ci}

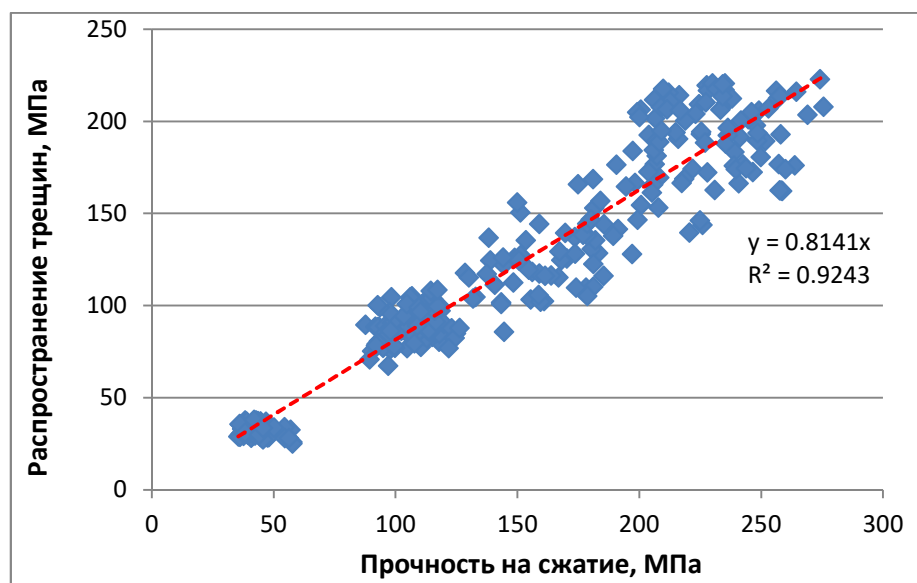


Рисунок 2.7 – Взаимосвязь между значениями σ_c и σ_{cd}

Таким образом, возникновение (ε_{c1}) и развитие (ε_{c2}) трещин растяжения определяются выражениями:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0,434 \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E} \quad \text{и} \quad \varepsilon_{c2} = \frac{0,814 \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E^*}, \quad (2.70)$$

2.5 Вероятностная оценка свойств горных пород

В данной работе вероятностный метод применяется для определения свойств горных пород на руднике «Таймырский» с учетом их изменчивого состояния во вмещающем массиве. Габбро–долерит такситовый, роговик, габбро–долерит пикритовый, габбро–долерит оливиновый - основные типы пород на руднике. Вариации свойств горного массива определяются статистическим методом с учетом заданной функции плотности вероятности входных параметров.

Каждый из входных параметров, необходимый для составления полного набора параметров Хука-Брауна, рассматривается как случайная величина. Функция плотности вероятности входных переменных рассчитывается с учетом полевых наблюдений и лабораторных испытаний.

Применяя метод вероятностей, определяется диапазон значений каждого из параметров Хука-Брауна, а также эквивалентных параметров Мора-Кулона. В диссертационной работе основное внимание уделяется определению параметров (m_b , s , a , E_m) в соответствии с критерием Хука - Брауна.

Результаты данного подхода рассматриваются как предварительные входные параметры для дальнейших калибровочных исследований численного моделирования.

Для определения свойств горных пород массива, таких как прочность и деформируемость, применяются эмпирические или экспериментальные методы. Классификация горных пород и их характеристики (RMR, Q и GSI) используются непосредственно с детерминированными методами для определения свойств прочности и деформируемости горных пород во вмещающем массиве.

В диссертационной работе система GSI применяется для определения механических свойств горных пород массива [106]. Данная система основана на описании структуры горной породы, а также состояния поверхности массива. К механическим свойствам горного массива относят: модуль деформации (E_m), параметры Хука-Брауна (m_b , s и a).

Применяя вероятностный метод, учитывается неопределенности неповрежденных горных пород и свойств горных массивов.

Из-за трудностей в обработке экспериментальных данных в условиях неопределенности свойств горных пород часто традиционно используются детерминированные методы, которые приводят к единичным или средним значениям

свойств горных пород массива. Однако в свойствах массива горных пород преобладают неопределенность и изменчивость. Следовательно, чтобы иметь возможность сделать более надежный подход, необходимо учитывать неопределенность и изменчивость. Использование вероятностного подхода, учитывающего неопределенности неповрежденных горных пород и свойств горных массивов, позволяет получить не только ожидаемое значение, но и возможное отклонение.

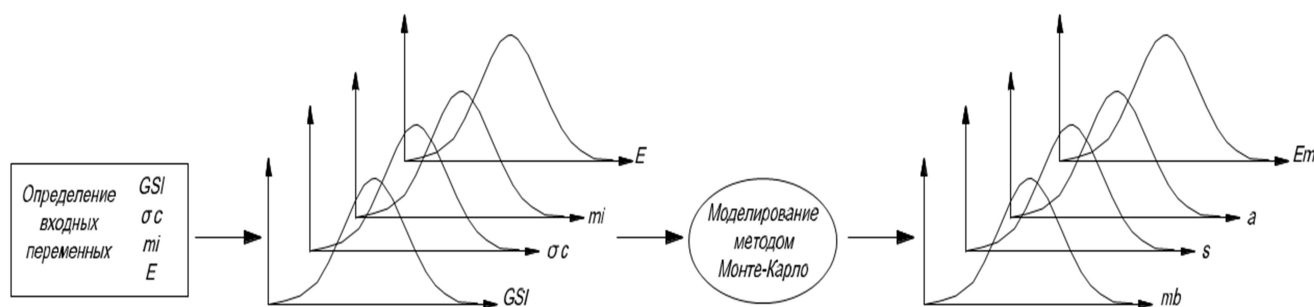


Рисунок 2.8 – Процесс расчета распределения плотности вероятности прочностных и деформационных свойств (E_m , m_b , s и a) горного массива

Функция плотности вероятности (PDF) описывает относительную вероятность того, что случайная величина примет конкретное значение. В PDF среднее значение (MV) – это оценка случайной величины параметров свойств горных пород, а его неопределенность описывается стандартным отклонением (STDV) или коэффициентом вариации (COV).

Значения среднего и стандартного отклонения PDF определяются на основе имеющихся данных полевых наблюдений и лабораторных исследований. Метод моделирования Монте-Карло применяется для расчета распределений плотности вероятности свойств прочности и деформируемости (E_m , m_b , s и a) массива горных пород.

2.5.1 Определение входных переменных параметров массива горных пород

Для определения прочностных и деформируемых свойств массива горных пород, необходимы следующие параметры: параметры, описывающие структуру горной породы, а также состояние поверхности блока во вмещающем массиве; параметры σ_c , E и m_i .

Таблица 2.3 – Значения GSI для массива горных пород

Название породы	Значение GSI
Габбро–долерит такситовый	60 ÷ 70
Роговик	55 ÷ 65
Габбро–долерит пикритовый	50 ÷ 60
Габбро–долерит оливиновый	65 ÷ 75

Таблица 2.4 – Свойства горных пород

Название породы	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит такситовый	138 ± 28	111 ± 6	0,33 ± 0,04
Роговик	134 ± 33	104 ± 8	0,31 ± 0,05
Габбро – долерит пикритовый	124 ± 36	81 ± 14	0,33 ± 0,04
Габбро – долерит оливиновый	173 ± 22	83 ± 10	0,26 ± 0,01

Значения GSI, по данным полевых наблюдений, представлены в таблице 2.3. Одним из трех основных входных параметров, составляющих критерий разрушения Хука-Брауна – параметр m_i , определяемый путем статистического анализа результатов испытаний на трехосное сжатие.

Согласно критерию разрушения Хука-Брауна, значение m_i определяется отношением прочности на сжатие и растяжение, не зависит от типа горных пород [107,108].

Таблица 2.5 – Значения m_i массива горных пород

Название породы	m_i
Габбро – долерит такситовый	27 ± 3
Роговик	19 ± 4
Габбро – долерит пикритовый	27 ± 3
Габбро – долерит оливиновый	27 ± 3

2.5.2 Вероятностное моделирование для различных свойств горных пород

В данном исследовании применяется вероятностный подход для определения прочности, свойств деформируемости и входных параметров горного массива. Определение свойств массива горных пород состоит из:

1. Сбора информации о случайных величинах горных пород - σ_c , E , ν , GSI , m_i ;
2. Оценки функции плотности вероятности для параметров σ_c , E , ν , GSI , m_i ;
3. Вероятностной оценки свойств массива горных пород методом моделирования Монте-Карло.

2.5.3 Сбор информации о переменных входных параметрах. Оценка функции плотности вероятности для каждой переменной

Для каждого вероятностного параметра (E , σ_c , m_i и GSI) определена функция плотности вероятности, характеризующаяся двумя статистическими параметрами (среднее значение и коэффициент вариации).

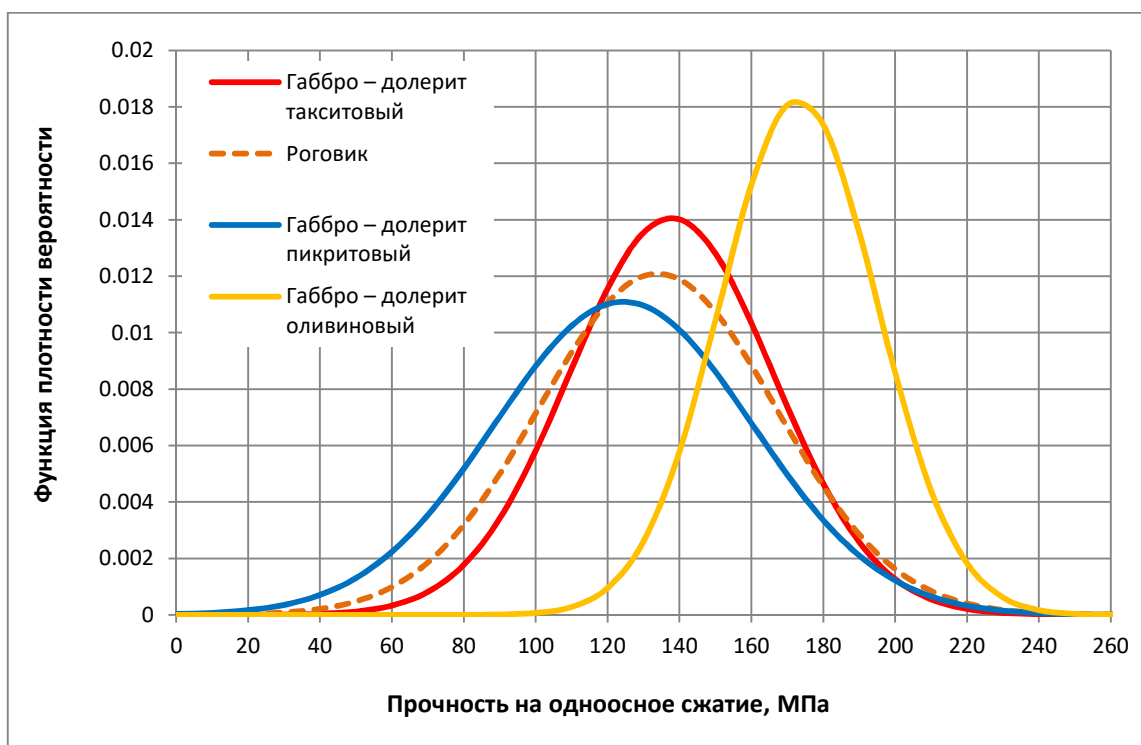


Рисунок 2.9 – График функции плотности вероятности для определения прочности на сжатие образцов горных пород

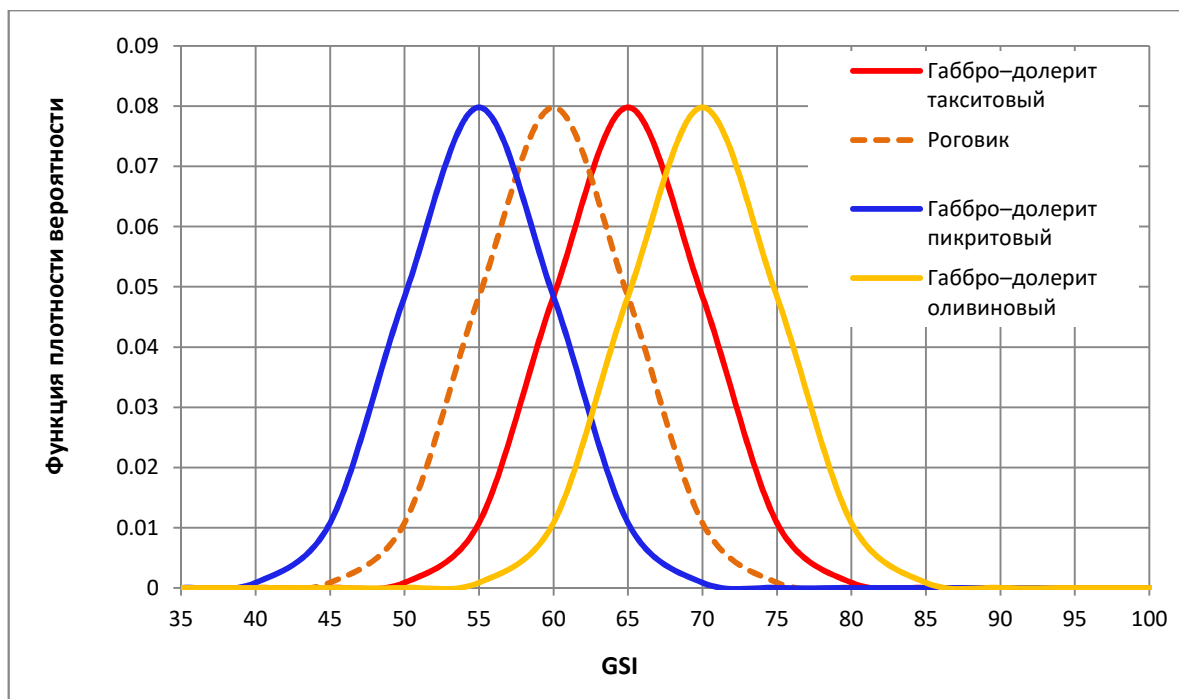


Рисунок 2.10 – График функции плотности вероятности для GSI

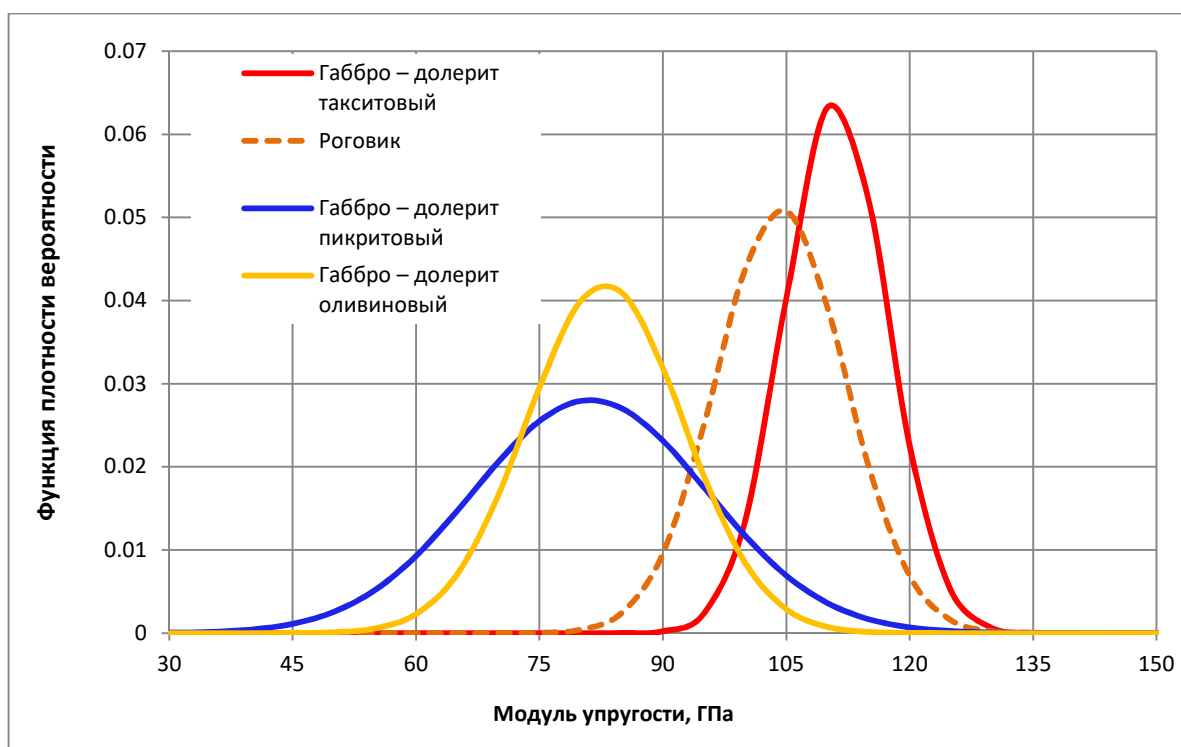


Рисунок 2.11 – График функции плотности вероятности для модуля упругости

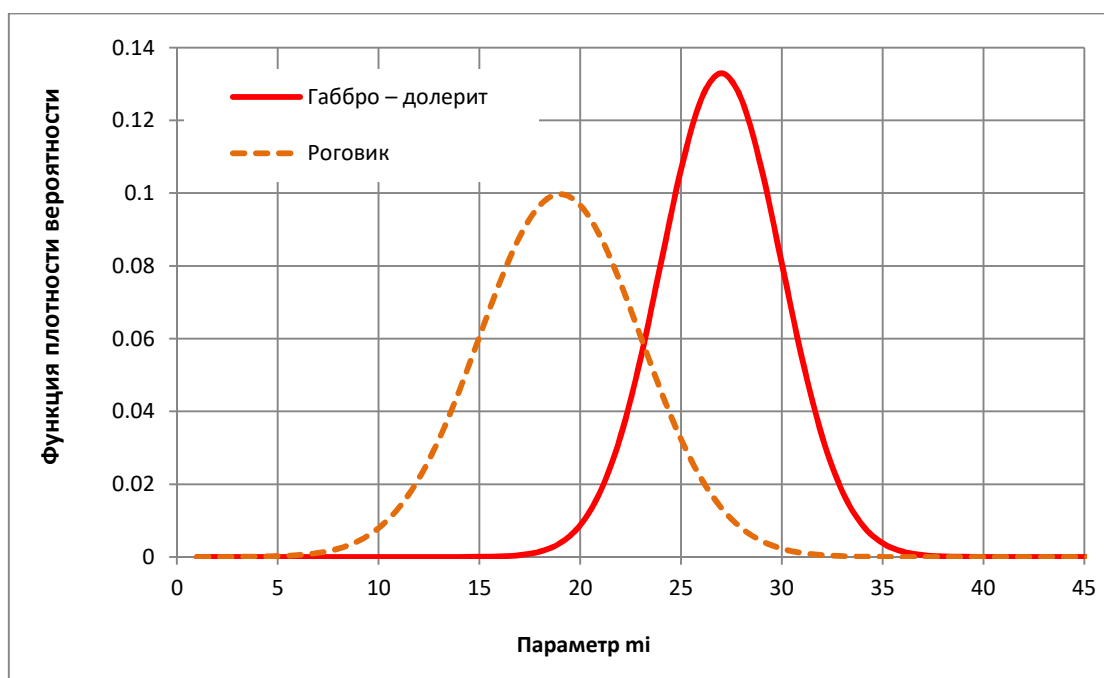


Рисунок 2.12 – График функции плотности вероятности для параметра m_i

2.5.4 Вероятностная оценка свойств горного массива методом моделирования Монте-Карло

Метод моделирования Монте-Карло применяется для определения параметров прочности и деформируемости массива горных пород посредством настройки Oracle Crystal Ball. Значения каждого входного параметра генерируются случайным образом с учетом ранее созданного PDF – используются для расчета свойств горного массива. Применяя данный метод, учитывается изменчивость свойств горного массива.

Преимущество метода моделирования Монте-Карло, в сравнении с другими вероятностными методами, заключается в представлении прочностных и деформационных характеристик PDF в полном объеме.

Методом моделирования Монте-Карло рассчитываются параметры критерия разрушения Хука-Брауна и модуля деформации, применяя уравнения (1.3 ÷ 1.6). Для каждого расчета выполняется 15000 моделирований. Каждый расчет выдает 15000 результатов с учетом различных возможных комбинаций входных параметров, выбранных случайным образом из PDF.

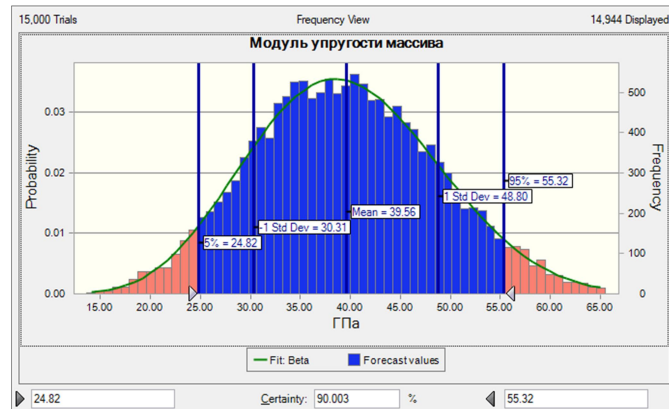
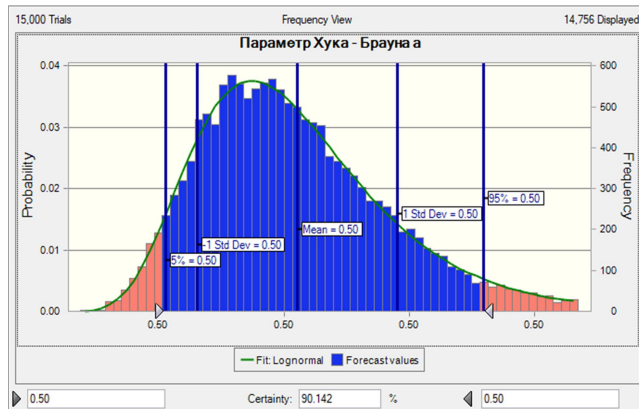
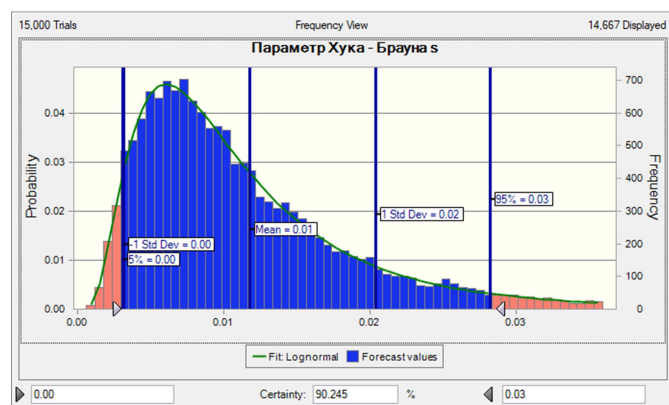
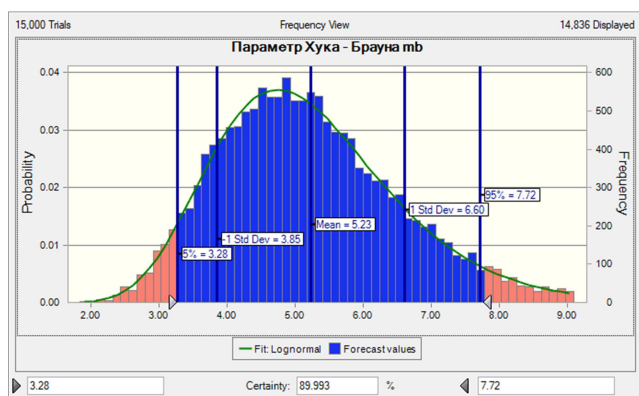


Рисунок 2.13 – Определение параметров модуля упругости горных пород массива (габбро – долерит такситовый)

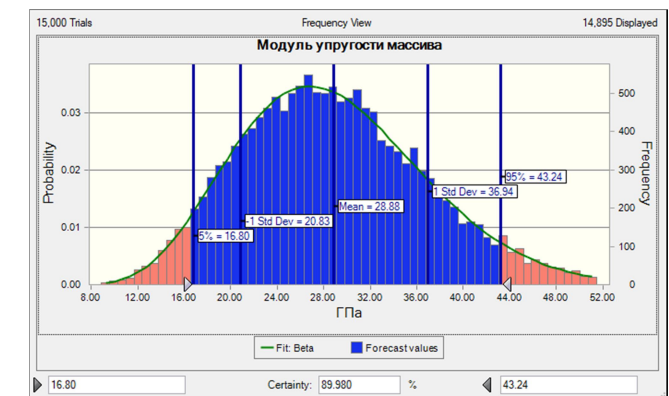
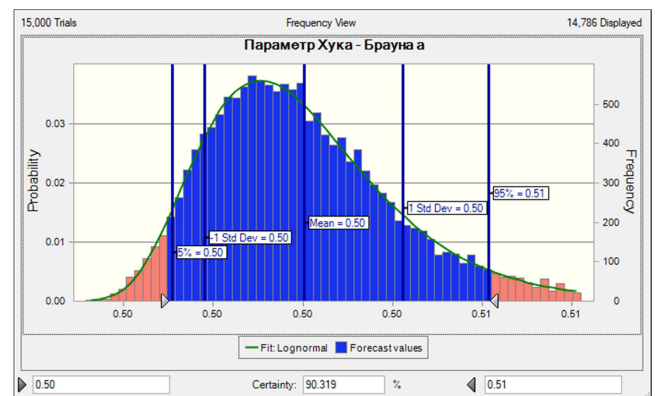
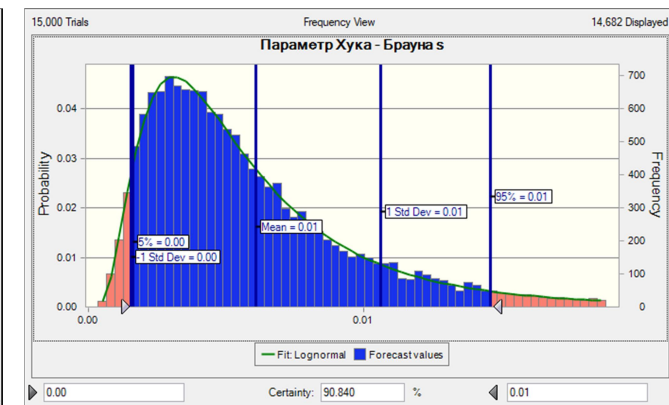
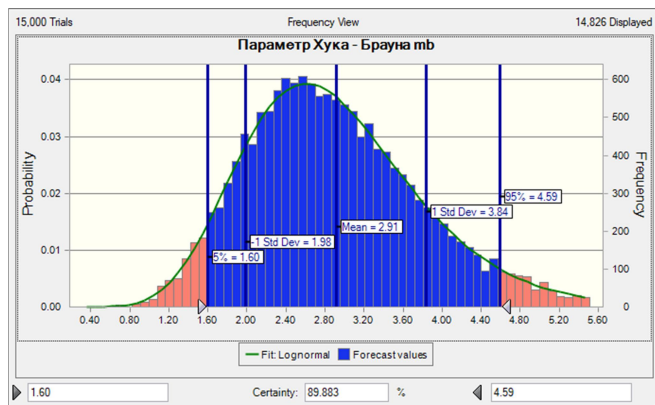


Рисунок 2.14 – Определение параметров модуля упругости массива горных пород (роговик)

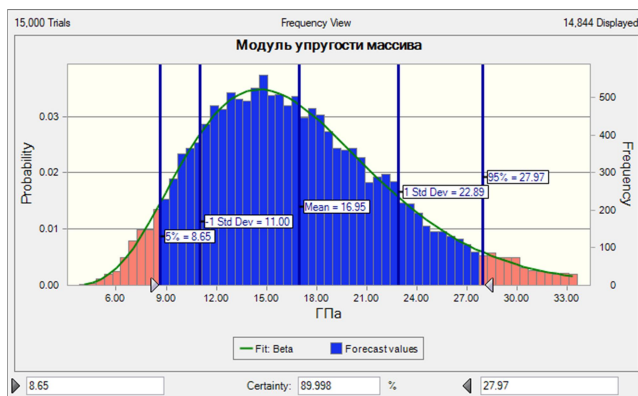
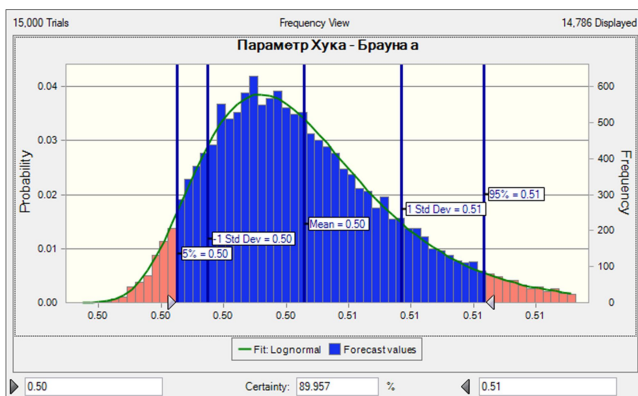
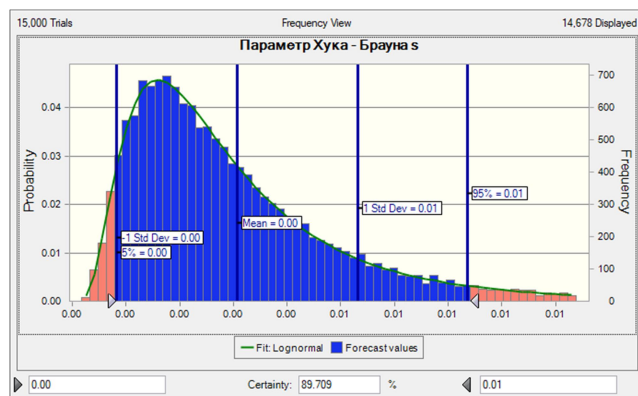
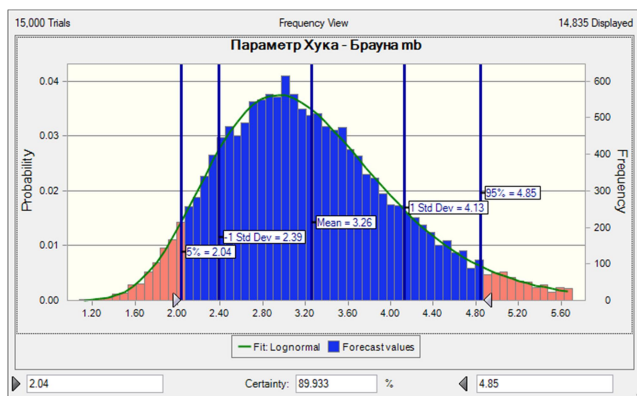


Рисунок 2.15 – Определение параметров модуля упругости горных пород массива (габбро – долерит пикритовый)

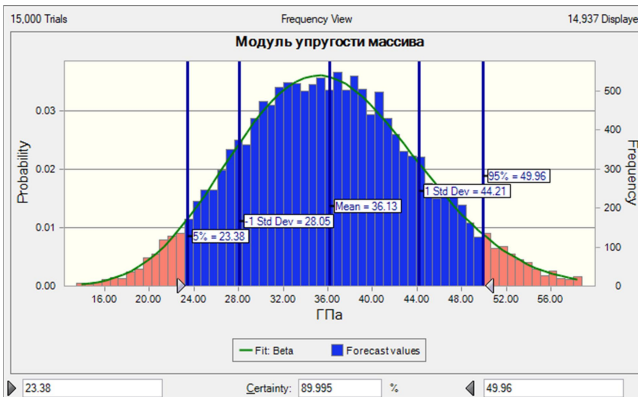
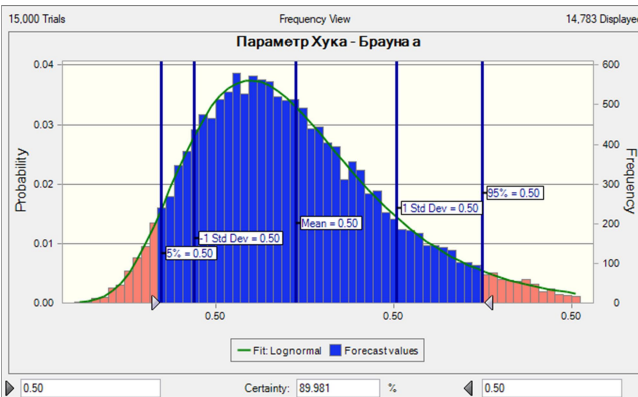
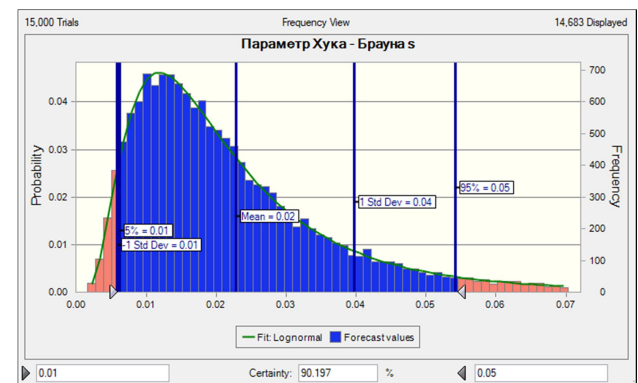
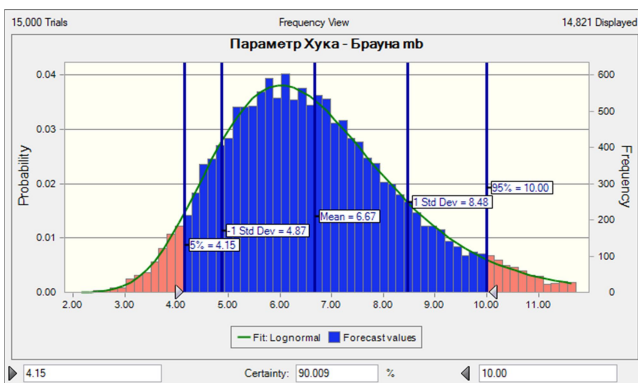


Рисунок 2.16 – Определение параметров модуля упругости горных пород массива (габбро – долерит оливиновый)

Таблица 2.6 – Входные параметры горных пород массива для численного моделирования

Параметры		Габбро– долерит такситовый	Роговик	Габбро – долерит пикритовый	Габбро – долерит оливиновый
m_b	Значение	5,23	2,91	3,26	6,67
	COV	1,38	0,92	0,87	1,8
s	Значение	0,01	0,01	0,003	0,02
	COV	0,001	0,001	0,002	0,02
a	Значение	0,5	0,5	0,5	0,5
	COV	0,01	0,01	0,005	0,02
E_m , ГПа	Значение	39,6	28,9	16,7	36,1
	COV	9,2	8,1	5,9	8,1

2.6 Прогноз мощности зоны растягивающих деформаций вокруг горных выработок методом численного моделирования с использованием программного обеспечения Mar3D

На рисунке 2.17 представлен участок рудника «Таймырский», глубина ведения горных работ которого составляет 1150 м. Форма выработки – арочная. Проектная высота выработки в черне – 6,32 м, ширина выработки – 5,71 м.

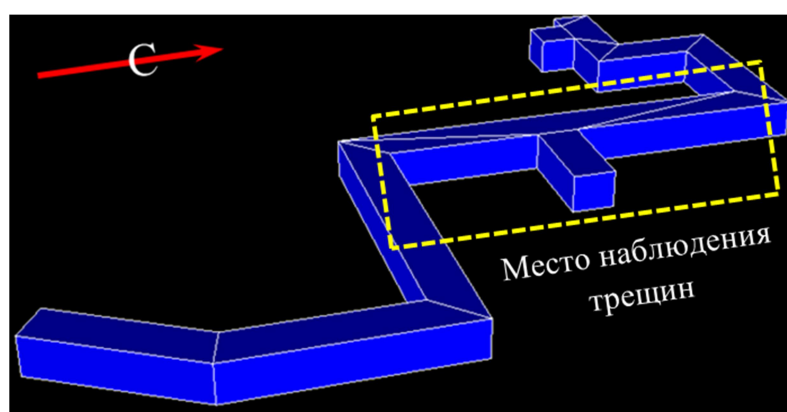


Рисунок 2.17 – Схема участка выработки действующего рудника «Таймырский»

На руднике осуществляется мониторинг массива горных пород геологической службой, а также специалистами геодинамической безопасности ЗФ ПАО «ГМК «Норильский никель». Качество вмещающего массива горных пород определяется

степенью нарушенности (от I до IV); а также величинами индекса Q и рейтинга RMR [25], [27].

Горная порода, на рассматриваемом участке выработки, - трещиноватая, измененная, хлоритизированная и серпентинированная, категория нарушенности массива - IIIa [109] [110]. Трещины имеют шероховатую поверхность или гладкую с ровными бороздами скольжения, заполнены вторичными ослабляющими минералами: хлоритом, серпентином, ангидритом и кальцитом. Угол падения трещин субвертикальный - 40-60°. На северо-востоке участка вскрыто тектоническое нарушение горной породы во вмещающем массиве, азимут простирания которого составляет 354°, угол падения - 60-70°, мощность - до 2 м. Нарушение представляет собой зону раздробленных и хлоритизированных горных пород.

Значения плотности, модуля упругости, коэффициент Пуассона и прочности на одноосное сжатие горных пород образцов определены в результате лабораторных испытаний. В таблице 2.7 представлены физико-механические свойства вмещающей горной породы габбро-долерита такситового, исследованные в лабораторных условиях.

Таблица 2.7 – Физико-механические свойства габбро-долерита такситового

Название породы	Количество испытаний	Плотность, кг/м ³	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, ГПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит такситовый	1	2985	179	107	0,33
	2	2971	109	104	0,27
	3	2954	155	113	0,38
	4	2854	103	109	0,31
	5	2901	141	122	0,35
Среднее отклонение		2933	138	111	0,33
Стандартное отклонение		49	28	6,2	0,04

Подставляя полученные результаты экспериментальных исследований (таблица 2.7) в выражения (2.66) и (2.70), получаем значения: $\varepsilon_{c1-2} = 178 \div 343 \mu\epsilon$ (в момент возникновения трещин и до их распространения).

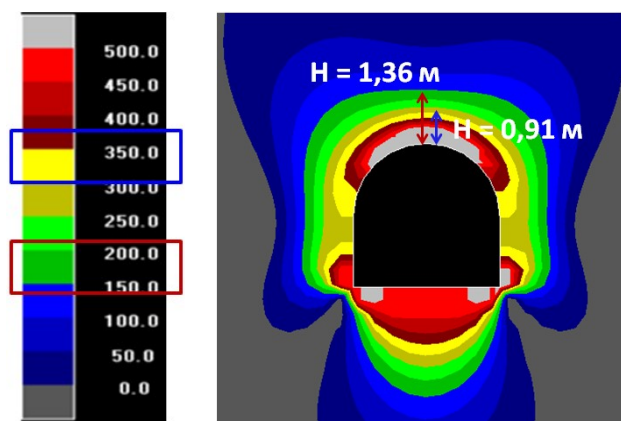


Рисунок 2.18 – Микродеформации, определенные методом численного моделирования в программном обеспечении Map3D (0.0÷500.0 – микродеформации $\mu\text{м}$).

На рисунке 2.18 представлены результаты численного моделирования свойств массива горных пород (таблица 2.6). По результатам численного моделирования установлено, что зоны растягивающих деформаций со значениями $350\mu\text{м}$ и $200\mu\text{м}$, формируются в кровле выработки на глубине $H_{\text{кр.}} = 0,91 \text{ м}$ и $H_{\text{кр.}} = 1,36 \text{ м}$, соответственно.

2.7 Прогнозирование критерия растяжения и мощности зон растягивающих деформаций методом калибровки численной модели

Для получения достоверных результатов прогноза предельного значения деформаций в уравнении (2.27) необходимо применить метод калибровки численной модели.

Проведено бурение скважин во вмещающем массиве горных пород с целью определения прогноза критического значения деформации. Диаметр скважин составляет 89 мм, длина - 4 м. В данном исследовании применялось специализированное оборудование – видеоэндоскоп, при помощи которого осуществлялась съемка трещиноватости массива горных пород, а также определялась глубина распространения трещин.

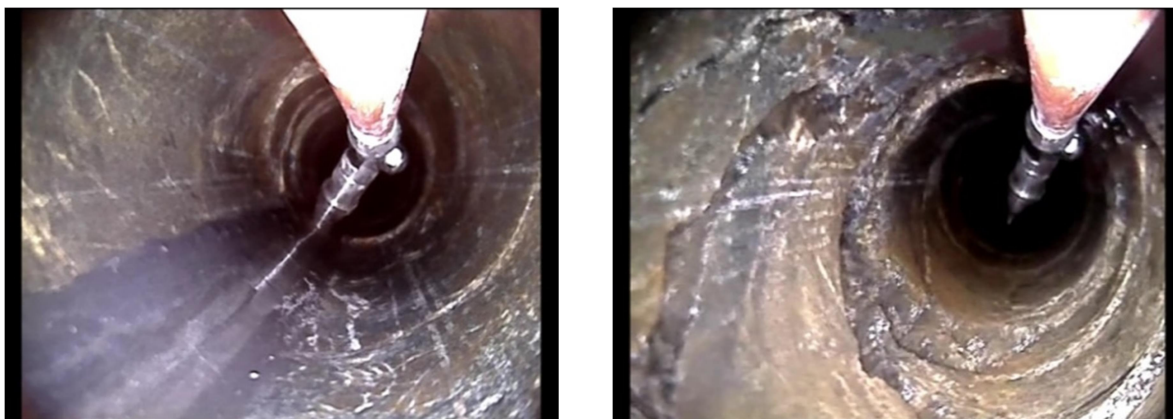


Рисунок 2.19 – Определение глубины распространения трещин в скважинах

На рисунке 2.20 представлена схема трещин исследуемого участка выработок

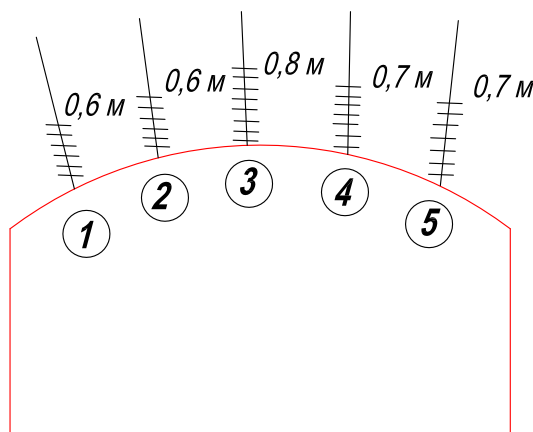


Рисунок 2.20 – Схема трещин выработок рудника «Таймырский»

По результатам метода калибровки численных моделей выявлено, что показатели значений σ_c , ν и E отличаются от результатов наблюдаемой зоны без применения данного метода. Определена зона растягивающих деформаций вокруг выработки и значение критерия растягивающей деформации в массиве горных пород.

Таблица 2.8 – Определение физико-механических свойств массива горных пород для численного моделирования

Название породы	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит	95,3	63741	0,33

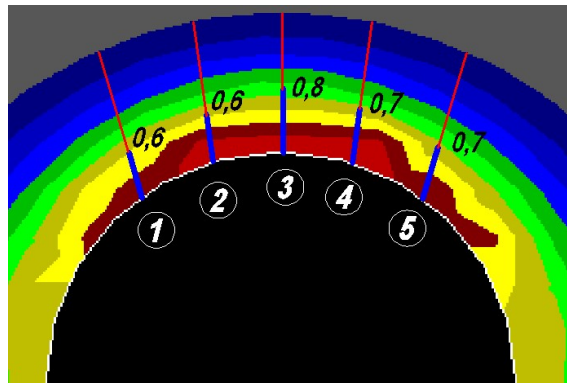
Результаты	Комментарии
	Отрезки 1 и 2 находятся в контуре, в котором микродеформации достигают отметки 350мк; отрезок 3 - в контуре 250мк; отрезки 4 и 5 – в контуре 300мк.

Рисунок 2.21 – Результаты зон растягивающих деформаций массива горных пород

Таблица 2.9 – Изменение свойств горной породы при первичной калибровке

Название горной породы	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит	60,7	48018	0,21

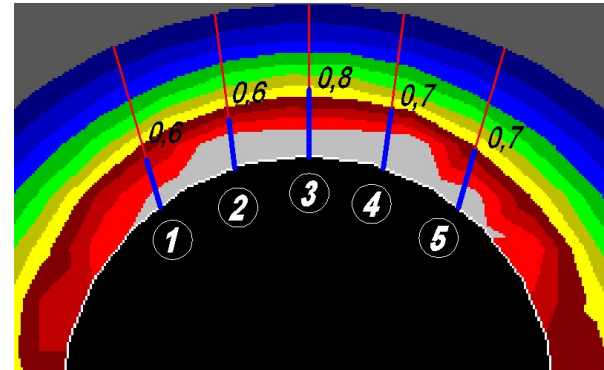
Результаты	Комментарии
	Отрезки 1 и 2 находятся в контуре, в котором микродеформации достигают отметки 450мк; отрезок 3 - в контуре с отметкой 350мк; отрезки 4 и 5 - в контуре с отметкой 400мк.

Рисунок 2.22 – Результаты зон растягивающих деформаций при первичной калибровке

Таблица 2.10 – Изменение свойств горной породы при вторичной калибровке

Название горной породы	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит	85,3	56327	0,29

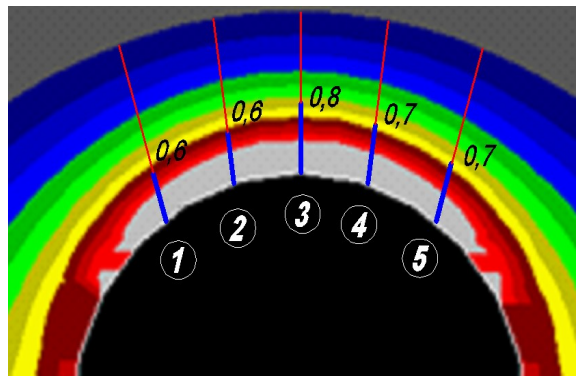
Результаты	Комментарии
	Отрезки 1 и 2 находятся в контуре, с отметкой микродеформаций, достигающей 400мк, отрезок 3 – в контуре с отметкой 300мк, отрезки 4 и 5 – в контуре с отметкой микродеформации 350мк.

Рисунок 2.23 – Результаты зон растягивающих деформаций при вторичной калибровке

Таблица 2.11 – Изменение свойств горной породы при третьей калибровке

Название горной породы	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит	75,3	54162	0,28

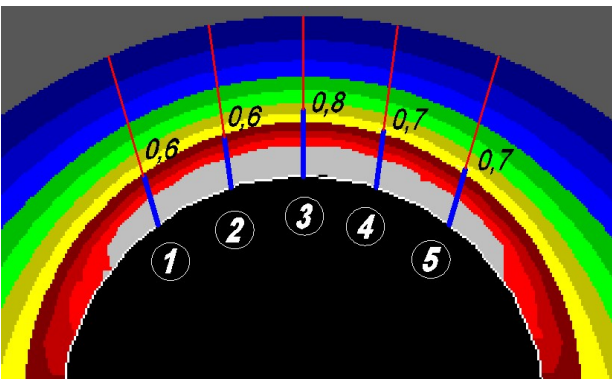
Результаты	Комментарии
	Отрезки 1 и 2 находятся в контуре с отметкой микродеформации, равной 400мк; отрезок 3 – в контуре 300мк; отрезки 4 и 5 – в контуре 350мк.

Рисунок 2.24 – Результаты зон растягивающих деформаций при третьей калибровке

Таблица 2.12 – Изменение свойств горной породы при четвертой калибровке

Название горной породы	Предел прочности, МПа	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона
Габбро – долерит	75,3	58207	0,26

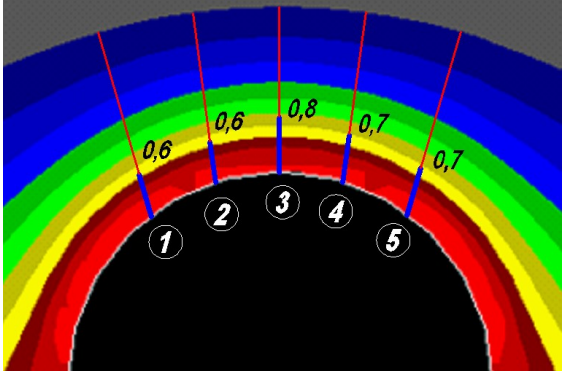
Результаты	Комментарии
	Отрезки 1, 2, 4 и 5 находятся в контуре с отметкой микродеформации, равной 350мк; отрезок 3 - в контуре 300мк.

Рисунок 2.25 – Результаты зон растягивающих деформаций при четвертой калибровке

На основании результатов четвертой калибровки, представленном на рисунке 2.25, результаты схемы трещин относятся к контурам с отметками микродеформаций, равными $\varepsilon_3 = 300 \div 350 \mu\epsilon$, полученные численной моделью в программном обеспечении Map3D.

Результаты сравнения аналитических выражений и методов численной калибровки показывают:

- Предельное значение растягивающей деформации на стадии образования трещины во вмещающем массиве горной выработки составляет 178мк (при максимальном значении $\varepsilon_{ci} = 200 \mu\epsilon$), при том, что на стадии распространения трещины данный показатель составляет 343мк (при max. $\varepsilon_{cd} = 350 \mu\epsilon$).
- Расстояние от кровли выработки до участка возникновения трещины составляет 0,8 м, рисунок 2.20. На основе результатов численного моделирования мощности зон растягивающих деформаций расстояние от кровли до границы зоны растягивающих деформаций (350мк) составляет 0,91 м, рисунок 2.18.

2.8 Выводы по главе 2

1. Составлены аналитические выражения для прогнозирования возникновения и распространения трещин растяжения на основе физико – механических свойств горных пород (прочность на сжатие, коэффициент Пуассона и модуль упругости). Выражения для определения величины растягивающих деформаций на стадии возникновения (ε_{c1}) и распространения (ε_{c2}) трещин растяжения имеют вид:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0,434 \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E} \quad \text{и} \quad \varepsilon_{c2} = \frac{0,814 \cdot \sigma_c \cdot \nu}{E^*},$$

2. Разработан метод калибровки численной модели для обеспечения соответствия расчетного расстояния от кровли выработки до участка возникновения первой трещины в массиве горных пород расстоянию от кровли выработки до участка растягивающих деформаций в массиве (участок возможного обрушения массива).

3. Результаты прогнозирования значений деформаций массива горных пород (ε_{c1} и ε_{c2}) сравниваются с результатами значений ε_3 методом калибровки численной модели.

Данный подход прогнозирования мощности участков растягивающих деформаций следует применять на месторождениях, глубина отработки которых достигает свыше 1 км.

Глава 3 Оценка влияния параметров качества, НДС и физико-механических свойств массива горных пород на формирование зон растягивающих деформаций

3.1 Введение

В настоящее время в России и за рубежом при добыче твердых полезных ископаемых подземным способом наблюдается тенденция увеличения глубины отработки месторождения (свыше 1 км) [111]. Исследования о разрушении горных пород во вмещающем массиве, при глубине отработки свыше 1 км, представлены в трудах следующих ученых: В. А. Борисовец, И. Я. Елисоветский, Б. И. Емельянов, М. П. Зборщик, В. Я. Кириченко, Ю. С. Кузнецов, В. П. Лушпей, В. В. Макаров, А. Ф. Морозов, В. Н. Опарин, В. Н. Рева, Е.И. Шемякин, Г.Л. Фисенко, М.В. Курленя, В.Н. Опарин, Мясников В.П, Макаров В.В., Гузев М.А., В.Н. Рева, В. А. Еременко, и Ф.П. Глушихин и др.

В процессе проходки и поддержания горных выработок в условиях высокого горного давления во вмещающем массиве формируются зоны растягивающих деформаций и трещиноватость. Размеры зон растягивающих деформаций зависят от: физико-механических свойств горных пород, действующих напряжений в массиве, размера и формы выработки и др. В данной главе представлены результаты формирования зон растягивающих деформаций при проходке горных выработок на глубине свыше 1 км, которые определяются численным моделированием в программном обеспечении Map3D. Определяется степень влияния качества, НДС и физико-механических свойств на формирование зон растягивающих деформаций.

3.2 Влияние напряжений в массиве и трещиноватости на устойчивость горных выработок

Устойчивость подземных выработок при добыче твердых полезных ископаемых зависит от величины напряжений в массиве выработки и физико-механических свойств горных пород [112].

3.2.1 Влияние главных напряжений во вмещающем массиве

В работе [113] величина вертикального напряжения (σ_v) является функцией плотности горной породы (ρ), ускорения свободного падения ($g=9,81 \text{ м/с}^2$) и глубины ведения горных работ (H), т. е.: $\sigma_v = \rho g H$.

При ведении горных работ на глубине свыше 1 км, происходит перераспределение полей напряжений во вмещающем массиве, что приводит к появлению и распространению новых полей напряжений во всей выработке. Кроме того, образуются зоны сжимающих и растягивающих деформаций - образование трещин во вмещающем горном массиве и на поверхности выработки. В исследовании [114] представлены результаты влияния напряженно-деформируемого состояния массива на дальнейшее ведение горных работ, что приводит к нарушению и перераспределению исходного поля напряжений во вмещающем массиве.

В работе [112] определен механизм поведения горных выработок физико-механическими свойствами породы в лабораторных испытаниях путем изменения напряжения на образцах горных пород. В работе [115] выявлен участок образования трещин, вызванные напряжением во вмещающем массиве горных пород. Авторы [115] рассматривают ряд исследований, в которых отмечается: отношение главных напряжений и прочности горных пород в массиве (σ_1/σ_c) составляет 0,1. Данные исследования указывают на разрушение массивов горных пород в случаях, когда уровень напряжений во вмещающем массиве составляет 4% от прочности горной массы. В работе [116] представлены результаты исследования распределения напряжений в массиве горной выработки, зависящее от величины и направления приложенных напряжений относительно формы выработок.

Авторы [117] выявляют причины разрушения подземных горных выработок при добычи твердых полезных ископаемых, вызванные напряжением во вмещающем массиве, а также свойствами массива (прочность неповрежденной породы и образование трещин). В условиях относительно низкого напряжения во вмещающем массиве выработки разрушение определяется концентрацией и распределением естественных трещин массива. В работе [112] учитывается отношение полевых напряжений к прочности горной массы для определения устойчивого состояния горной выработки. Авторы [118] проанализировали развитие трещиноватости скважин в результате перераспределения напряжений. Трещинообразование в стволе скважины - результат

увеличения поперечного сечения ствола скважины в направлении минимального главного (сжимающего) напряжения, нормального к оси ствола скважины. Формы таких трещин (разрывов) указывают на значение величины как максимальных, так и минимальных напряжений. Качество горных пород определяется рейтинговой оценкой качества горных пород RMR - от 0 до 100 [119]. Данное поведение массива зависит от величины индуцированных напряжений по отношению к прочности горного массива. Перед началом ведения горных работ необходимо оценить устойчивость скважин выработки.

Величина внутренних напряжений во вмещающем массиве и их направление – необходимые параметры для проектирования подземных выработок.

3.2.2 Процесс развития трещин в массиве горных породах

Согласно теории Т. Стейси процесс разрушения горной породы в массиве происходит с увеличением ширины существующих в нем трещин [11]. Различают пять стадии развития трещин в массиве горных пород при трехосном сжатии [14]:

Стадия I - Закрытие трещин;

Стадия II - Возникновение разрушения (линейная упругая деформация);

Стадия III - Критическое выделение энергии (устойчивое распространение трещин);

Стадия IV - Разрушение при максимальном напряжении (нестабильное распространение трещин);

Стадия V - Разрыв при максимальной деформации (разделение трещин).

Существующие стадии трещинообразования [14]:

- Стадия инициирования разрушения. Процесс разрушения возникает при увеличении ширины существующих трещин в массиве горных пород.

- Стадия распространения трещины. В зависимости от приложенной нагрузки процесс распространения трещин бывает стабильным или нестабильным.

В работе [120] приводятся различные методы определения образования трещины.

а) Метод объемной деформации

Авторы [121] применяют данный метод для определения начала дилатансии при испытаниях на сжатие гранита, мрамора и альпита. При этом, в образцах горных пород наблюдается: зависимость напряжения от деформации; начало дилатансии установлено

с использованием объемной деформации, которая указывает на возникновение трещин. Данный метод был также рассмотрен в исследовании [122] с целью определения начального участка возникновения трещины по графику объемной деформации трещины $(\Delta V/V)_c$, которая зависит от осевой деформации. Значения объемных деформаций трещин определяются разницей упругой объемной деформации $(\Delta V/V)_{el}$ и расчетных объемных деформаций $(\Delta V/V)$:

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{cr} = \frac{\Delta V}{V} - \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{el}, \quad (3.1)$$

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{el} = \frac{2\nu - 1}{E}(\sigma_1 + 2\sigma_3), \quad (3.2)$$

где V - исходный объем образца; ΔV - изменение объема образца.

б) Метод поперечной деформации

Поперечная деформация определяет начало возникновения трещин. Изменение осевого напряжения указывает на возникновение трещин.

в) Метод акустической эмиссии

В исследовании [123] рассматривается метод, в котором величина упругой деформации уменьшается в результате возмущений, происходит изменение границ зерен минералов горной породы - акустическое явление.

г) Метод реакции на боковую деформацию

Метод боковой деформации применяется для определения развития трещин в массиве горной породы. Разницу результатов экспериментальных опытов с теоретическими (линией, проведенной от начала развития неустойчивой трещины до нулевой нагрузки) наносят на график в зависимости от осевого напряжения – процесс образования трещины трещины.

В исследовании [124] предполагается, что хрупкие породы содержат большое количество естественных внутренних трещин. Авторы данного исследования объяснили концепцию раскрытия ранее существовавших трещин, ориентированных под углом к оси сжатия, определенного двумерным (-D) моделированием. Увеличение объема трещин прямо пропорционально напряжению на одноосное сжатие. В действительности естественные трещины являются трехмерными – это приводит к возникновению другого вида разрушения - к росту трещин в крыле массива (swing cracks). В этом случае увеличение объема пропорционально одноосному напряжению в степени 5/3. В

исследовании [125] определяется величина развития трещины при двухосном сжатии, где нагрузка характеризуется наличием свободной поверхности и вторичной нагрузки, перпендикулярной главному направлению нагрузки. Данный тип нагружения происходит, в основном, на стенках выработок - разрушение происходит за счет раскола параллельно свободной поверхности.

3.3 Выбор входных параметров для численного моделирования НДС состояния вмещающего массива выработок

Величины главных литостатических исходных данных напряженно-деформируемого состояния горного массива: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \rho g H$.

В расчетах принимаются следующие формы выработок: квадратная, круглая и арочная.

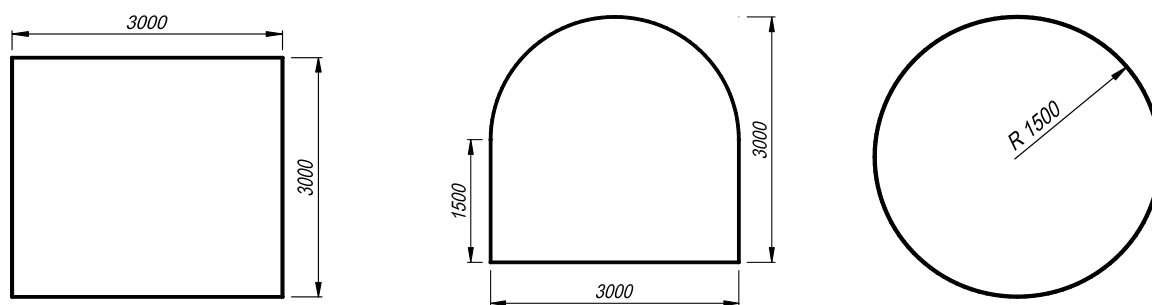


Рисунок 3.1 – Геометрические формы выработок и их размеры

При проведении лабораторных исследований установлено, что первые трещины в скальных породах обнаруживаются при уровне деформаций растяжения, равный $\mu\epsilon = 200$, что является критическим значением объемного трещинообразования. Экспериментально установлено, что при значениях микродеформаций $\mu\epsilon \approx 350$ в скальных массивах обнаруживаются первые трещины растяжения, а с увеличением значений микродеформаций до $\mu\epsilon = 500 \div 800$ - массив интенсивно деформируется, формируются зоны возможного обрушения пород. Поэтому величина $\mu\epsilon = 350$ принята в качестве численного критерия.

В результате калибровки численной модели для массива горных пород (габбро-долериты) интенсивная трещиноватость и формирование зон растягивающих деформаций развивается до границы значений $\epsilon_3 \geq 350 \mu\epsilon$, которые применяются для

определения расстояний от кровли ($H_{\text{кровля}}$) и боков ($H_{\text{бок}}$) выработки вчерне до границы $\epsilon_3=350\mu\epsilon$ (зоны вероятного разрушения массива).

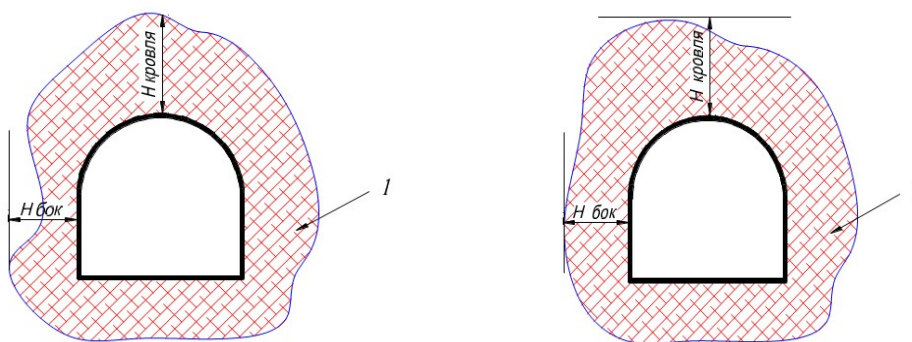


Рисунок 3.2 – Расстояние от кровли и боков выработки вчерне до границы зоны растягивающих деформаций со значениями $\epsilon_3 \geq 350\mu\epsilon$

3.4 Влияние основных параметров на формирование зоны растягивающих деформаций

В данном разделе представлены зависимости главных напряжений от значения модуля упругости, коэффициента Пуассона, индекса устойчивости Q . Данные параметры необходимы для оценки воздействия на формирование зон растягивающих деформаций.

3.4.1 Влияние количественных характеристик массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций

В работе [110] изучены различные классификационные системы, такие как RQD, Q , GSI, RMR, RMI для определения состояния трещин в горных породах на руднике «Таймырский». Индекс Q характеризует скальный массив на основе расчетного среднего размера элементарного блока (RQD/J_n), прочности на сдвиг между блоками, выраженной как J_r/J_a , а также коэффициентом напряженного состояния массива J_w/SRF . Результаты измерений в зонах растягивающих деформаций вокруг выработок (для квадратной, арочной, круглой форм выработки) представлены на рисунке 3.3.

С учетом полученных результатов исследований установлено, что зоны растягивающих деформаций со значениями $\mu\epsilon \geq 350$ формируются в кровле и боках выработок. На рисунке 3.4 показаны результаты расстояний от кровли, бока выработок вчерне до границы зоны растягивающих деформаций.

В кровле: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{кровля}}(Q=2,5) = 1,79$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=7) = 1,65$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=25) = 1,14$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=70) = 0,52$ м ($H_{\text{кровля}}(Q=2,5)$ в 1,08 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=7)$, в 1,57 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=25)$, в 3,44 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=70)$); для арочной формы выработки – $H_{\text{кровля}}(Q=2,5) = 0,99$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=7) = 0,91$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=25) = 0,55$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=70) = 0,3$ м ($H_{\text{кровля}}(Q=2,5)$ в 1,09 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=7)$, в 1,8 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=25)$, в 3,3 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=70)$); для круглой формы выработки – $H_{\text{кровля}}(Q=2,5) = 1$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=7) = 0,9$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=25) = 0,55$ м, $H_{\text{кровля}}(Q=70) = 0,25$ м ($H_{\text{кровля}}(Q=2,5)$ в 1,11 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=7)$, в 1,82 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=25)$, в 4,0 раза глубже $H_{\text{кровля}}(Q=70)$).

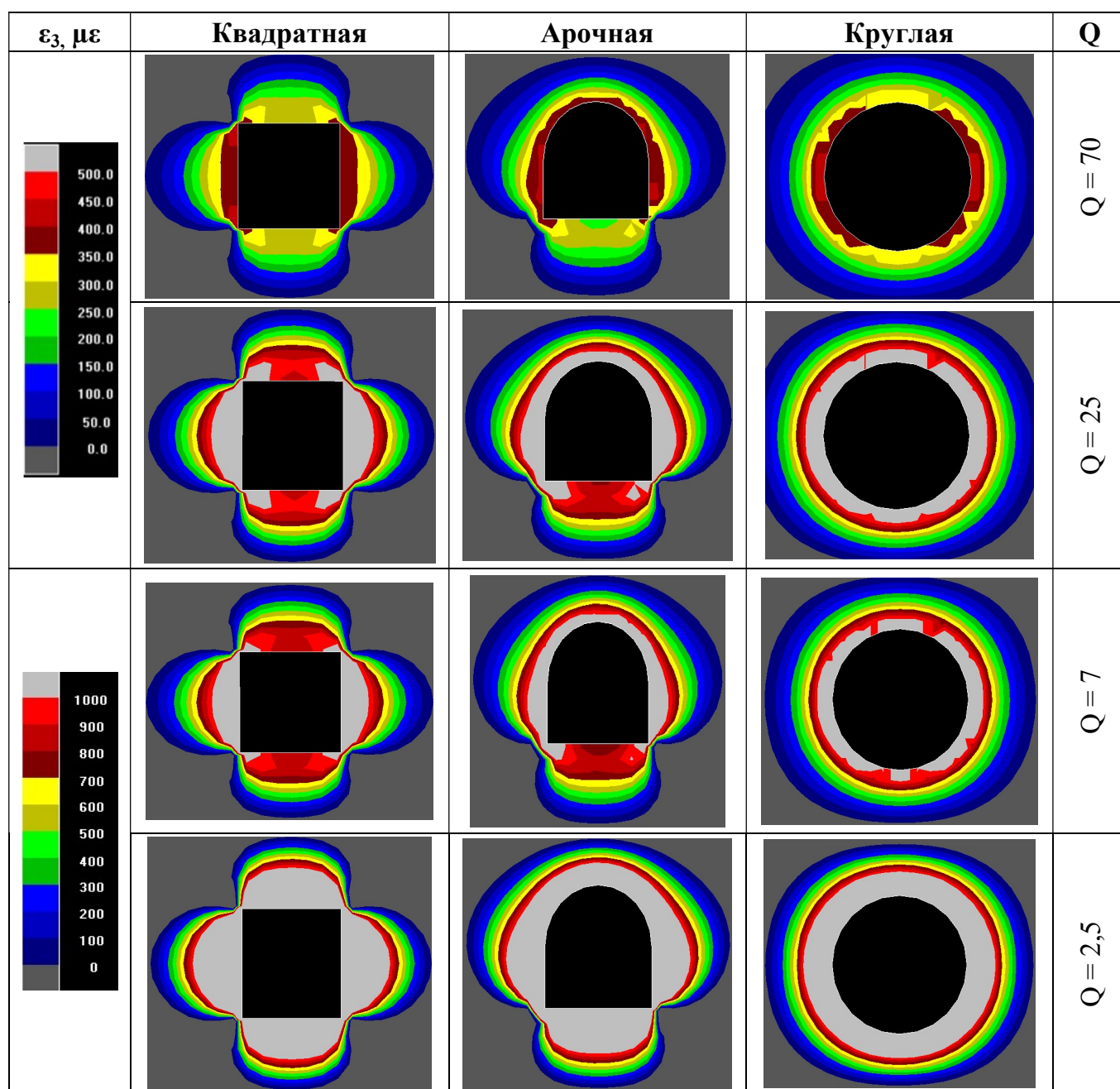


Рисунок 3.3 – Зоны растягивающих деформаций вокруг выработок.

0.0÷500.0 – микродеформации $\mu\text{е}$

В боках: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{бок левый}}(Q=2,5)=2,41$ м, $H_{\text{бок левый}}(Q=7)=2,18$ м, $H_{\text{бок левый}}(Q=25)=1,52$ м, $H_{\text{бок левый}}(Q=70)=0,95$ м ($H_{\text{бок левый}}(Q=2,5)$ в 1,11 раза глубже $H_{\text{бок левый}}(Q=7)$, в 1,59 раза глубже $H_{\text{бок левый}}(Q=25)$, в 2,54 раза глубже $H_{\text{бок левый}}(Q=70)$); для арочной формы выработки – $H_{\text{бок левый}}(Q=2,5)=1,91$ м, $H_{\text{бок левый}}(Q=7)=1,62$ м, $H_{\text{бок левый}}(Q=25)=1,11$ м, $H_{\text{бок левый}}(Q=70)=0,67$ м ($H_{\text{бок левый}}(Q=2,5)$ в 1,18 раза глубже $H_{\text{бок левый}}(Q=7)$, в 1,72 раза глубже $H_{\text{бок левый}}(Q=25)$, в 2,85 раза глубже $H_{\text{бок левый}}(Q=70)$); для круглой формы выработки – $H_{\text{бок правый}}(Q=2,5)=1,28$ м, $H_{\text{бок правый}}(Q=7)=1,1$ м, $H_{\text{бок правый}}(Q=25)=0,68$ м, $H_{\text{бок правый}}(Q=70)=0,39$ м ($H_{\text{бок правый}}(Q=2,5)$ в 1,16 раза глубже $H_{\text{бок правый}}(Q=7)$, в 1,88 раза глубже $H_{\text{бок правый}}(Q=25)$, в 3,28 раза глубже $H_{\text{бок правый}}(Q=70)$).

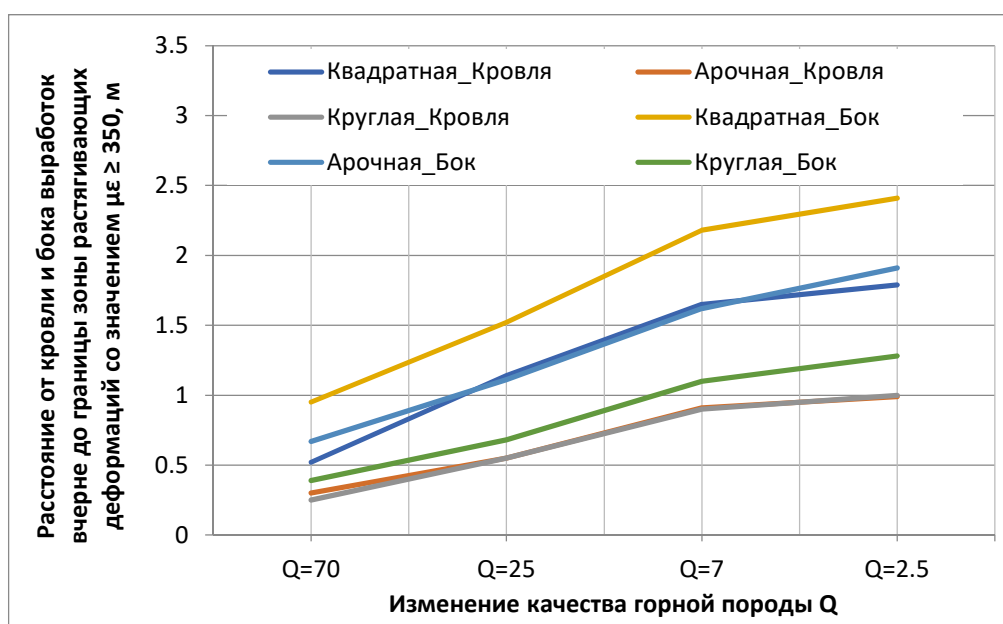


Рисунок 3.4 – Глубина распространения зон растягивающих деформаций в кровле и в боках выработок

Результаты, полученные методом численной модели Map3D, показывают, что: чем больше значение индекса Q, тем меньше мощность образования трещиноватости.

3.4.2 Влияние главных напряжений на формирование зоны растягивающих деформаций

Результаты измерений в зонах растягивающих деформаций вокруг выработок показаны на рисунке 3.5. С учетом полученных результатов исследований установлено, что зоны растягивающих деформаций со значениями $\mu\epsilon \geq 350$ формируются в кровле и

боках выработок. На рисунке 3.6 представлены результаты численного моделирования расстояния от кровли, бока выработки вчерне до границы зоны растягивающих деформаций.

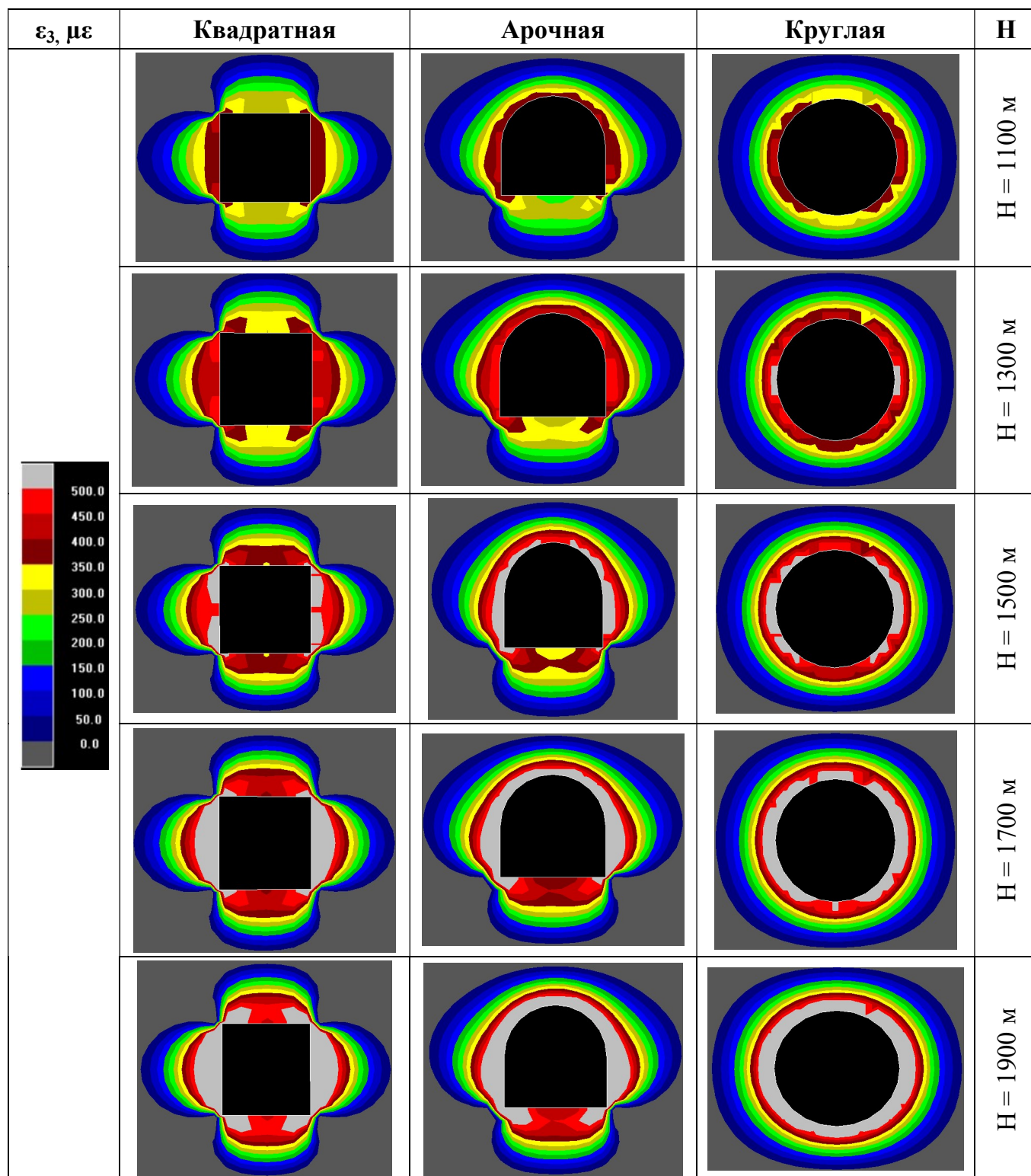


Рисунок 3.5 – Зоны растягивающих деформаций вокруг выработок.

0.0÷500.0 – микродеформации $\mu\varepsilon$

В кровле: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{кровля}} (H=1900 \text{ м}) = 1,14 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1700 \text{ м}) = 1,06 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1500 \text{ м}) = 0,94 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1300 \text{ м}) = 0,72 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1100 \text{ м}) = 0,51 \text{ м}$ ($H_{\text{кровля}} (H=1900 \text{ м})$ в 1,07 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1700 \text{ м})$, в 1,21 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1500 \text{ м})$, в 1,58 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1300 \text{ м})$, в 2,24 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1100 \text{ м})$); для арочной формы выработки – $H_{\text{кровля}} (H=1900 \text{ м}) = 0,57 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1700 \text{ м}) = 0,49 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1500 \text{ м}) = 0,45 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1300 \text{ м}) = 0,35 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1100 \text{ м}) = 0,21 \text{ м}$ ($H_{\text{кровля}} (H=1900 \text{ м})$ в 1,16 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1700 \text{ м})$, в 1,27 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1500 \text{ м})$, в 1,63 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1300 \text{ м})$, в 2,71 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1100 \text{ м})$); для круглой формы выработки – $H_{\text{кровля}} (H=1900 \text{ м}) = 0,56 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1700 \text{ м}) = 0,51 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1500 \text{ м}) = 0,43 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1300 \text{ м}) = 0,37 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (H=1100 \text{ м}) = 0,28 \text{ м}$ ($H_{\text{кровля}} (H=1900 \text{ м})$ в 1,1 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1700 \text{ м})$, в 1,3 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1500 \text{ м})$, в 1,5 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1300 \text{ м})$, в 2,0 раза глубже $H_{\text{кровля}} (H=1100 \text{ м})$).

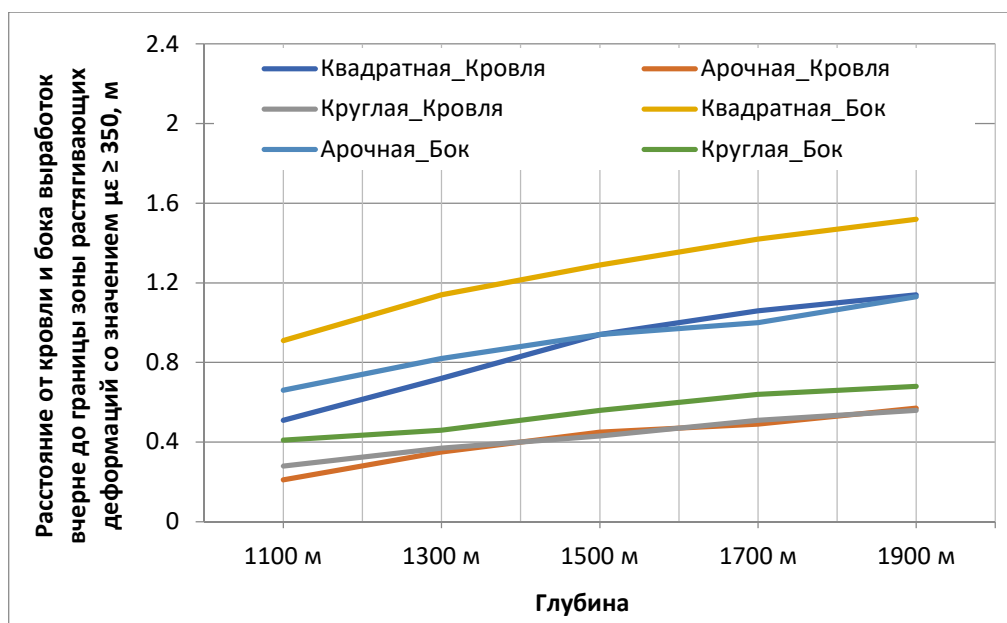


Рисунок 3.6 – Глубина распространения зон растягивающих деформаций в кровле и в боках выработки при изменении главных напряжений

В боках: Для квадратной выработки – $H_{\text{бок правый}} (H=1900 \text{ м}) = 1,52 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1700 \text{ м}) = 1,42 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1500 \text{ м}) = 1,29 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1300 \text{ м}) = 1,14 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1100 \text{ м}) = 0,91 \text{ м}$ ($H_{\text{бок правый}} (H=1900 \text{ м})$ в 1,07 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1700 \text{ м})$, в 1,18 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1500 \text{ м})$, в 1,33 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1300 \text{ м})$, в 1,67 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1100 \text{ м})$); для арочной выработки – $H_{\text{бок правый}} (H=1900 \text{ м}) = 1,13 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1700 \text{ м}) = 1,0 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1500 \text{ м}) = 0,94 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1300 \text{ м}) = 0,82 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1100 \text{ м}) = 0,66 \text{ м}$ ($H_{\text{бок правый}} (H=1900 \text{ м})$ в 1,13

раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1700 \text{ м})$, в 1,2 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1500 \text{ м})$, в 1,38 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1300 \text{ м})$, в 1,71 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1100 \text{ м})$; для круглой выработки – $H_{\text{бок правый}} (H=1900 \text{ м}) = 0,68 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1700 \text{ м}) = 0,64 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1500 \text{ м}) = 0,56 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1300 \text{ м}) = 0,46 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (H=1100 \text{ м}) = 0,41 \text{ м}$ ($H_{\text{бок правый}} (H=1900 \text{ м})$ в 1,06 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1700 \text{ м})$, в 1,21 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1500 \text{ м})$, в 1,48 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1300 \text{ м})$, в 1,66 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (H=1100 \text{ м})$).

Результаты численной модели Map3D показывают, что: чем больше глубина ведения горных работ, тем больше расстояние от кровли или боков выработки до границы зоны растягивающих деформаций.

3.4.3 Влияние коэффициента Пуассона массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций

В данном разделе ν (коэффициент Пуассона) рассматривается как неизвестная величина. Изменение величины данного коэффициента рассматривается для изучения степени влияния при возникновении зон растягивающих деформаций вокруг выработки методом численного моделирования, программным обеспечением Map3D.

Результаты измерений в зонах растягивающих деформаций вокруг выработок (для квадратной, арочной, круглой форм выработки) представлены на рисунке 3.7.

С учетом полученных результатов исследований установлено, что зоны растягивающих деформаций со значениями $\mu \geq 350$ формируются в кровле и боках выработок. На рисунке 3.8 представлены результаты расстояний от кровли, стенок выработок в черне до границы зоны растягивающих деформаций.

В кровле: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,3) = 0,82 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,26) = 0,52 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,2) = 0 \text{ м}$, ($H_{\text{кровля}} (\nu = 0,3)$ в 1,58 раза глубже $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,26)$); для арочной формы выработки – $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,3) = 0,43 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,26) = 0,25 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,2) = 0 \text{ м}$, ($H_{\text{кровля}} (\nu = 0,3)$ в 1,72 раза глубже $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,26)$); для круглой формы выработки – $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,3) = 0,4 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,26) = 0,3 \text{ м}$, $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,2) = 0 \text{ м}$, ($H_{\text{кровля}} (\nu = 0,3)$ в 1,33 раза глубже $H_{\text{кровля}} (\nu = 0,26)$).

В боках: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,3) = 1,27 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,26) = 0,89 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,2) = 0 \text{ м}$ ($H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,3)$ в 1,43 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,26)$); для арочной формы выработки – $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,3) = 0,92 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,26) = 0,68 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,2) = 0 \text{ м}$ ($H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,3)$ в 1,35 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,26)$); для круглой формы

выработки – $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,3) = 0,54 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,26) = 0,41 \text{ м}$, $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,2) = 0 \text{ м}$ ($H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,3)$ в 1,32 раза глубже $H_{\text{бок правый}} (\nu = 0,26)$).

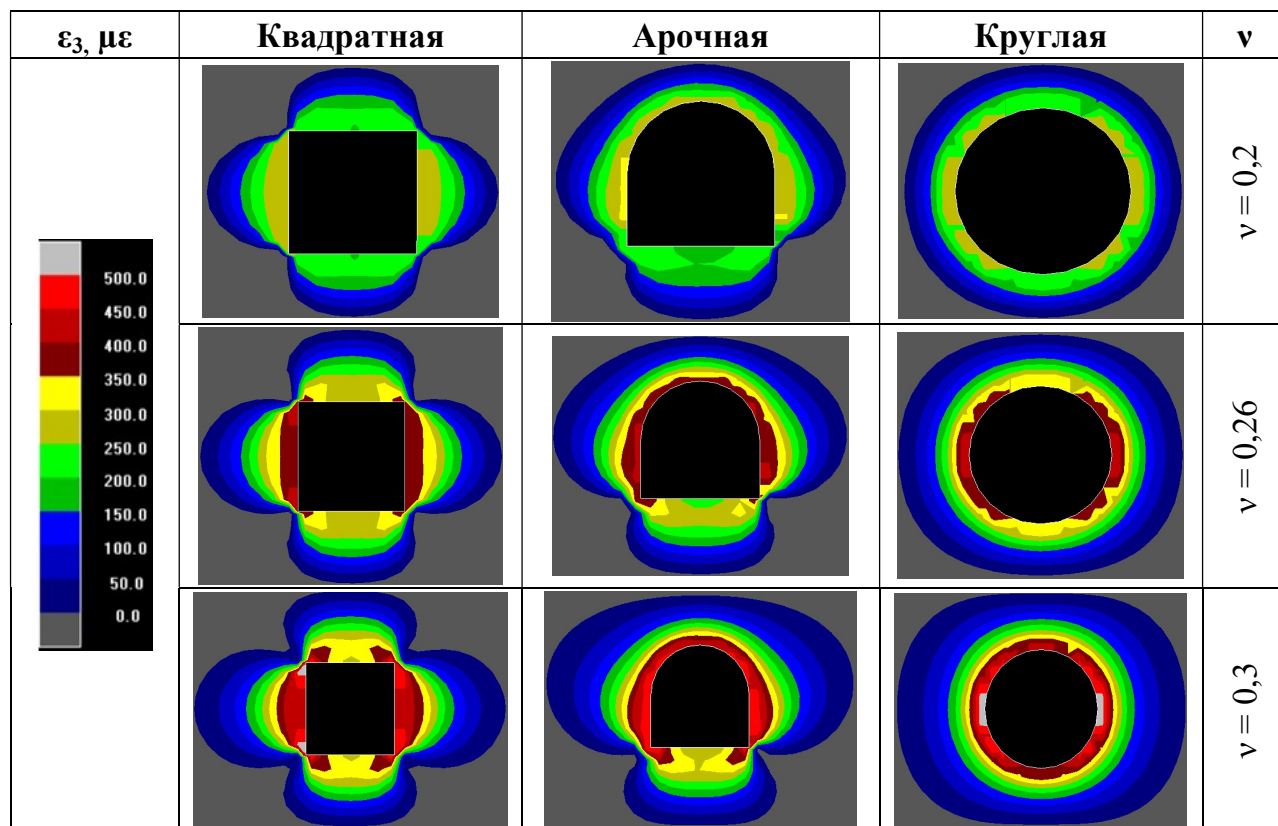


Рисунок 3.7 – Зоны растягивающих деформаций вокруг выработок.

0.0÷500.0 – микродеформации $\mu\text{е}$

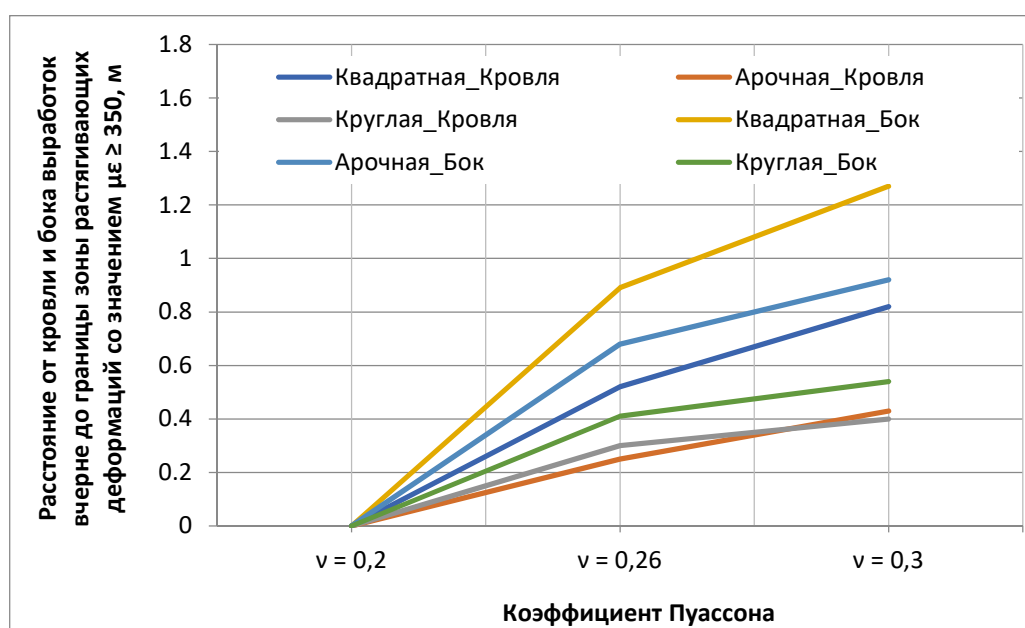


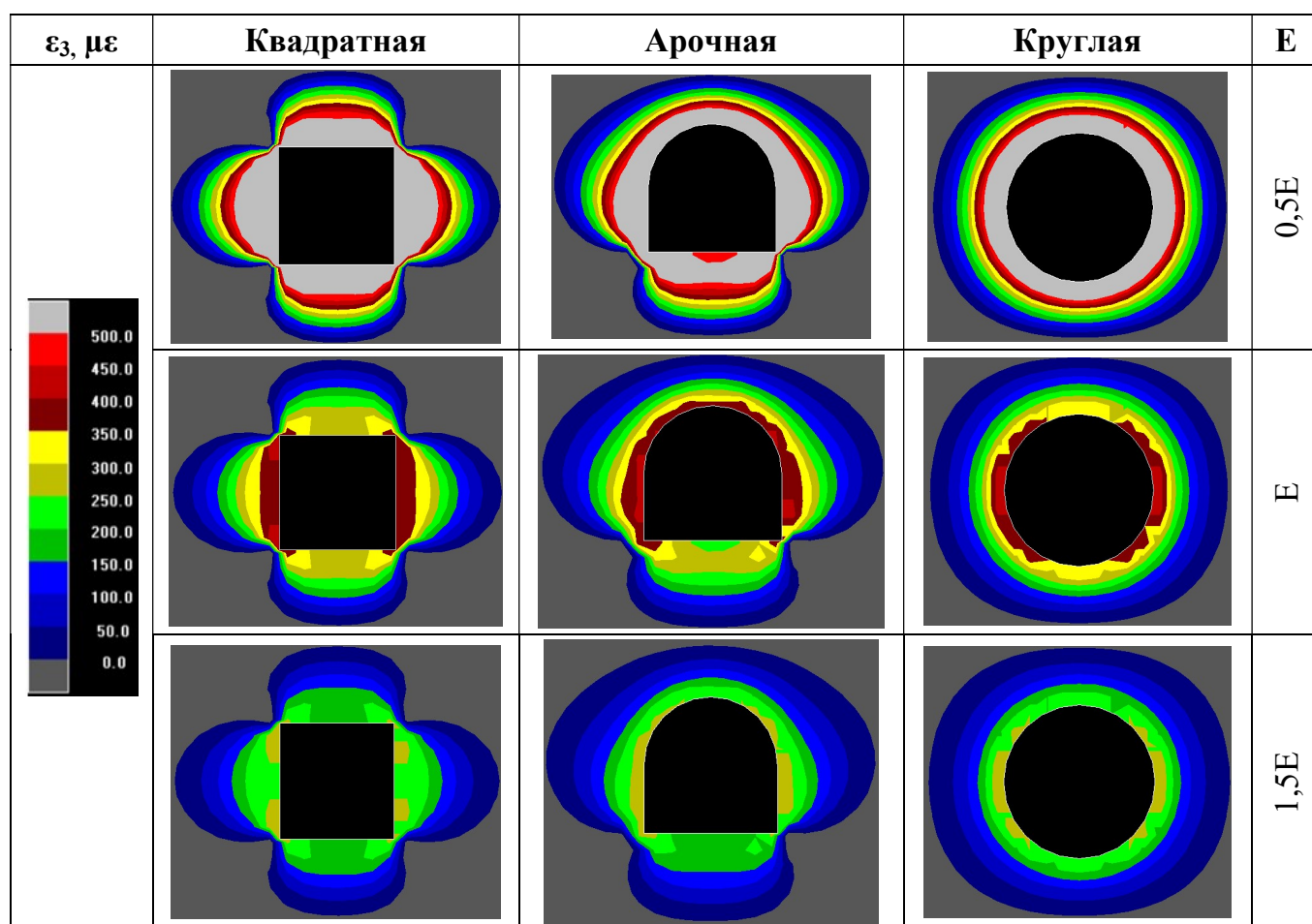
Рисунок 3.8 – Глубина распространения зон растягивающих деформаций в кровле и в боках выработок при изменении коэффициента Пуассона

Результаты численной модели Mar3D показывают, что: чем больше коэффициент Пуассона, тем больше расстояние от кровли или боков выработки до границы зон растягивающих деформаций.

3.4.4 Влияние модуля упругости массива горных пород на формирование зоны растягивающих деформаций

В данном разделе модуль упругости горных массивов (E) рассматривается как неизвестная величина. Изменение величины данного показателя рассматривается для изучения степени влияния на образование зон растягивающих деформаций вокруг выработки методом численного моделирования, программным обеспечением Mar3D.

Результаты измерений в зонах растягивающих деформаций вокруг выработок (для квадратной, арочной, круглой форм выработки) представлены на рисунке 3.9.



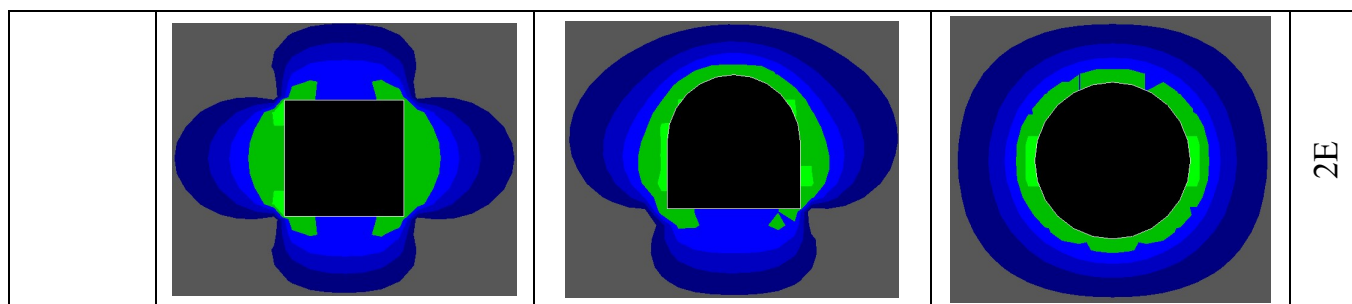


Рисунок 3.9 – Зоны растягивающих деформаций вокруг выработок. 0.0÷500.0 – микродеформации $\mu\epsilon$

С учетом полученных результатов исследований установлено, что зоны растягивающих деформаций со значениями $\mu\epsilon \geq 350$ формируются в кровле и боках выработок. На рисунке 3.10 представлены результаты измерений расстояния от кровли, стенок выработок вчерне до границы зоны растягивающих деформаций.

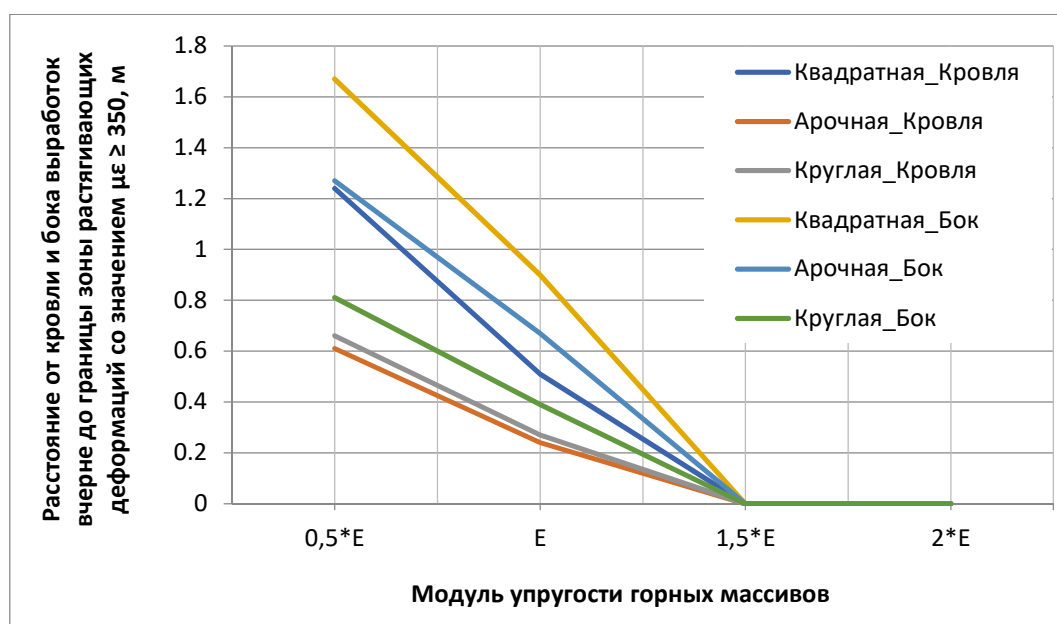


Рисунок 3.10 – Глубина распространения зон растягивающих деформаций в кровле и в боках выработок при изменении модули упругости

В кровле: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{кровля}}(0,5*E) = 1,24$ м, $H_{\text{кровля}}(E) = 0,51$ м, $H_{\text{кровля}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{кровля}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{кровля}}(0,5*E)$ в 2,43 раза глубже $H_{\text{кровля}}(E)$); для арочной выработки – $H_{\text{кровля}}(0,5*E) = 0,61$ м, $H_{\text{кровля}}(E) = 0,24$ м, $H_{\text{кровля}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{кровля}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{кровля}}(0,5*E)$ в 2,54 раза глубже $H_{\text{кровля}}(E)$); для круглой формы выработки – $H_{\text{кровля}}(0,5*E) = 0,65$ м, $H_{\text{кровля}}(E) = 0,25$ м, $H_{\text{кровля}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{кровля}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{кровля}}(0,5*E)$ в 2,60 раза глубже $H_{\text{кровля}}(E)$).

$(0,5*E) = 0,66$ м, $H_{\text{кровля}}(E) = 0,27$ м, $H_{\text{кровля}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{кровля}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{кровля}}(0,5*E)$ в 2,44 раза глубже $H_{\text{кровля}}(E)$).

В боках: Для квадратной формы выработки – $H_{\text{бок правый}}(0,5*E) = 1,67$ м, $H_{\text{бок правый}}(E) = 0,9$ м, $H_{\text{бок правый}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{бок правый}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{бок правый}}(0,5*E)$ в 1,86 раза глубже $H_{\text{бок правый}}(E)$); для арочной выработки – $H_{\text{бок правый}}(0,5*E) = 1,27$ м, $H_{\text{бок правый}}(E) = 0,67$ м, $H_{\text{бок правый}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{бок правый}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{бок правый}}(0,5*E)$ в 1,9 раза глубже $H_{\text{бок правый}}(E)$); для круглой формы выработки – $H_{\text{бок правый}}(0,5*E) = 0,81$ м, $H_{\text{бок правый}}(E) = 0,39$ м, $H_{\text{бок правый}}(1,5*E) = 0$ м, $H_{\text{бок правый}}(2*E) = 0$ м ($H_{\text{бок правый}}(0,5*E)$ в 2,08 раза глубже $H_{\text{бок правый}}(E)$).

Результаты численной модели Mar3D показывают, что чем больше коэффициент Пуассона, тем больше расстояние от кровли или боков выработки до границы зоны растягивающих деформаций.

3.5 Оценка степени влияния основных параметров на формирование зон растягивающих деформаций

Анализ степени влияния определяет, как различные значения независимой переменной влияют на конкретную зависимую переменную при заданном наборе допущений. Другими словами, данный анализ изучает, изменение различных параметров $a = (a_1, a_2, \dots, a_i, \dots, a_n)$ в математической модели, которые способствуют изменению функции P [126].

Для данного метода необходимо установить связь между характеристиками и параметрами системы $P = f(a_1, a_2, \dots, a_n)$, которая выражается аналитическим способом для более сложных систем или графиками.

После настройки данной системной модели необходимо указать эталонный набор параметров. После определения набора опорных параметров выполняется анализ восприимчивости каждого параметра. При анализе степени влияния параметра a_k на характеристики параметра P , принимаются эталонными такие параметры как: $P = f(a_1^*, a_2^*, a_3^* \dots, a_{k-1}^*, a_k, a_{k+1}^*, \dots, a_n)$.

Небольшие изменения в a_k вызывают большие изменения P , a_k является параметром высокой степени влияния; однако, если большие изменения в a_k вызывают небольшие изменения P , a_k является параметром низкой степени влияния.

При изменении параметров в диапазоне значений таких как: индекс Q , E , ν и главные напряжения, происходят большие изменения расстояния от кровли или боков

выработки до границы зон растягивающих деформаций - 350με. Оценка степени влияния различных параметров на формирование зон растягивающих деформаций определяется как [126]:

$$S(a_k) = \max \left\{ \left(\frac{U_{a_k \max} - U^*}{U^*} \right); \left(\frac{U^* - U_{a_k \min}}{U^*} \right) \right\}, \quad (3.3)$$

где $S(a_k)$ - степень влияния параметра a_k ; U^* - значение стандартной характеристики, соответствующее набору основных значений параметров; $U_{a_k \max}$ и $U_{a_k \min}$ - максимальное и минимальное значение в пределах диапазона изменения параметра a_k .

Свойства горных пород на руднике «Таймырский» представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.1 – Основные значения и вариации параметров

Название параметра	Е, ГПа	ν	Индекс Q	Глубина Н, м
Основное значение	63,1	0,26	52,5	1100
Диапазон изменения	31,5÷157,7	0,2÷0,3	2,5÷70	1100÷1900

Изменение параметров Е, ν , индекс Q и глубины ведения горных пород влияет на расстояние от кровли и боков выработки вчерне до границы зон растягивающих деформаций, таблица 3.2

Таблица 3.2 – Влияние различных параметров на глубину распространения зон растягивающих деформаций в кровле и в боках выработок

	В кровле и в боках			
	Н ↑	Е ↑	ν ↑	Q ↑
Квадратная	↑	↓	↑	↓
Арочная	↑	↓	↑	↓
Круглая	↑	↓	↑	↓

На рисунке 3.11 представлена гистограмма анализа степени влияния основных факторов и параметров на зону растягивающих деформаций.

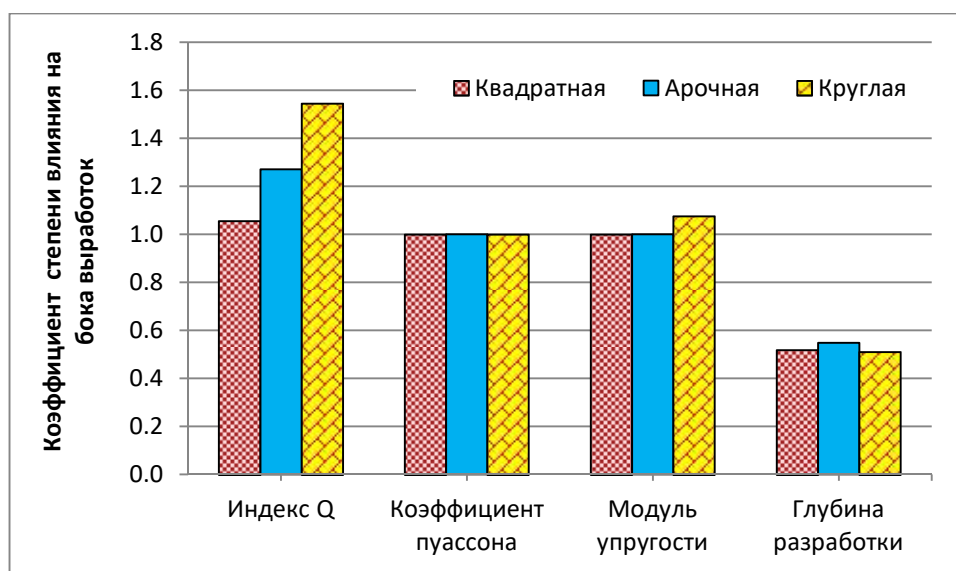


Рисунок 3.11 – Гистограмма анализа влияния параметров на зону растягивающих деформаций в боках выработки

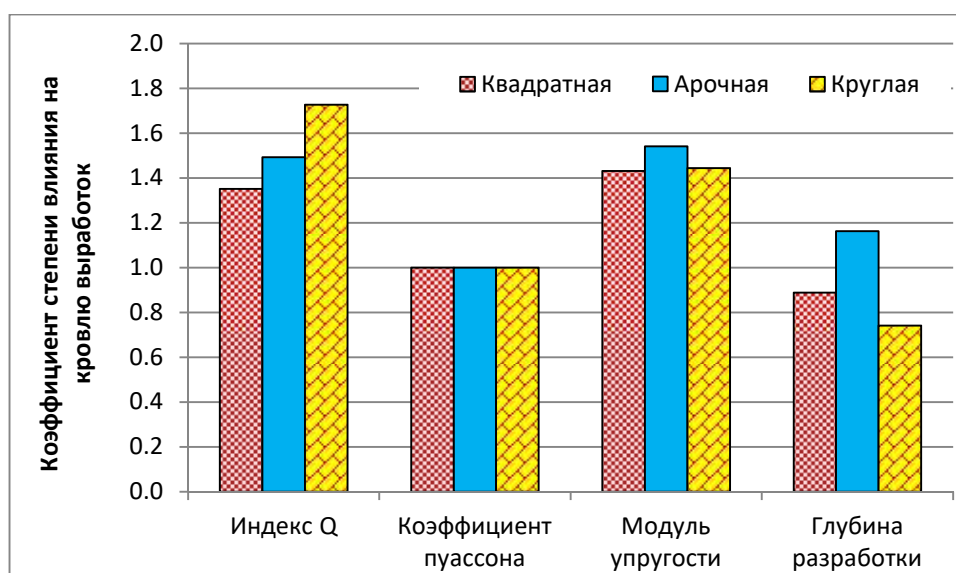


Рисунок 3.12 – Гистограмма анализа влияния параметров на зону растягивающих деформаций на кровле выработки

Таблица 3.3 – Степень влияния параметров на формирование зоны растягивающих деформаций в кровле и боках выработки

	В кровле	В боках
Квадратная	$E > \text{Индекс } Q > \nu > H$	$\text{Индекс } Q > E > \nu > H$
Арочная	$E > \text{Индекс } Q > H > \nu$	$\text{Индекс } Q > E > \nu > H$
Круглая	$\text{Индекс } Q > E > \nu > H$	$\text{Индекс } Q > E > \nu > H$

Результаты, представленные в таблице 3.3, показывают, что индекс Q и модуль упругости горных пород оказывают наибольшее воздействие на формирование зон растягивающих деформаций в боках и кровле арочной, круглой и квадратной выработок.

3.6 Выводы по главе 3

В ходе выполнения работы получены следующие выводы:

1. По полученным результатам численного моделирования в программном комплексе Map3D исследованы структуры формирования вторичного поля напряжений во вмещающем массиве выработок различной формы сечения на глубине свыше 1 км.
2. Результаты, полученные методом численного моделирования Map3D, показывают: чем больше значение индекса Q , тем меньше мощность образования трещиноватости в массиве.
3. С увеличением глубины ведения горных работ и коэффициента Пуассона увеличивается зона растягивающих деформаций.
4. Результаты численного моделирования показывают: чем больше модуль упругости, тем меньше размер зоны растягивающих деформаций.
6. Индекс Q и модуль упругости горных пород оказывают наибольшее влияние на образование зон растягивающих деформаций в массиве горных выработок.

Глава 4 Разработка рекомендаций по креплению горных выработок с учетом прогноза мощности зон растягивающих деформаций

4.1 Введение

Основное назначение крепи горных выработок – стабильное поддержание проходки при минимальных сдвигах горной породы. Системы крепи должны быть надежными, обеспечивать безопасные условия труда. Система крепи может состоять из одного или нескольких вариантов крепления горных выработок, в зависимости от условий нагрузки и степени разрушения породы: 1. анкер; 2. закрепление поверхности (торкретбетон, сетка, фибробетон).

Зная величину растягивающей деформации массива горных пород, при которой образуются и развиваются трещины, определяется потенциальная нестабильность горной массы вокруг выработки, а также длина анкеров для закрепления их в устойчивой части массива.

В данной главе рассматриваются системы крепи с учетом зоны растягивающих деформаций, в котором длина анкера и масса потенциального нарушения вокруг выработки рассчитываются на основе зоны растягивающих деформаций, 350мк, вокруг выработок. Программы Map3D и Phase2 использовались для расчета параметров крепи для зон растягивающих деформаций.

4.2 Оценка устойчивости подготовительных выработок

Численные моделирования (Map3D) выполняются на основе оценки устойчивости массива до и после крепления выработок. Прочность массива горных контролируется коэффициентом прочности (Strength Factor SF). Коэффициент прочности определяется как отношение прочности на сжатие горных пород к напряжению после отработки выработанного пространства. Устойчивость выработок считается недостаточной при коэффициенте прочности $SF < 1,0$.

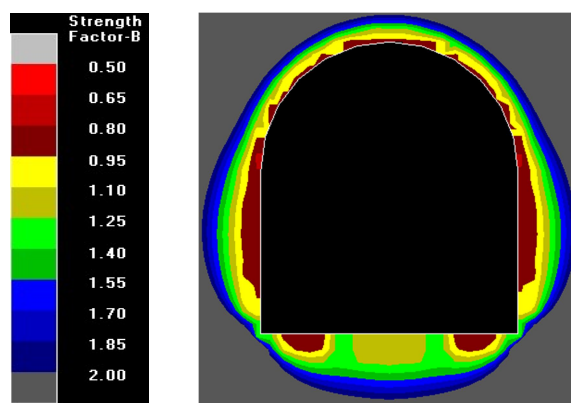


Рисунок 4.1 – Потенциальное разрушение с параметрами хрупкости Хука-Брауна (коэффициент прочности < 1)

На рисунке 4.1 показана возможность разрушения (коэффициент прочности < 1) с параметрами хрупкости Хука-Брауна. Видно, что на кровле и боках выработок породы будут наблюдаться проблемы со стабильностью.

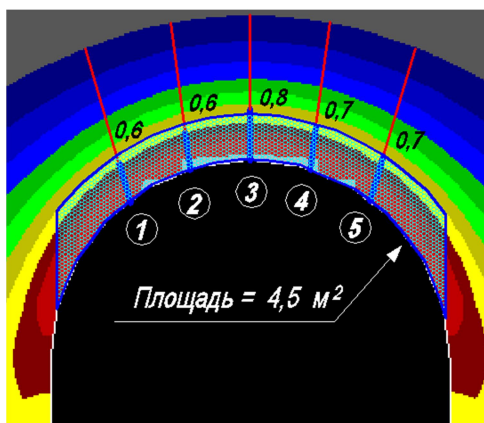


Рисунок 4.2 – Площадь потенциальной разрушающей поверхности оценивается по зоне растягивающих деформаций со значениями $350\mu\epsilon$

Проведено исследование растяжения трещин методом численного моделирования на руднике «Таймырский». Значение растягивающей деформации трещиноватости при растяжении составляет $\mu\epsilon \geq 350$. Глубина трещинообразования при растяжении, вызванного напряжением в кровле, достигает глубины до 1,6 м. Объем потенциального разрушения горных пород составляет 29 м^3 , что соответствует массе примерно 85 т.

4.3 Расчет параметров системы крепления выработок

4.3.1 Определение параметров анкерного крепления

В таблице 4.1 представлены эмпирические зависимости при определении длины анкеров. В данном исследовании длина анкеров, определенная методом численной модели Map3D, сравнивается с результатами длины анкеров, полученной экспериментальными формулами.

Таблица 4.1 – Эмпирические формулы определения длины анкера

Длина анкера	Комментарии	Источник
$L = 0,67 \times S^{0,67}$	-	[127]
$L = 0,3 \times S$	Пролет > 15 м, чередуется с дополнительным анкерным креплением	[128]
$L = 2 + 0,15 \times S$	Подходит для слабых горных массивов (кровля и бок выработок)	[129]
$L = 2 + \frac{0,15 \cdot B}{ESR}$	ESR = 1 для сопряжений всех выработок; ESR = 1,4 для подготовительных выработок; ESR = 1,6 для нарезных выработок	[129]

Примечание: S - пролет (span), H - высота выработки, S_p - расстояние между основными анкерами, B - ширина выработки и ESR - коэффициент поддержания выработки.

В таблице 4.1 эмпирическая формула для определения длины анкеров выражается:

$$L = 2 + \frac{0,15 \cdot B}{ESR} = 2 + \frac{0,15 \times 5,7}{1,4} = 2,61 \text{ (м)}$$

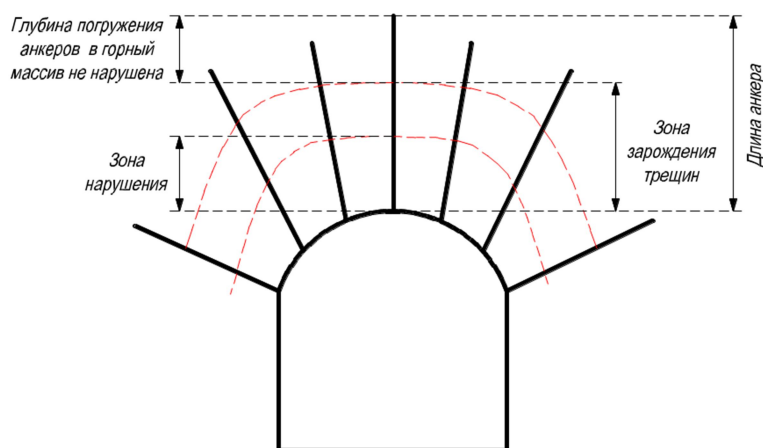


Рисунок 4.3 – Зоны для расчета армирования горных пород

Расчет крепления выработки при наличии трещин растяжения выполнен методом трехмерного численного моделирования. На рисунке 4.3 представлена зона нарушенного массива горных пород и зона образования трещины.

В рудниках глубина нарушенной породы определяется от границы выработки до зон растягивающих деформаций (зоной возможного обрушения массива, $350\mu\epsilon$). Длина анкерной крепи определяется зоной возникновения трещин растяжения в массиве.

С учетом полученных результатов численного моделирования и калибровки модели установлено, что: зоны растягивающих деформаций (зоны возникновения трещин) со значениями $\mu\epsilon \geq 200$ формируются в кровле и боках выработки на глубине $H_{кр.} = 1,36$ м, $H_{бок} = 1,54$ м; проектная длина анкеров, необходимая для закрепления их замковой части в устойчивой части массива составляет 2,1 – 2,4 м.

На рисунке 4.4 представлено влияние величины расстояния между анкерами на глубину распространения зон растягивающих деформаций вокруг выработок. Оптимальное расстояние между анкерами для массива горных пород - 1,1 м.

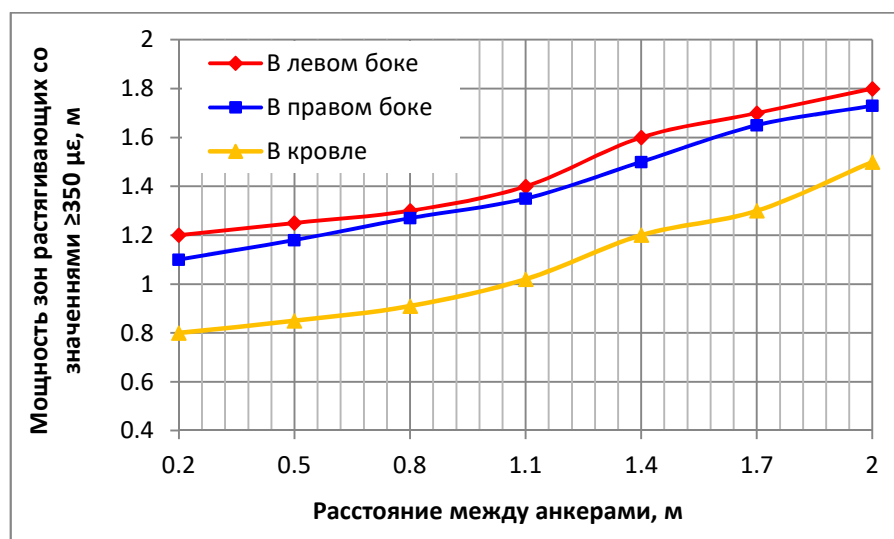


Рисунок 4.4 – Влияние величины расстояния между анкерами на глубину распространения зон растягивающих деформаций вокруг выработок

4.3.2 Определение толщины торкретбетона

Результаты расчетов мощности и перемещения зон растягивающих деформаций $350\mu\epsilon$ для различной толщины торкретбетона в выработках представлены на рисунке 4.5.

Торкретирование оказывает значительное влияние на мощность зон растягивающих деформаций, чем на перемещение. С увеличением толщины торкретбетона свыше 60 мм, происходит уменьшение смещения и глубины распространения зон растягивающих деформаций. Оптимальная толщина торкретбетона - 60 мм.

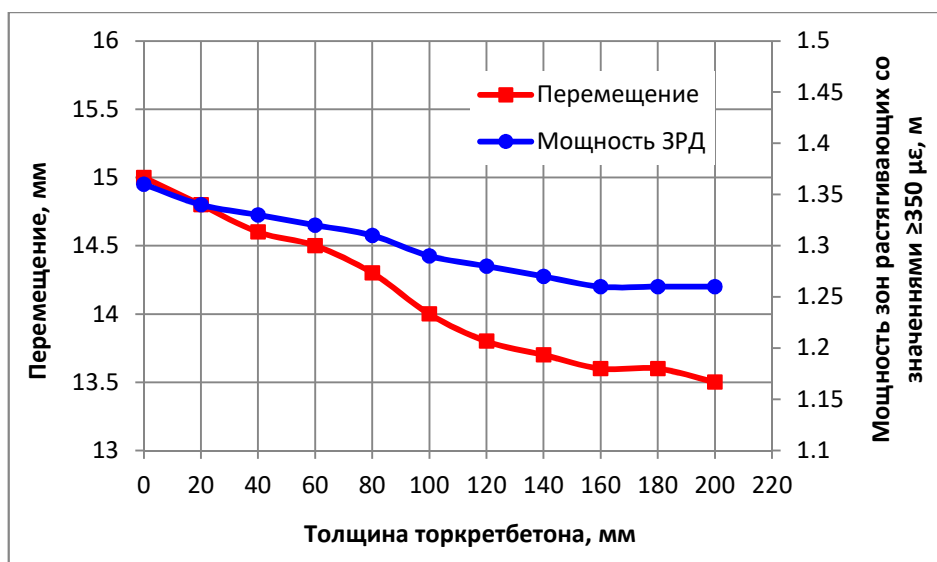


Рисунок 4.5 – Перемещение и мощность зон растягивающих деформаций вокруг выработок в зависимости от толщины торкретбетона

4.4 Рекомендации по креплению подготовительных горных выработок

Определение размеров зон растягивающих деформаций методом численного моделирования и дальнейшая калибровка модели позволяет достоверно рассчитывать выбранные параметры для анкерной крепи проходческой выработки, что сведено в таблицу 4.2.

Таблица 4.2 – Параметры крепи выработок при значении растягивающих деформаций
350με

Типы и параметры крепи			
Временная (предохранительная)	Отставание временной (предохранительной) крепи, м	Постоянная	Отставание постоянной крепи, м
+ Толщина торкретбетона: не менее 60 мм по кровле и бокам + По кровле: сталеполимерный анкер (СПА), фрикционные анкеры (ФА), длинные анкеры 2,4 м с шагом 1,1×1,1 м + По бокам: СПА, ФА , длинные анкеры 2,4 м с шагом 1,1×1,1 м	Торкретбетон кровля - 5,0 борта - 10,0	+ Толщина торкретбетона: не менее 60 мм по кровле и бокам. + По кровле: СПА, длинные анкеры 2,4 м с шагом 1,1×1,1 м и металлическая сетка (для Swellex) с ячейкой не более 200 мм. + По бокам: СПА, длинные анкеры 2,4 м с шагом 1,1×1,1 м.	Торкретбетон - 15,0 Металлическая сетка (для СПА) - 15,0
	Анкеры - 1,1	+ Толщина торкретбетона: не менее 60 мм по кровле и бокам. + По кровле: ФА, длинные анкеры 2,4 м с шагом 1,1×1,1 м и армокаркас (для СЗА) 0,95×0,95 м. + По бокам: ФА, длинные анкеры 2,4 м с шагом 1,1×1,1 м и армокаркас (для СЗА) 0,95×0,95 м.	Торкретбетон - 15,0 Металлическая сетка (для Swellex) - 15,0

4.5 Выводы по главе 4

Длина анкера и площадь неустойчивых горных пород определяются зонами растягивающих деформаций вокруг выработки.

Для оптимального выбора системы крепи необходимо ранжировать имеющиеся варианты. В данном исследовании рекомендовано крепление выработки для зон растягивающих деформаций со значением 350με

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Диссертация является законченной научно-квалификационной работой, в которой на основе проведенных теоретических и экспериментальных исследований решена актуальная научная задача определения мощности зон растягивающих деформаций, формируемых при проходке и поддержании подготовительных горных выработок на глубинах свыше 1 км, что имеет существенное значение для повышения эксплуатационной надежности и безопасности подземных горных работ.

Основные научные результаты и выводы по выполненным в диссертации исследованиям заключаются в следующем:

1. Проведен анализ современного состояния исследований в области обеспечения устойчивости подземных выработок в процессе их строительства на глубинах свыше 1 км. Установлено, что при расчете устойчивости проходческих выработок на таких глубинах необходимо учитывать наличие трещин растяжения даже в условиях действия только сжимающих нагрузок.

2. Получены аналитические выражения для прогнозирования образования и распространения трещин растяжения на основе физико-механических свойств горных пород (предела прочности на сжатие, коэффициента Пуассона и модуля упругости).

3. Определено влияние глубины ведения горных работ, форм выработок, главных действующих напряжений в массиве, физико-механических свойств горных пород и качества породного массива (по системе Бартон) на формирование зоны растягивающих деформаций вокруг выработок, представленное в виде графических зависимостей.

4. Установлено, что качество породного массива (по системе Бартон) и модуль упругости горных пород оказывают наибольшее влияние на образование зоны растягивающих деформаций. Ранжирование влияния параметров на формирование зон растягивающих деформаций имеет большую значимость при расчете систем крепления.

5. Разработана методика калибровки численной модели для обеспечения соответствия расчетного расстояния от кровли выработки до участка возникновения первой трещины в массиве горных пород расстоянию от кровли выработки до участка растягивающих деформаций в массиве (участок возможного обрушения массива).

6. Определено, что в условиях ЗФ ПАО «ГМК «Норильский никель» установку крепи следует производить для зон растягивающих деформаций со значением $\mu \varepsilon \geq 350$, при этом толщина торкретбетона должна быть не менее 60 мм, или следует применять металлическую сетку с ячейкой не более 200 мм и длинные анкеры (2,4 м) по кровле и бокам выработки.

7. Разработаны «Методические рекомендации по прогнозу мощностей зон растягивающих деформаций и креплению подготовительных горных выработок на больших глубинах», принятые к использованию на Таштагольской и Шерегешской шахтах филиала «Евразруда – филиал АО «Евраз ЗСМК»

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Freeman LW HR. Supplying society with natural resources: The future of mining-From Agricola to Rachel Carson and beyond // The Bridge. 2014. Pp. 24-32.
2. National Research Council Washington D. Can earth's and society's systems meet the needs of 10 billion people // The National Academies Press. 2014. 102 p. DOI: 10.17226/18817.
3. URL: http://www.lucintel.com/reports/metals_mining/global_mining_industry_2012-2022_trend,_profit_and_forecast_analysis_may_2021.aspx. (Дата последнего обращения - 10.09.2021)
4. Gramberg J. A non-conventional view on rock mechanics and fracture mechanics // Taylor & Francis. 1988. 264 p.
5. W. F. Brace, E. G. Bombolakis. A note on brittle crack growth in compression // Journal of Geophysical Research. – 1963. – Vol. 68. – Pp. 3709-3713. DOI: 10.1029/JZ068i012p03709.
6. C. Fairhurst, N.G.W. Cook: The of Maximum Phenomenon of Rock Splitting Parallel to the Direction Compression In the Neighbourhood of a Surface // International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering. Lisbon, Portugal. – 1966. – Pp. 1 – 6.
7. Оловянный А.Г. Механика горных пород моделирования разрушений // СПб.: ООО «Издательско-полиграфическая компания «КОСТА». 2012. 280 с.
8. Лушников В.Н., Сэнди М.П., Еременко В.А., Коваленко А.А., Иванов И.А. Методика определения зоны распространения повреждения породного массива вокруг горных выработок и камер с помощью численного моделирования // Горн. журнал. – 2013. – № 12. – С. 11–16.
9. Нгуен Ван Минь, Еременко В.А., Умаров А.Р., Косырева М. Оценка влияния формы выработки и действующих напряжений на формирование зон нелинейных деформаций в массиве горных пород на глубине свыше 1,5 км // Международная конференция ИПКОН РАН. – 2019. – С. 217–224.
10. Stacey T.R., De Jongh C.L. Stress fracturing around a deep level bored tunnel // Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy. 1977. Vol 78. Pp. 124 – 133.
11. Stacey T.R. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. – 1981. – Vol.18 – Pp. 469–474. DOI: 10.1016/0148-9062(81)90511-8.

12. Hoek E, Diederichs M. Empirical estimation of rock mass modulus // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2006. – Vol 43. – Pp. 203-215. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2005.06.005.
13. Hoek E, Martin CD. Fracture initiation and propagation in intact rock - A review // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2014. – Vol. 6. – Pp. 287-300. DOI: 10.1016/j.jrmge.2014.06.001.
14. Bieniawski ZT. Mechanism of brittle fracture of rock Part I- Theory of the fracture of rock // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. – 1967. – Vol. 4. – Pp. 395-406. DOI: 10.1016/0148-9062(67)90030-7.
15. Ndlovu X, Stacey T. Observations and analyses of roof guttering in a coal mine // Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. – 2007. – Vol 107. – Pp.477-491.
16. Wesseloo J. Predicting the extent of fracturing around underground excavations in brittle rock // Proceedings of the South African Young Geotechnical Engineers Conference, South African Institution of Civil Engineering. – 2000. – 12 p.
17. Баклашов И.В. Геомеханика // Издательство Московского государственного горного университета. Москва. 2005. 208 с. ISBN: 5-7418-0325-3.
18. Крауч С, А.Старфилд. Методы граничных элементов в механике твердого тела // Мир. – 1987. – 328 с.
19. Ксендзенко Л.С., Макаров В.В., Опанасюк Н.А., Голосов А.М. Закономерности деформирования и разрушения сильно сжатых горных пород и массивов // Владивосток: Инженерная школа ДВФУ. – 2014. – С. 226 – 239.
20. Опарин В.Н., Тапсиев А.П., Розенбаум М.А., Рева В.Н. и др. Зональная дезинтеграция горных пород вокруг подземных выработок // Изд-во СО РАН. Новосибирск. 2008. 276 с. ISBN 5769209992.
21. Гузев М.А., Макаров В.В. Деформирование и разрушение сильно сжатых горных пород вокруг выработок // Владивосток: Дальнаука. 2007. 231 с. ISBN 5804407953.
22. Макаров В.В., Куксенко В.С., Рассказов И.Ю., Дамаскинская Е.Е. Прогнозирование геодинамических явлений в сильно сжатых горных породах и массивах // Владивосток ДВФУ. 2013. 130 с. ISBN: 978-5-7444-3024-5.
23. Н.Г. Высотин, М.А. Косырева, В.И. Лейзер, З.В. Аксенов: Обоснование создания комплексного стенда для физического моделирования геомеханических процессов во вторичных полях напряжений в условиях разработки месторождений конвергентными

горными технологиями // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2019. - № 10. – С. 131-145.

24. Deere D, Hendron A, Patton F, Cording E. Design of surface and near surface construction in rock: Failure and breakage of rock // 8th U.S. Symposium on Rock Mechanics: Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers. – 1967. – Pp. 237-302.

25. Bieniawski Z. Engineering classification of jointed rock masses // Transaction of the South African Institution of Civil Engineers. – 1973. Vol 15. – Pp. 335-344.

26. Abbas S, Konietzky H. Rock Mass Classification Systems // In Introduction to Geomechanics: Department of Rock Mechanics, Technical University Freiberg, Germany. – 2014. – Pp. 1 – 48.

27. Barton N, Lien R, Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support // Rock Mechanics. – 1974. – Vol 6. – Pp. 189–236. DOI: 10.1007/BF01239496.

28. Nick Barton, Neil Bar. Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects // International Society for Rock Mechanics. – 2015. – Pp. 1 – 15. DOI: 10.13140/RG.2.2.23298.79042.

29. Hoek E, Brown E. Underground excavations in rock // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 1980. 536 p. DOI: 10.1201/9781482288926.

30. Barton N. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design // International journal of rock mechanics and mining sciences. – 2002. – Vol 39. – Pp. 85-216.

31. Bahrani N. Estimation of confined peak strength for highly interlocked jointed rockmasses // Doctoral. Laurentian University of Sudbury, Canada. 2015. 345 p.

32. Kaiser, P.K. Challenges in rock mass strength determination for the design of underground excavations // 13th International Society for Rock Mechanics. – 2016. – Pp. 1 – 14.

33. Brady B, Brown E. Rock mechanics for underground mining // Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research 2007. 614 p.

34. Hoek E, Martin C. Fracture initiation and propagation in intact rock—a review // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2014. Vol 6. – Pp. 287-300. DOI: 10.1016/j.jrmge.2014.06.001.

35. Bieniawski Z. Determining rock mass deformability: experience from case histories // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. – 1987. – Vol 15. – Pp. 237-247.
36. Serafim J, Pereira J. Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski // In Proceedings international symposium engineering geology and underground construction. – 1983. – Vol 1. – Pp. 1133-1142.
37. Mitri H, Edrissi R, Henning J. Finite element modeling of cablebolted stopes in hard rock ground mines // Presented at the SEM annual meeting: New Mexico, Albuquerque. – 1994. – Pp. 94-116.
38. Read S, Perrin N, Richards L. Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks // International Society for Rock Mechanics In 9th ISRM Congress: Paris, France. – 1999. – Pp. 655-660.
39. Nicholson G, Bieniawski Z. A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification // Geotechnical and Geological Engineering. – 1990. – Vol 8. – Pp. 181-202.
40. Carvalho J. Estimation of rock mass modulus. – 2004. – 8 p.
41. Sonmez H, Gokceoglu C, Ulusay R. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2004. – Vol 45. – Pp. 849-857. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2003.01.006.
42. Diederichs M, Kaiser P. Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 1999. – Vol 36. – Pp. 97-117.
43. Zhang L, Einstein H. Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2004. – Vol 41. – Pp. 337-341.
44. Serafim J, Pereira J. Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski // In Proceedings of international symposium on engineering geology and underground construction. – 1993. – Pp. 1133-1144.
45. Hoek E, Brown E. Practical estimates of rock mass strength // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 1997. – Vol 34. – Pp. 1165-1186. DOI: 10.1016/S1365-1609(97)80069-X.

46. Ramamurthy T., Rao G., Rao K. A strength criterion for rocks // In Proceedings of Indian geotechnical conference: Roorkee, India. – 1985. – Pp. 59-64. DOI: 10.1016/j.mechmat.2020.103721.
47. Kalamaras G, Bieniawski Z. A rock mass strength concept for coal seams // In Proceedings of the 12th International Conference on Ground Control in Mining: Morgantown. – 1993. – Pp. 3-5.
48. P.R. Sheorey. Empirical Rock Failure Criteria // CRC Press. 1997. 200 p.
49. Aydan O, Dalgic S. Prediction of deformation behaviour of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian fault zone // In Proceedings of the regional symposium on sedimentary rock engineering: Taipei. – 1998. – Pp. 228-230.
50. Bieniawski Z. Rock mass classifications in rock engineering // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. – 1976. – Vol 14. – Pp. 97-106.
51. Tokashiki N, Aydan Ö. The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of rock mass // Journal of Geotechnical Engineering. – 2010. – Vol 66. – Pp. 397-406. DOI: 10.1016/S1365-1609(03)00013-3.
52. L.Jing. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2003. – Vol 40. – Pp. 283 – 353.
53. T. Szwedzicki. A Hypothesis on Modes of Failure of Rock Samples Tested in Uniaxial Compression // Rock Mechanics and Rock Engineering. – 2007. – Vol 40. – Pp. 97 – 104.
54. Richard M.Ruffolo, AbdulShakoor. Variability of unconfined compressive strength in relation to number of test samples // Engineering Geology. – 2009. – Vol 108. – Pp. 16 – 23.
55. Guzev MA, Odintsev VN, Makarov VV. Principals of geomechanics of highly stressed rock and rock massifs // Tunnelling and Underground Space Technology. – 2018. – Vol 81. – Pp. 506-511.
56. Lee H, Haimson BC. True triaxial strength, deformability, and brittle failure of granodiorite from the San Andreas fault observatory at depth // Int J Rock Mech Min Sci. – 2011. – Vol 48. – Pp. 1199-1207. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2011.08.003.
57. RJ Durrheim. Mitigating the risk of rockbursts in the deep hard rock mines of South Africa: 100 years of research // Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. – 2010. – Pp. 156-171.

58. Wesseloo, J, Stacey T. R. A Reconsideration of the extension strain criterion for fracture and failure of rock // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. – 2016. – Vol 49. – Pp. 4667-4679. DOI: 10.1007/s00603-016-1059-0.
59. S. S. Pang, W. Goldsmith. Investigation of crack formation during loading of brittle rock // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. – 1990. – Vol 23. – Pp. 53-63.
60. ShaoJun Li, XiaTing Feng, ZhanHai Li, BingRui Chen, Quan Jiang, ShiYong Wu, Bin Hu, JinSong Xu. In situ experiments on width and evolution characteristics of excavation damaged zone in deeply buried tunnels // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. – 2011. – Vol 54. – Pp. 167-174. DOI: 10.1007/s11431-011-4637-0.
61. DiYuan Li, Louis Ngai Yuen Wong. The Brazilian Disc Test for Rock Mechanics Applications: Review and New Insights // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. – 2013. – Vol 46. – Pp. 269-287. DOI: 10.1007/s00603-012-0257-7.
62. S. Stefanizzi, G. Barla, P.K. Kaiser. Numerical Modeling of Strain Driven Fractures Around Tunnels In Layered Rock Masses // *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering: Taylor and Francis Group, London: International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*. – 2007. – Vol 2. – Pp. 971-974.
63. Barton. N, Shen. B. Extension failure mechanisms explain failure initiation in deep tunnels and critical heights of cliff faces and near-vertical mountain walls // *51st U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium: San Francisco, California, USA: American Rock Mechanics Association*. – 2017. – Pp. 1-20.
64. Simmons. JV, Simpson. PJ. Extension, Stress and Composite Failure in Bedded Rock Masses // *International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering: Perth, Australia: Australian Centre for Geomechanics*. – 2007. – Pp. 213-223. DOI: 10.36487/ACG_repo/708_11.
65. Ndlovu X. Three dimensional analyses of stress and strain distributions around bord and pillar geometries. Master. University of the Witwatersrand. 2007. 171 p.
66. Еременко В. А, Аксенов З. В, Пуль Э. К, Захаров Н. Е. Исследование структуры вторичного поля напряжений призабойной части подготовительных выработок при проходке выбросоопасных пластов с использованием программы Map3D // *Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал)*. – 2020. – № 5. – С. 91-104.

67. Галченко Ю.П, Еременко В.А, Косырева М.А, Высотин Н.Г. Исследование особенностей формирования вторичного поля напряжений при техногенном изменении недр в процессе подземной разработки месторождений // Eurasian Mining. – 2020. – № 1. С. 3 - 7.
68. Нгуен Ван Минь, Еременко В. А, Сухорукова М. А, Шерматова С. С. Оценка влияния формы выработки и действующих напряжений в массиве на формирование зоны растягивающих деформаций на глубине свыше 1 км // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2020. – № 6. – С. 67-75. DOI: 10.25018/0236-1493-2020-6-0-67-75.
69. A. M. Al-Ajmi, R. W. Zimmerman. Relation between the Mogi and the coulomb failure criteria // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2005. – Vol 42. – Pp. 431-439. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2004.11.004.
70. Mingqing You. True-triaxial strength criteria for rock // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2009. – Vol 46. – Pp. 115-127. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2008.05.008.
71. D. K. Hallbauer, H. Wagner, N. G. W. Cook. Some observations concerning the microscopic and mechanical behaviour of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. – 1973. – Vol 10. – Pp. 713-726. DOI: 10.1016/0148-9062(73)90015-6.
72. Aizhong Lu, Ning Zhang, Guisen Zeng. An Extension Failure Criterion for Brittle Rock // Deep Rock Behaviour in Engineering Environments. – 2020. – Vol 2020. – Pp. 1-12. DOI: 10.1155/2020/8891248.
73. Zhi-ming Ye, Huan-ran Yu, Wen-juan Yao. A new elasticity and finite element formulation for different Young's modulus when tension and compression loadings // Journal of Shanghai University. – 2001. – Vol 5. – Pp. 89-92.
74. Jean Lemaitre. How to use damage mechanics // Nuclear Engineering and Design. – 1984. – Vol 80. – Pp. 233-245.
75. Cai M. Practical estimates of tensile strength and the Hoek-Brown strength parameter m_i of brittle rocks // Rock Mechanics and Rock Engineering. – 2010. – Vol 43. – Pp. 167-184. DOI: 10.1007/s00603-009-0053-1.
76. Jacobsson L. Technical Reports P-05-97, P-05-98, P-05-120, P-05-121, P-05-211, P-05-212 // Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. 2005. 81 p.

77. Graue R, Siegesmund S, Middendorf B. Quality assessment of replacement stones for the Cologne Cathedral: mineralogical and petrophysical requirements // *Environ Earth Sci.* – 2011. – Vol 63. – Pp. 1799-1822. DOI: 10.1007/s12665-011-1077-x.
78. Coviello A, Lagioia R, Nova R. On the measurement of the tensile strength of soft rocks // *Rock Mechanics and Rock Engineering.* – 2005. – Vol 38. – Pp. 251-273. DOI: 10.1007/s00603-005-0054-7.
79. Jacobsson L. Technical Reports P-06-37, P-06-38, P-06-73, P-06-74, P-06-270, P-06-271, P-06-299, P-06-300 // Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. – 2006. 45 p.
80. Ramana YV, Sarma LP. Split-collar tensile test grips for short rock cores // *Engineering Geology.* – 1987. – Vol 23. – Pp. 255-261.
81. Gorski B, Anderson T, Conlon T. DGR site characterization documents, technical reports TR-07-03 and TR-08-11. 2009. 24 p.
82. Gorski B, Anderson T, Conlon T. DGR site characterization documents, technical reports TR-08-24 and TR-08-36. 2010. 35 p.
83. Gorski B, Anderson T, Conlon T. DGR site characterization document, technical report TR-09-07. 2011. 21 p.
84. Heikkila E, Hakala M. Posiva laboratory testing reports WR-98-06e, 98-21e. 1998. 29 p.
85. Eloranta P. Posiva laboratory testing report WR-2006-80. 2006. 14 p.
86. Alehossein H, Boland JN. Strength, toughness, damage and fatigue of rock // *Proc of the International Conference on Structural Integrity and Fracture.* – 2013. – 8 p.
87. Eloranta P, Hakala M. Posiva laboratory testing report WR-99-47. 1999. 12 p.
88. Betournay M. Examinatin of URL-1, URL-2, and URL-5 Uniaxial compressive and tensile test data // *Canadian Centre for Mineral and Energy Technology.* 1983. 35 p.
89. Mellor M, Hawkes I. Measurement of tensile strength by diametral compression of discs and annuli // *Engineering Geology.* – 1971. – Vol 5. – Pp. 173-225.
90. Diederichs MS. Instability of hard rockmasses: The role of tensile damage and relaxation // *PhD Thesis. University of Waterloo, Department of Civil Engineering.* 1999. 610 p.
91. Mishra DA, Basu A. Use of the block punch test to predict the compressive and tensile strengths of rocks // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.* – 2012. – Vol 51. – Pp. 119-127. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2012.01.016.
92. Jacobsson L. Technical Reports P-04-170, P-04-172, P-04-173, P-04-174, P-04-223, P-04-225, P-04-226 // Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. 2004. 85 p.

93. Jacobsson L. Technical Reports P-05-97, P-05-98, P-05-120, P-05-121, P-05-211, P-05-212 // Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. 2005. 67 p.
94. Jacobsson L. Technical Reports P-07-142, P-07-143, P-07-145, P-07-146, P-07-207 // Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. 2007. 59 p.
95. Eloranta P, Hakala M. Posiva laboratory testing report WR-98-49. 1998. 12 p.
96. Andreev GE. A review of the Brazilian test for rock tensile strength determination. Part I: calculation formula // Mining Science and Technology. – 1991. – Vol 13. – Pp. 445-456. DOI: 10.1016/0167-9031(91)91006-4.
97. Klanphumeesri S. Direct tension testing of rock specimens // Masters of Engineering Thesis. Suranaree University of Technology. 2010. 104 p.
98. Hardy H R, Jayaraman NI. An investigation of methods for the determination of the tensile strength of rock // Proc of the 2nd Congress Int Soc Rock Mech: Belgrade. – 1970. – Pp. 85-92.
99. Efimov VP. The rock strength in different tension conditions // Journal of Mining Science. – 2009. – Vol 45. – Pp. 569-575. DOI: 10.1007/s10913-009-0071-0.
100. Perras MA, Langford C, Ghazvinian E, Diederichs MS. Numerical delineation of the excavation damage zones: From rock properties to statistical distribution of the dimensions // Proc of Eurock, Stockholm: Sweden. – 2012. – Pp. 1 – 14.
101. Jaeger JC. Failure of rocks under tensile conditions // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. – 1967. – Vol 4. – Pp. 219-227.
102. Pandey P, Singh DP. Deformation of a rock in different tensile tests // Engineering Geology. – 1986. – Vol 22. – Pp. 281-292. DOI: 10.1016/0013-7952(86)90029-3.
103. Lo KY, Hori M. Deformation and strength properties of some rocks in Southern Ontario // Canadian Geotechnical Journal. – 1979. – Vol 16. – Pp. 108-120.
104. Dan DQ, Konietzky H, Herbst M. Brazilian tensile strength tests on some anisotropic rocks // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2013. – Vol 58. – Pp. 1-7. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2012.08.010.
105. Andreev GE. A review of the Brazilian test for rock tensile strength determination. Part II: contact conditions // Mining Science and Technology. – 1991. – Vol 13. – Pp. 457-465. DOI: 10.1016/0167-9031(91)91035-G.
106. E. Hoek, E.T. Brown. The Hoek - Brown failure criterion and GSI - 2018 edition // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2019. – Vol 11. – Pp. 445-463.

107. Mehmet Sari. The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 2009. – Vol 46. – Pp. 613-626. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2008.07.007.
108. Cai M. Practical estimates of tensile strength and the Hoek-Brown strength parameter m_i of brittle rocks // Rock Mechanics and Rock Engineering. – 2010. – Vol 43. – Pp. 167-184. DOI: 10.1007/s00603-009-0053-1.
109. Регламент по оценке нарушенности массива горных пород на рудниках ЗФ ПАО «ГМК «Норильский никель». 2018. 18 с.
110. Еременко В.А., Айнбиндер И.И., Пацкевич П.Г., Бабкин Е.А. Оценка состояния массива горных пород на рудниках ЗФ ОАО «ГМК «Норильский» // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2017. – № 1. – С. 5-17.
111. Xit He-ping, Gao Feng, Ju Yang, Gao Ming-zhong, Zhang Ru, Gao Ya-nan, Liu Jian-feng, Xie Ling-zhi. Quantitative definition and investigation of deep mining // J. of China Coal Society. – 2015. – Vol 40. – Pp. 1-10.
112. Martin CD, Kaiser P, McCreath D. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels // Canadian Geotechnical Journal. – 1999. – Vol 36. – Pp. 136 – 151. DOI: 10.1139/t98-072.
113. Jager AJ, Ryder JA. A handbook in Rock engineering practice for tabular hard rock mines // The Safety in Mines Research Advisory Committee. – 1999. – Pp. 77.
114. Eberhardt E. Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face // International Journal of Rock Mechanics and Mining Science. – 2001. – Vol 38. – Pp. 499-518. DOI: 10.1016/S1365-1609(01)00017-X.
115. Stacey TR, Yathavan K. Example of fracturing of rock at very low stress levels // Int. Cong. Int. Soc. Rock Mech. – 2003. – Vol 2. – Pp. 1155-1159.
116. Read RS, Chandler NA, Dzik EJ. In situ strength criteria to tunnel design in highly-stressed rock masses // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. – 1998. – Vol 35 – Pp. 261-278.
117. Kaiser PK, Diederichs MS, Martin CD, Sharp J, Steiner W. Underground works in hard rock tunnelling and mining // International Society for Rock Mechanics. – 2000. – Pp. 841-926.
118. Zheng Z, Kemeny J, Cook NG. Analysis of borehole breakouts // Journal of Geophysical Research: Solid Earth. – 1989. – Vol 94. – Pp. 7171-7182.

119. C.D. Martin, P.K. Kaiser, D.R. McCreath. Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1999. – Vol 36. – Pp. 1-16.
120. Mohsen Nicksiar, C. D. Martin. Evaluation of Methods for Determining Crack Initiation in Compression Tests on Low-Porosity Rocks // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. – 2012. – Vol 45. – Pp. 607-617. DOI: 10.1007/s00603-012-0221-6.
121. W. F. Brace, B. W. Paulding, Jr. C. Scholz. Dilatancy in the fracture of crystalline rocks // *Journal of Geophysical Research*. – 1966. – Vol 71. – Pp. 3939-3953. DOI: 10.1029/JZ071i016p03939
122. Martin CD, Chandler NA: The progressive fracture of Lac du Bonnet granite // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. – 1994. – Vol 31. – Pp. 643-659. DOI: 10.1016/0148-9062(94)90005-1.
123. E Eberhardt, D Stead, B Stimpson, R S Read. Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1998. – Vol 35. – Pp. 222-233. DOI: 10.1139/cgj-35-2-222.
124. A.V Dyskin, E Sahouryeh, R. JJewell, H Joer, K. B Ustinov. Influence of shape and locations of initial 3-D cracks on their growth in uniaxial compression // *Engineering Fracture Mechanics*. – 2003. – Vol 70. – Pp. 2115-2136. DOI: 10.1016/S0013-7944(02)00240-0.
125. E. Sahouryeh, A. V. Dyskin, L. N. Germanovich. Crack growth under biaxial compression // *Engineering Fracture Mechanics*. – 2002. – Vol 69. – Pp. 2187-2198.
126. Zeng-hui Zhao, Wei-ming Wang, Xin Gao, Ji-xing Yan. Sensitivity Analysis of Mechanical Parameters of Different Rock Layers to the Stability of Coal Roadway in Soft Rock Strata // *The Scientific World Journal*. – 2013. – Vol 2013. – Pp. 1-8. DOI: 10.1155/2013/869040.
127. Lang T, Bischoff J. Design and performance of underground excavations. In *Stability of reinforced rock structure* // London: British Geotechnical Society: British Geotechnical Society. – 1984. – Pp. 11-18.
128. Farmer I, Shelton P. Factors that affect underground rockbolt reinforcement systems design // *Trans. Inst. Min. Metall*. – 1980. – Vol 89. – Pp. A68-A83.
129. Hoek's Corner [<https://www.rocksolid.com/learning/hoek-s-corner>]