

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ

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

На правах рукописи

Маркин Илья Владимирович

**ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ СТВОЛОВ НА УЧАСТКАХ
ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ**

Специальность 2.8.8. – «Геотехнология, горные машины»

**Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук**

**Научный руководитель,
профессор,
доктор технических наук**

**Панкратенко Александр
Никитович**

Москва, 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА	10
1.1 Объемно-планировочные решения стволов на участках сопряжений ...	10
1.2 Напряженное состояние массива горных пород на основных рудных месторождениях Российской Федерации	13
1.3 Современные методы решения геомеханических задач	19
1.4 Цели и задачи диссертационного исследования	24
2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КРЕПИ И ОКОЛОСТВОЛЬНЫХ ПОРОД НА УЧАСТКАХ ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ	26
2.1 Характеристика участков исследования	26
2.2 Методика экспериментальных исследований	29
2.3 Результаты экспериментальных исследований	35
Выводы по главе 2	49
3 МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УЧАСТКОВ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ НА УЧАСТКАХ ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ	51
3.1 Основные расчетные предпосылки по разработке конечно-элементных моделей	51
3.2 Результаты вычислительных экспериментов по оценке несущей способности крепи стволов на участках взаимовлияющих сопряжений	58
Выводы по главе 3	69
4 ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ И РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО КРЕПЛЕНИЮ СТВОЛОВ НА УЧАСТКАХ ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ	71

4.1 Геотехнологические аспекты крепления участков стволов на участках взаимовлияющих сопряжений	71
4.2 Аналитические расчеты параметров передовой крепи стволов.....	75
4.3 Порядок определения параметров крепи на участках взаимовлияющих сопряжений	85
4.4 Апробация разработанных решений на практике	93
Выводы по главе 4 диссертационной работы	98
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	100
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	103
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Схема системы мониторинга ствола	116
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Примеры разработанных нормативно-технических документов	118

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность и степень разработанности темы исследования.

Большинство глубоких рудных месторождений в России отнесено к склонным и опасным по горным ударам. При этом в массиве пород действует неравнокомпонентное поле горизонтальных напряжений, имеющее тектоническую природу. Значения горизонтальных напряжений могут превышать вертикальные гравитационные напряжения в 1,5-2,0 раза и более. В таких условиях осуществляется проходка выработок и эксплуатация большинства рудников Норильского промышленного района, Урала, Забайкальского края, Кольского п-ова и др.

Вскрытие глубоких рудных месторождений осуществляется главными и вспомогательными вертикальными стволами, которые имеют по своей протяженности большое количество сопряжений и приствольных выработок. В период строительства или углубки стволов также могут сооружаться технологические приствольные выработки: водоотливные камеры, камеры размещения подъемных машин и лебедок, ходки и др. Объемно-планировочные решения сопряжений имеют достаточно сложную пространственную форму, характеризующуюся наличием наклонного свода, примыканием вспомогательных камер и выработок.

В силу этих причин в практике отечественного проектирования вертикальных стволов принято разделять протяженные участки и участки ствола в районе сопряжений. Нормативная зона влияния сопряжений составляет 20 м вверх и вниз от места примыкания. При расстоянии между сопряжениями по глубине ствола менее 40 м возможное наложение зон влияния не учитывается, что может привести к недостаточно адекватной оценке геомеханических аспектов взаимодействия системы «крепь – породный массив». Кроме того, современные нормативные документы не позволяют производить обоснованный выбор и расчет параметров крепи для участков стволов между взаимовлияющими сопряжениями в условиях неравнокомпонентного горизонтального поля напряжений. Традиционным подходом является возведение жесткой крепи

большой толщины вслед за подвиганием забоя ствола, а также переход на крепление ствола монолитным железобетоном с двойным арматурным каркасом или тубингами в сложных горно-геологических условиях.

Теоретическая база по обоснованию менее затратных и трудоемких технических и технологических решений по креплению рассматриваемых участков сегодня также остается неразработанной, что сдерживает актуализацию нормативных документов и методик. В этой связи выбранная тема исследований, несомненно, является актуальной.

Цель работы: обоснование параметров технологии крепления шахтных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений, обеспечивающих снижение затрат и сокращение сроков проходческих работ.

Идея работы заключается в применении на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений комбинированной крепи переменного сопротивления, возведённой по параллельной технологической схеме, при этом параметры крепления уточняются при проходке ствола по мере поступления результатов геомеханического мониторинга.

Задачи исследования:

1. Выполнить теоретическую оценку возможности применения нормативных, традиционных и новых методов расчёта крепи стволов на участках сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

2. Провести экспериментальные исследования взаимодействия крепи и околоствольных пород на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

3. На основе численного моделирования исследовать закономерности формирования напряженно-деформированного состояния крепи и пород приконтурного массива на участках взаимовлияющих сопряжений. Провести оценку запаса несущей способности крепи.

4. Разработать рекомендации по определению параметров комбинированной крепи стволов и технологии ее возведения на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

Методы исследований: системный анализ состояния вопроса строительства технически сложных стволовых комплексов, экспериментальные исследования процессов деформирования крепи и приконтурного массива на участках сопряжений стволов в период их проходки и эксплуатации, решение геомеханических задач методами математического моделирования в пространственной постановке с применением специализированных программных комплексов, вероятностно-статистические методы обработки данных экспериментальных исследований и математического моделирования, апробация разработанных решений в проектах строительства вертикальных стволов.

Объектом исследований являются участки сопряжений главных и вспомогательных стволов шахт и рудников, сооружаемые в скальных породах различной категории устойчивости в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

Научные положения, выносимые на защиту:

1. Установлено, что параметры передовой и основной крепи вертикальных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений следует определять с учетом фактических значений коэффициентов неравномерности деформаций приконтурных пород и крепи, изменяющихся в диапазоне 1,25 - 2,5, определяемых экспериментально-аналитическими методами.

2. Математическим моделированием выявлен факт уменьшения в 1,5 – 1,75 раз запаса несущей способности бетонной крепи, возведенной по совмещенной технологической схеме, на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений, при этом интенсивность напряжений в бетоне на 7 - 10% выше, чем в крепи ствола в зоне влияния одиночного сопряжения.

3. Применение комбинированной конструкции крепи, возведенной по параллельной технологической схеме, позволяет сократить затраты и более чем в два раза сроки проходки стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, при этом при отношении максимальных горизонтальных напряжений к минимальным в породном массиве более 1,5 в состав комбинированной крепи следует включать двух-или трехуровневые анкеры, длина которых зависит от интенсивности напряжений в массиве, диаметра ствола и устойчивости околоствольных пород.

Научная новизна работы:

1. Получены временные зависимости изменения относительных деформаций в передовой и основной крепи на участках ствола между взаимовлияющими сопряжениями в характерных точках сечений выработок в период их проходки и эксплуатации.

2. Установлены закономерности изменения напряженно-деформированного состояния приконтурных пород и запаса несущей способности крепи на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

3. Обоснованы теоретические предпосылки и разработан порядок определения параметров комбинированного крепления вертикальных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в зависимости от соотношения между максимальными и минимальными горизонтальными напряжениями в породном массиве.

Теоретическая значимость работы: установленные закономерности изменения напряжений и деформаций в крепи и массиве пород на участках взаимовлияющих сопряжений и рекомендации по определению параметров комбинированной крепи этих участков вносят существенный вклад в развитие строительной геотехнологии в части совершенствования крепления горных выработок в сложных эксплуатационных условиях.

Практическая значимость работы заключается в обосновании параметров конструкции комбинированной крепи и технологических решений по

ее возведению, обеспечивающих снижение затрат и сроков сооружения участков сопряжений вертикальных стволов.

Степень достоверности полученных результатов подтверждается: применением апробированных методов механики подземных сооружений и математической статистики, удовлетворительной сходимостью экспериментальных измерений относительных деформаций в передовой и основной крепи стволов на участках сопряжений и аналогичных значений, полученных методами математического моделирования в трехмерной постановке задачи, применением разработанных решений в нормативно-технических документах и проектной документации для строительства вертикальных стволов.

Личный вклад автора заключается в проведенном анализе объемно-планировочных решений сопряжений стволов и параметров неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений; получении временных зависимостей изменения относительных деформаций в передовой и основной крепи на участках стволов между взаимовлияющими сопряжениями; установлении закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния приконтурных пород и крепи стволов на участках сопряжений в различных условиях; разработке рекомендаций по определению параметров комбинированной крепи стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, а также технологии крепления.

Реализация результатов работы.

Результаты работы использованы при разработке нормативных документов и проектных решений для рудников Норильского промышленного района и Урала.

Апробация работы. Основные положения и результаты работы были доложены на международных научно-технических симпозиумах «Неделя горняка» (Москва, НИТУ «МИСИС» 2022-2024 гг.); 21 и 22-й Международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики (ТулГУ, 2022-2023 гг.).

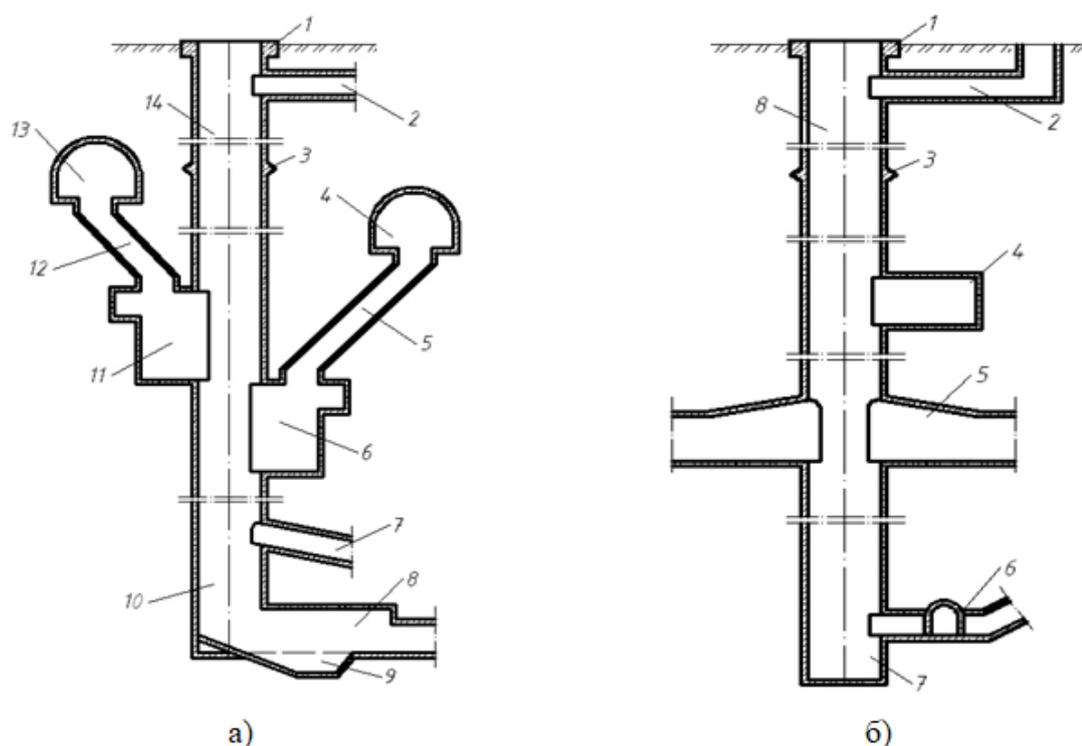
Публикации. По теме диссертации опубликованы 5 работ, из которых 4 – в изданиях, рекомендованных ВАК при Минобрнауки России.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка публикаций по теме диссертации, списка литературы из 109 источников и 2 приложений. Работа изложена на 127 страницах, содержит 55 рисунков и 15 таблиц.

1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА

1.1 Объемно-планировочные решения стволов на участках сопряжений

Главные и вспомогательные вертикальные стволы современных рудников сооружаются вместе с комплексом примыкающих к ним камер и выработок. Их общая характеристика проиллюстрирована на рис. 1.1.1 [1].



а) главного ствола; б) вспомогательного ствола;

1 – оголовок устья ствола; 2 – вентиляционный канал; 3 – опорный венец; 4 – камера опрокидывателя и толкателя угольного (рудного) бункера; 5 – камера угольного (рудного) бункера; 6 – камера загрузочных устройств скипов для выдачи полезного ископаемого; 7 – вентиляционный ходок в камеры для чистки зумпфа и зумпфового водоотлива; 8 – камера для чистки зумпфа; 9 – яма зумпфового отстойника; 10 – зумпф ствола; 11 – камера загрузочных устройств скипов для выдачи породы; 12 – камера породного бункера; 13 – камера опрокидывателя и толкателя породного бункера; 14 – устье ствола; б – вспомогательного ствола: 1 – оголовок устья ствола; 2 – калориферный канал; 3 – опорный венец; 4 – камера перекачной водоотводной станции; 5 – двухстороннее сопряжение ствола с окоlostвольным двором; 6 – камера и ходок зумпфового водоотлива; 7 – зумпф ствола; 8 – устье ствола

Рисунок 1.1.1 – Основные приствольные выработки главного и вспомогательного стволов

На участках близко расположенных сопряжений формируются единые технически сложные стволовые комплексы, необходимые для решения различных производственных задач в течении всего срока службы горного предприятия. При этом вводя понятие технически сложного подземного комплекса, следует различать его технологическую увязку и взаимное геомеханическое влияние выработок друг на друга. В соответствии с требованиями основного нормативного документа в части проектирования вертикальных стволов – СП 91.13330.2012, влияние сопряжения на ствол распространяется на расстояние 20 м вверх от кровли и 20 м вниз от почвы выработки. Таким образом, при расстоянии между сопряжениями менее 40 м можно говорить о формировании участка взаимовлияющих сопряжений, сооружение которых существенно меняет природную картину напряженно-деформированного состояния приконтурного массива пород, а также значительно усложняет режим работы крепи ствола. Также следует отметить, что в период строительства или углубки стволов могут дополнительно сооружаться не только эксплуатационные, но и технологические приствольные выработки большого объема (водоотливные камеры, камеры размещения подъемных машин и лебедок, ходки и др.).

В качестве примера на рис. 1.2.1 приведен разрез нижней части ствола одного из рудников Урала на период углубки.

Расстояния между отметками почвы приствольных выработок изменяются в диапазоне от 7 до 26 м. По пространственной ориентации можно выделить:

1. Расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным в одной плоскости.
2. Расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным перпендикулярно друг другу.
3. Одностороннее примыкание камер в одной плоскости с незначительным разнесением по глубине.

4. Одностороннее примыкание камер к стволу в перпендикулярных плоскостях с незначительным разнесением по глубине.

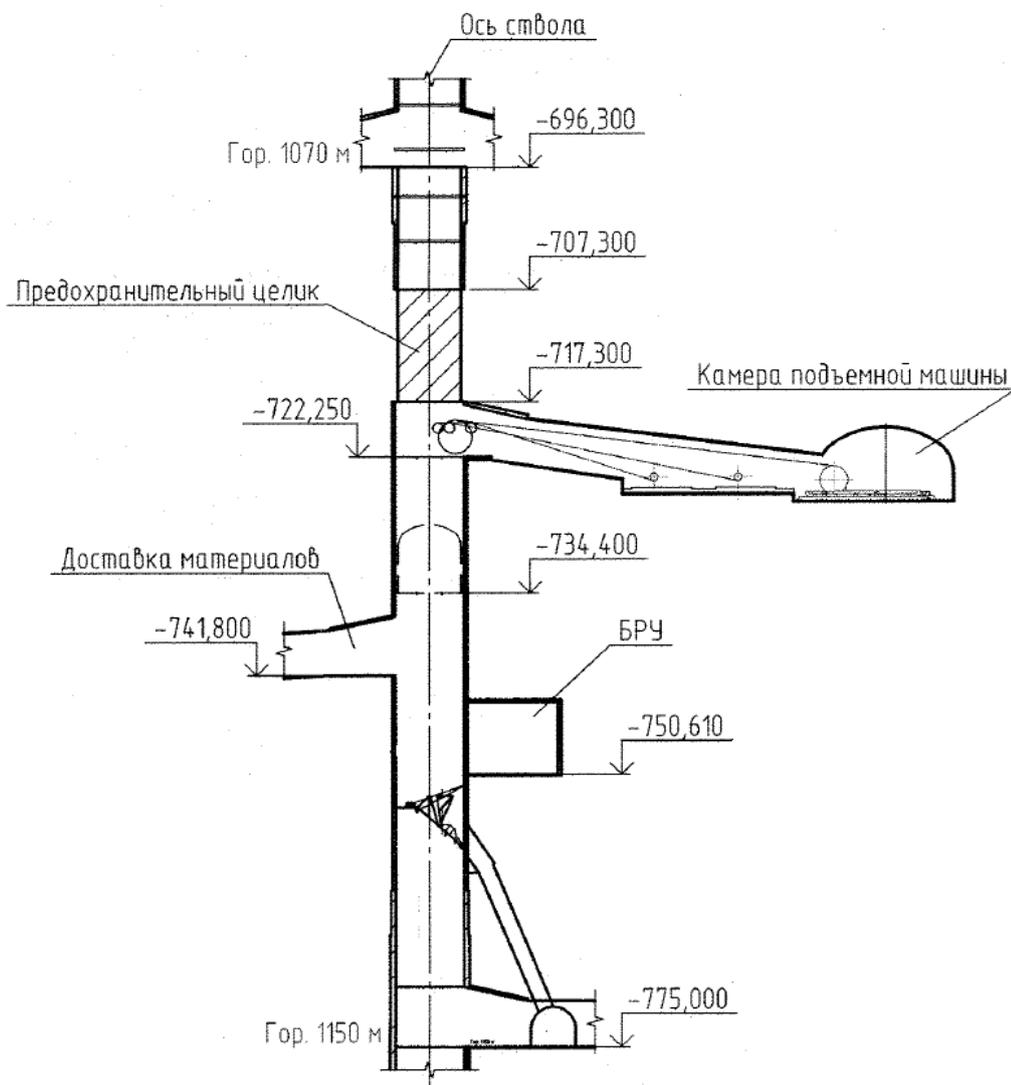


Рисунок 1.1.2 – Пример технически сложного стволового комплекса, формирующегося при углубке ствола

Аналогичный анализ был проведен для 26 проектов главных и вспомогательных стволов современных рудников. На основе обработки данных установлено следующее:

1. Из общего числа сопряжений 32,3% составляют взаимовлияющие сопряжения с расстоянием между ними менее 40 м.

2. 76,5% выделенных технических сложных вертикальных комплексов с взаимовлияющими сопряжениями включают приствольные выработки, расположенные в одной плоскости, 23,5% – во взаимно перпендикулярных плоскостях.

3. Крепление стволов на рассматриваемых участках осуществляется:
- монолитной бетонной крепью толщиной 300 – 500 мм – 12,3%.
 - монолитной железобетонной крепью толщиной 500 мм и более – 67,1%;
 - тубингами, многослойными конструкциями крепи – 20,6%.

Высокая доля применения материалоемких крепей на рассматриваемых участках подтверждает тезис об их технической сложности, при этом при расстоянии между сопряжениями менее 40 м возможное наложение зон влияния в современных нормативных документах не учитывается, что может привести к недостаточно адекватной оценке геомеханических аспектов взаимодействия системы «крепь – породный массив». Особую сложность такая оценка представляет в условиях действия в породном массиве неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

1.2 Напряженное состояние массива горных пород на основных рудных месторождениях Российской Федерации

Отличительной чертой современной горнодобывающей отрасли является значительное усложнение горно-геологических условий и рост глубин сооружаемых вертикальных стволов [2,3]. При этом понимание реальной картины напряженно-деформированного состояния массива горных пород в окрестностях пород в многом определяет эффективность принятых решений по проходке и креплению выработок, также обеспечению их длительной устойчивости в процессе эксплуатации.

Большинство разрабатываемых рудных месторождений России характеризуются сложным напряженным состоянием вмещающего породного массива и рудных тел, а с увеличением глубин подготавливаемых добычных горизонтов ситуация будет только ухудшаться [15,16].

В зарубежной [4-12,22] и отечественной [13-21] геомеханике нашли применение несколько основных моделей природного напряженного состояния массивов месторождений полезных ископаемых. Так в работе [19] показано, что отношение максимальной горизонтальной составляющей напряжений по отношению к вертикальной гравитационной компоненте напряжений изменяется в диапазоне 0,5 - 2,5. В зависимости от указанного соотношения параметры напряжённого состояния массива пород могут быть описаны с помощью гравитационной, геостатической, тектонической и геодинамической моделей (рис. 1.2.1).

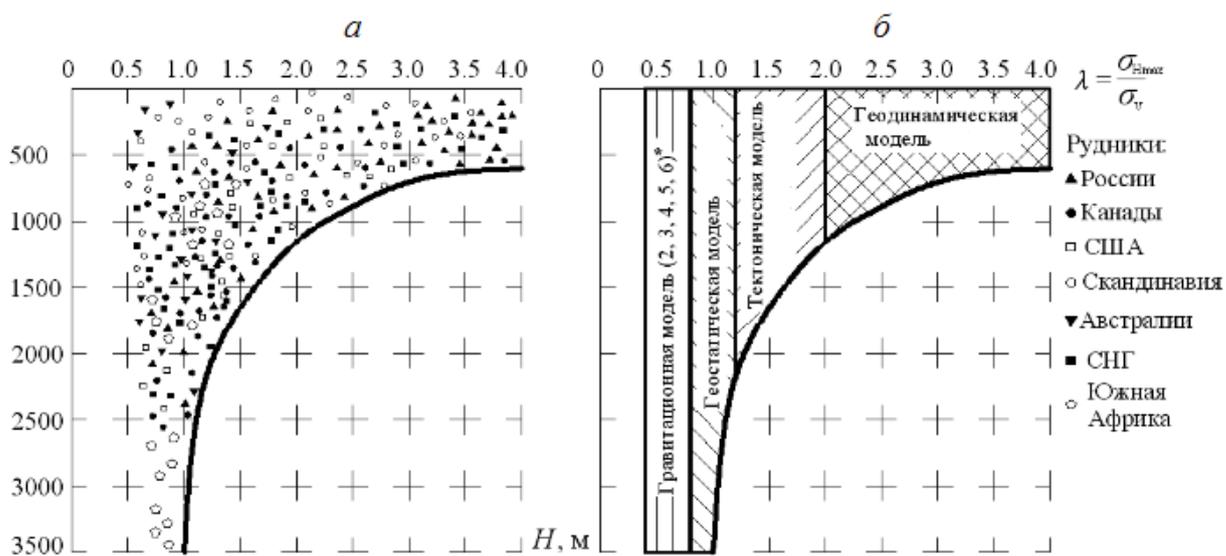


Рисунок 1.2.1 – Геомеханические модели при различном соотношении максимальной горизонтальной и вертикальной компонент напряжений [19]:

а) кривая роста напряжений с глубиной; б) виды моделей

Количественный анализ известных данных о напряженном состоянии вмещающих пород и руд на основных рудниках Норильского промышленного района, Урала, Дальневосточных регионов, Кольского п-ва и др. показывает, что для оценки НДС в окрестности вертикальных стволов наиболее адекватно

может применяться гравитационно-тектоническая модель. При этом из практической геомеханики [17] известны случаи применения нескольких таких моделей.

В первой модели тектонические напряжения вблизи земной поверхности равны нулю, а с глубиной они увеличиваются согласно зависимостям:

$$\lambda_1 = \sigma_1 / \gamma H; \quad \lambda_2 = \sigma_2 / \gamma H, \quad (1.2.1)$$

где γ – средний удельный вес пород налегающей толщи; H – глубина рассматриваемого поперечного сечения ствола от земной поверхности.

Величины напряжений, обусловленные влиянием только тектонической составляющей поля напряжений можно определить по формулам:

$$T_1 = (\lambda_1 - \lambda) \gamma H; \quad T_2 = (\lambda_2 - \lambda) \gamma H, \quad (1.2.2)$$

где λ – коэффициент бокового распора пород, определяемый по формуле А.Н. Динника:

$$\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu}, \quad (1.2.3)$$

здесь μ – коэффициент Пуассона горных пород.

В следующей модели тектонические напряжения являются постоянными, а с глубиной ствола растут только гравитационные напряжения. Величины суммарных горизонтальных напряжений определяются по формуле:

$$\sigma_1 = \lambda \gamma H + T; \quad \sigma_2 = \lambda \gamma H + \psi T, \quad (1.2.4)$$

где T – значения постоянных тектонических напряжений в массиве, определяются для глубины H , на которой выполнены инструментальные измерения напряжений в массиве, по формуле:

$$T = \sigma_1 - \lambda \gamma H; \quad (1.2.5)$$

ψ – коэффициент, определяемый из выражения

$$\psi = (\sigma_2 - \lambda \gamma H) / T. \quad (1.2.6)$$

Тектоническая геомеханическая модель № 3 позволяет описать напряженное состояние пород вокруг ствола с помощью линейных и нелинейных

корреляционных зависимостей, полученных экспериментально-аналитическим путем [18,19].

Практический опыт проектирования стволов показывает, что при отсутствии большого массива экспериментальных данных целесообразно принимать геомеханическую модель № 1, позволяющую обеспечить максимальный запас прочности крепи. В случае хорошей изученности горного массива в окрестности проектируемой выработки, наиболее точные результаты позволяет получить модель № 3 [15].

Вместе с тем в Российской Федерации выполнено крайне малое количество реальных измерений горизонтальных тектонических напряжений на конкретных месторождениях на различных глубинах. В качестве примера из зарубежной практики можно привести результаты исследований китайских ученых [12], где для одного участка месторождения горнодобывающего района Хуайнань выполнены замеры напряжений методом гидроразрыва пласта в 72 точках на различной глубине (рис. 1.2.2), что позволило построить надёжные корреляционные зависимости для определения напряжений.

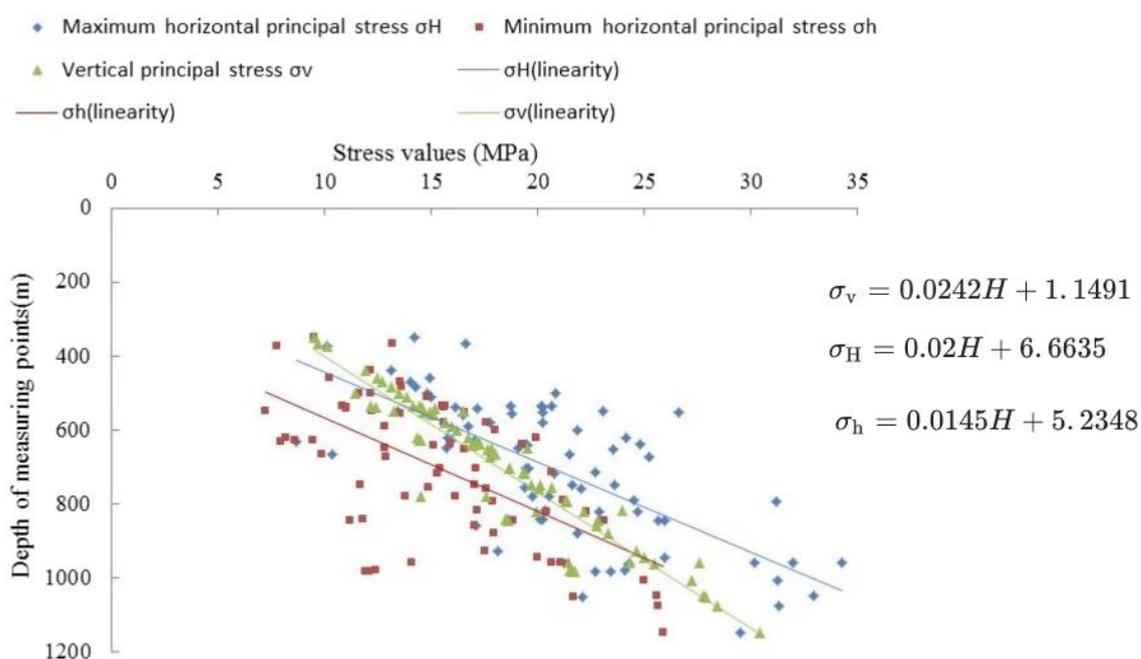


Рисунок 1.2.2 – Результаты оценки напряженного состояния для участка месторождения горнодобывающего района Хуайнань [12]

В целом количественные значения компонент гравитационно-тектонического поля напряжений в нетронутом массиве могут достигать величин 100 МПа и более, что подтверждается результатами исследований, выполненных в самом глубоком руднике мира - Тау-Тона (рис. 1.2.3) [22]. На глубинах 4 км напряжения достигают 80 - 100 МПа. Также наблюдается значительная неравномерность величин горизонтальных напряжений в субмеридиональном и субширотном направлениях.

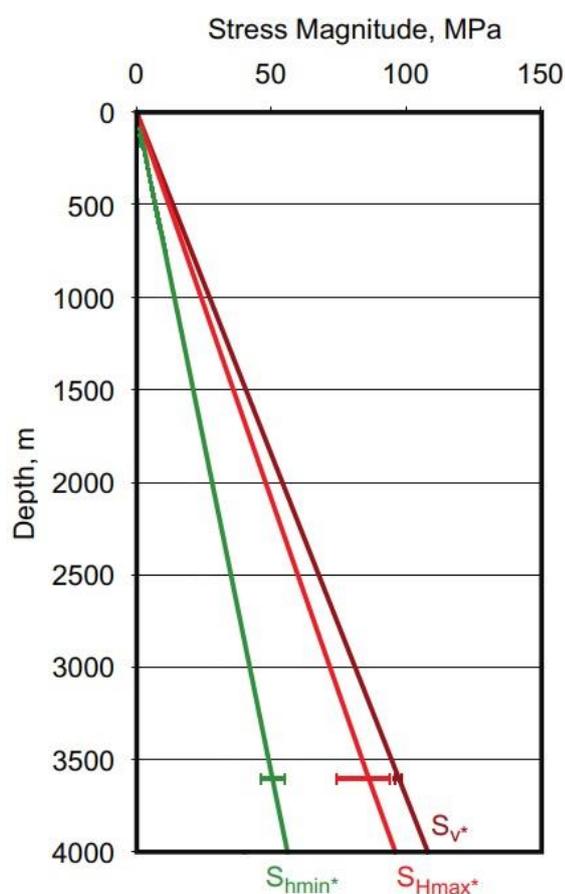


Рисунок 1.2.3 – Результаты оценки напряженного состояния вмещающих пород рудника Тау-Тона [22]

Неравномерность горизонтальных тектонических напряжений в породном массиве является еще одним усложняющим эксплуатацию технически сложных стволовых комплексов фактором. Он в частности приводит к необходимости применения конструкций крепей лучше работающих в условиях изгиба и растяжения, например монолитных железобетонных. Стоимость и

трудоемкость крепления при этом резко возрастают, а применение традиционных решений не обеспечивает длительную устойчивость стволов в сложных эксплуатационных условиях.

Данная проблема также осложняется из-за низкой точности изысканий при проектировании новых рудников, обусловленных ростом глубин заложения выработок и возникающими в связи с этим большими отклонениями при бурении контрольно-стволовых скважин. Параметры соотношений поля напряжений при этом принимаются на основе геодинамического районирования постоянными по всей глубине ствола. В качестве примера на рис. 1.2.4 приведена фактическая траектория контрольно-стволовой скважины ствола СКС-1 рудника «Скалистый», где отклонения превысили допустимые значения по СП 69.13330.2016.

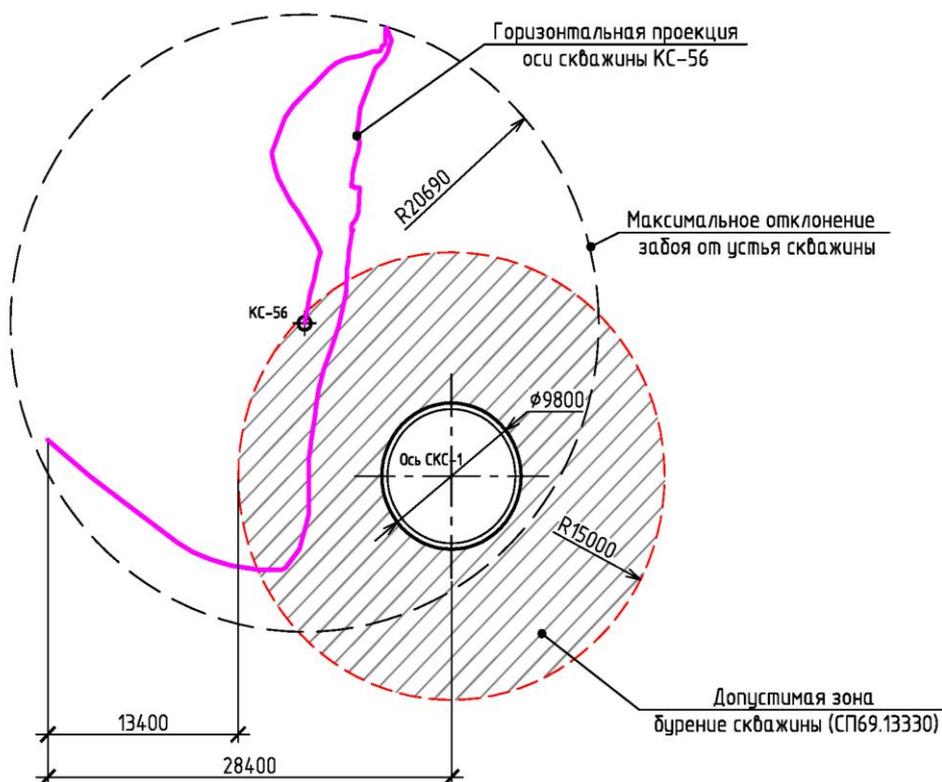


Рисунок 1.2.4 – Фактическая траектория контрольно-стволовой скважины ствола СКС-1

Такая ситуация может привести к проектным ошибкам и использованию крепей, несоответствующих реальным эксплуатационным условиям.

1.3 Современные методы решения геомеханических задач

В настоящее время можно выделить четыре основных метода оценки устойчивости и расчета крепи шахтных стволов на участках сопряжений [23-32]:

- нормативный метод оценки устойчивости пород и расчета толщины крепи в соответствии с требованиями СП 91.13330.2012;
- аналитические методы расчета по схеме «контактного взаимодействия крепи и массива»;
- приближенные математические методы расчета (конечных элементов, граничных элементов, дискретных элементов), реализуемых с помощью специализированных программных комплексов;
- экспериментально-аналитические методы, предусматривающие использование данных шахтных исследований при оценке устойчивости и определении параметров крепи, в том числе путем решения соответствующих обратных задач.

Общий порядок реализации методов показан на рис. 1.3.1. Научно-методические основы применения этих методов, в том числе в условиях действия тектонических полей напряжений и в зонах влияния сопряжений стволов созданы И.В. Баклашовым, В.Е. Боликовым, Н.С. Булычевым, В.В. Виноградовым, М.В. Гзовским, В.Т. Глушко, Ж.С. Ержановым, А.В. Зубковым, Б.А. Картозия, Э.В. Каспарьяном, А.М. Козелом, Ю.М. Либерманом, Г.Г. Литвинским, Г.А., Марковым, А.Г. Протосеней, К.В. Руппенойтом, А.С. Саммалем, С.В. Сергеевым, Л.И. Сосновским, Н.Н. Фотиевой, Т.Ф. Харисовым, А.Н. Шащенко и многими другими отечественными и зарубежными учеными [33-49].

Выполненный анализ работ этих ученых позволил выделить ряд проблемных аспектов применения методов применительно к оценке устойчивости и определению параметров крепления стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, в том числе сооружаемых в неравнокомпонентном поле тектонических напряжений.



Рисунок 1.3.1 – Порядок реализации методов оценки устойчивости и расчетов крепи шахтных стволов на участках сопряжений

Так ключевым нюансом нормативного метода по СП 91.13330.2012 является методика определения расчетной глубины стволов, зависящая от коэффициента бокового распора пород. Сегодня известны десятки теорий по его определению, начиная от классической формулы профессора Динника А.Н., и заканчивая современными интерпретациями, учитывающими нелинейность, ползучесть пород и другие факторы. Вместе с тем все эти выражения могут давать большие отклонения от фактических значений. Поэтому в последней редакции СП 91.13330.2012 значение H_p определяют по значению фактической напряженности пород в массиве, включая значение коэффициента бокового давления λ . Таким образом, заложен фундамент для применения расчетно-экспериментальных методов. Окончательно он зафиксирован с вступлением в силу Изменения № 1 к указанному документу.

Существенным допущением при применении нормативного метода является замена фактической эпюры нагрузок в условиях неравномерного тектонического воздействия на равномерно распределенную с повышающим коэффициентом. Применительно к рассматриваемому объекту исследования это является достаточно грубым приближением.

Аналитические методы расчета позволяют получить точное решение по определению значений напряжений и деформаций в конкретной точке сечения крепи ствола или околоствольного массива пород, но для достаточно ограниченного класса решаемых задач в плоской постановке. Учет влияния технологического фактора при этом производится посредством коэффициента α .

Общеизвестно, что коэффициент α получен из решения упругой задачи в равномерном поле горизонтальных напряжений. Соответственно и применяться он может только в указанных условиях [27].

С другой стороны, в аналитическом методе, в рамках плоской задачи, крепь, возведенная по совмещенной схеме, рассматривается как абсолютно жесткая и равномерно сопротивляющаяся смещениям пород в призабойной зоне. Фактически же это оболочка переменного сопротивления в силу разного возраста твердения бетона отдельных заходок. Бетон на ранних стадиях твердения обладает податливостью. Учет этого эффекта приводит к снижению расчетных напряжений в крепи и делает их значения более адекватными реальным практическим замерам.

Наконец, при применении численных методов можно наиболее адекватно учесть пространственную геометрию ствола, в том числе на участках сопряжений и геологическое строение массива пород.

Учет технологии работ может быть произведен путем применения стадийных моделей, с поочередным включением конечных элементов в работу в соответствии с планом расчета [13,50].

Однако вопросы корректного моделирования граничных условий при отсутствии надежных экспериментальных данных также не могут быть

успешно решены для условий расположения стволов в тектонически напряженном массиве пород.

Теоретические основы экспериментально-аналитических методов расчета шахтных стволов заложены в работах Савина И.И. [51]. Отмечено, задача аналитического анализа полученных значений компонент напряженно-деформированного состояния приконтурного массива может быть сведена к решению задачи регрессионного анализа в линейной постановке:

$$s_k = f_1(\theta_k) \cdot \sigma_x + f_2(\theta_k) \cdot \sigma_y + f_3(\theta_k) \cdot \tau_{xy} + \varepsilon_k, \quad (k = 1, 2, \dots, K) \quad (1.3.1)$$

где экспериментально измеряемая величина s_k в конкретной точке контура сечения ствола в полярной системе координат, характеризующейся углом поворота θ_k функционально связана с такими начальными вертикальными σ_x , горизонтальными σ_y и касательными τ_{xy} напряжениями в массиве, при определенных значениях которых случайная ошибка ε_k стремится к минимально возможному значению.

В такой постановке далее может быть рассмотрено решение в рамках классической схемы контактного взаимодействия многослойной крепи с массивом пород в поле эквивалентных напряжений (рис. 1.3.2). Однако следует отметить, что область применения такого подхода ограничивается обычными протяженными участками вертикальных стволов.

Необходимость учета результатов экспериментальных исследований при выполнении калибровки численных моделей, описывающих поведение массива пород в тектоническом поле напряжений, не вызывает сомнений у современных специалистов в области геомеханики [52,53].

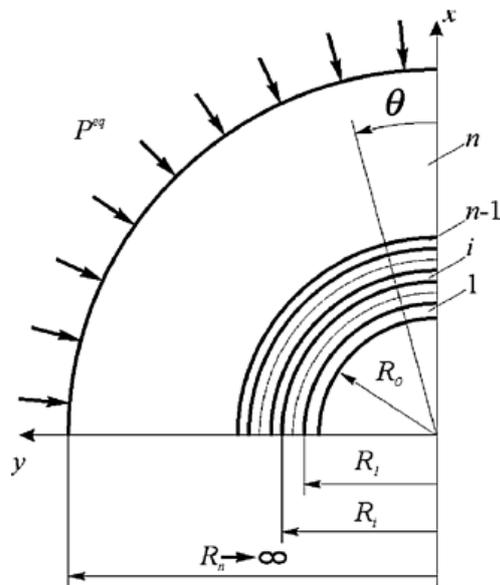


Рисунок 1.3.2 – Схема к расчету крепи вертикального ствола

Сравнение результатов расчетных и измеренных характеристик является наиболее объективным критерием по оценке достоверности результатов моделирования (рис. 1.3.3), при этом создаются возможности по дальнейшему применению численных моделей для прогноза изменения сложного напряженно-деформированного состояния исследуемой геомеханической системы в процессе развития подземных горных работ (рис. 1.3.4).

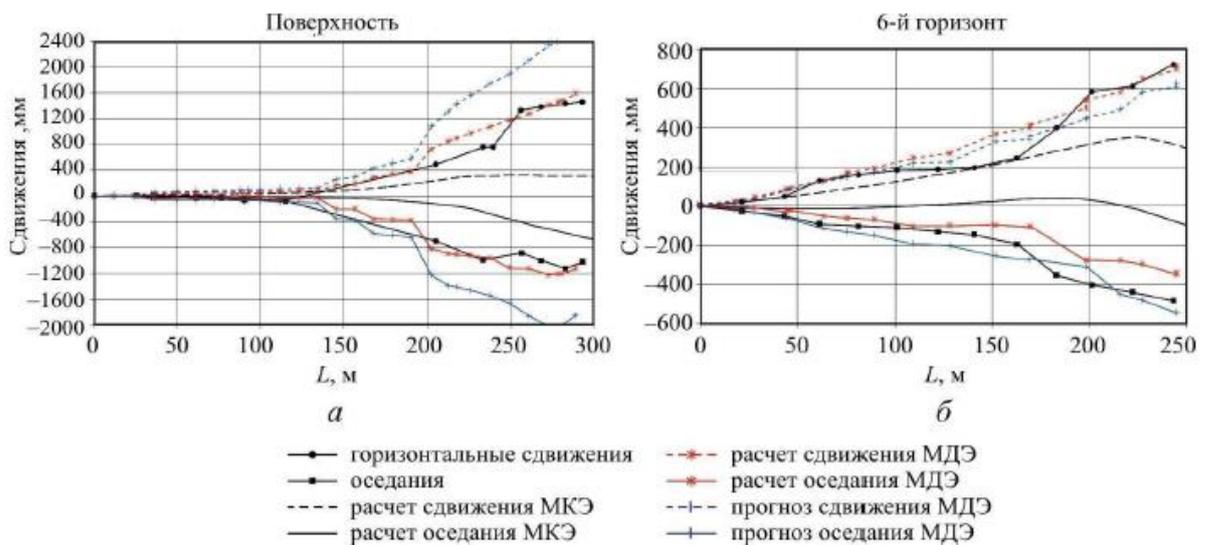


Рисунок 1.3.3 – Пример сравнения измеренных и расчетных сдвижений массива для условий Тишинского рудника [52]

(МКЭ – полученных методом конечных элементов, МДЭ – полученных методом дискретных элементов)

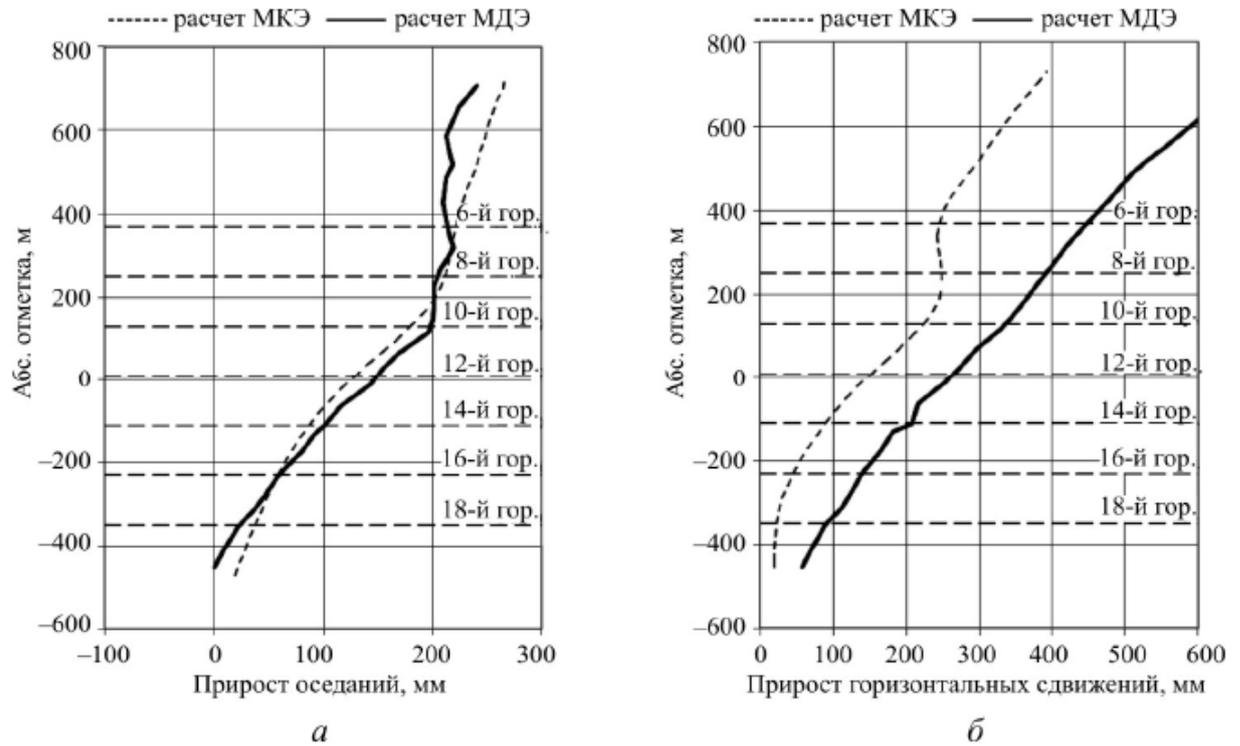


Рисунок 1.3.4 – Результаты прогнозной оценки прироста сдвижений (а) и оседаний (б) для условий Тишинского рудника [52]

При действии в породном массиве неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений для участков вертикальных стволов на участках сопряжений применение экспериментально-аналитических методов оценки устойчивости и расчета параметров крепи, проведение процедур качественной калибровки математических моделей, несомненно, будет способствовать повышению точности геомеханических прогнозов, особенно в условиях низкой достоверности данных инженерно-геологических изысканий.

1.4 Цели и задачи диссертационного исследования

Таким образом, по результатам проведённого краткого анализа в качестве объекта диссертационного исследования выбраны участки вертикальных стволов между взаимовлияющими сопряжениями (расстояние по глубине

ствола менее 40 м), взаимодействующие с окружающим массивом пород, в котором действует неравнокомпонентное поле горизонтальных напряжений. Такие участки определены как технически сложные стволовые комплексы по технологическим и геомеханическим критериям.

Цель диссертационного исследования заключается в обосновании параметров технологии крепления шахтных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений, обеспечивающих снижение затрат и сокращение сроков проходческих работ.

Задачи диссертационной работы:

1. Выполнить теоретическую оценку возможности применения нормативных, традиционных и новых методов расчёта крепи стволов на участках сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

2. Провести экспериментальные исследования взаимодействия крепи и околоствольных пород на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

3. На основе численного моделирования исследовать закономерности формирования напряженно-деформированного состояния крепи и пород приконтурного массива на участках взаимовлияющих сопряжений. Провести оценку запаса несущей способности крепи.

4. Разработать рекомендации по определению параметров комбинированной крепи стволов и технологии ее возведения на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КРЕПИ И ОКОЛОСТВОЛЬНЫХ ПОРОД НА УЧАСТКАХ ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ

2.1 Характеристика участков исследования

Шахтные исследования выполнены для участков скипо-клетевого ствола рудника «Скалистый» между взаимовлияющими сопряжениями (расстояние по глубине ствола менее 40 м).

Скипо-клетевой ствол СКС-1 осуществляет вскрытие залежей богатых руд С-5, С-5л, С-6, С-6л с южного фланга шахты "Глубокая". СКС-1 является основным стволом рудника.

Промплощадка ствола расположена в пределах юго-восточной части плато Хараелах, у подножья западного склона горы Скалистой, в левом борту реки Хараелах, в 200 м к северу от основной площадки рудника "Скалистый" (стволы ВСС-1 и ВЗС-1) и соединена с ней автодорогой.

Рельеф промплощадки ствола СКС-1 предгорный, низкий, спланирован в результате инженерной подготовки территории путем подсыпки. Мощность искусственных насыпных грунтов составляет от 1,5 до 5,5 метров. Общий уклон площадки наблюдается в южном направлении.

Проектное сечение ствола приведено на рис. 2.1.1.

Расположение приствольных выработок в нижней части ствола запроектировано на следующих горизонтах (отметки абс. (отн.):

"минус" 1910 м – трубный ходок главного водоотлива;

"минус" 1928,5 м – двухсторонний откаточный горизонт;

"минус" 1989,0 м – односторонний заезд в камеру питателя;

"минус" 2012,5 м – односторонний горизонт, конвейерная выработка с дозаторной;

"минус" 2048,5 м – односторонний горизонт. Камера просора.

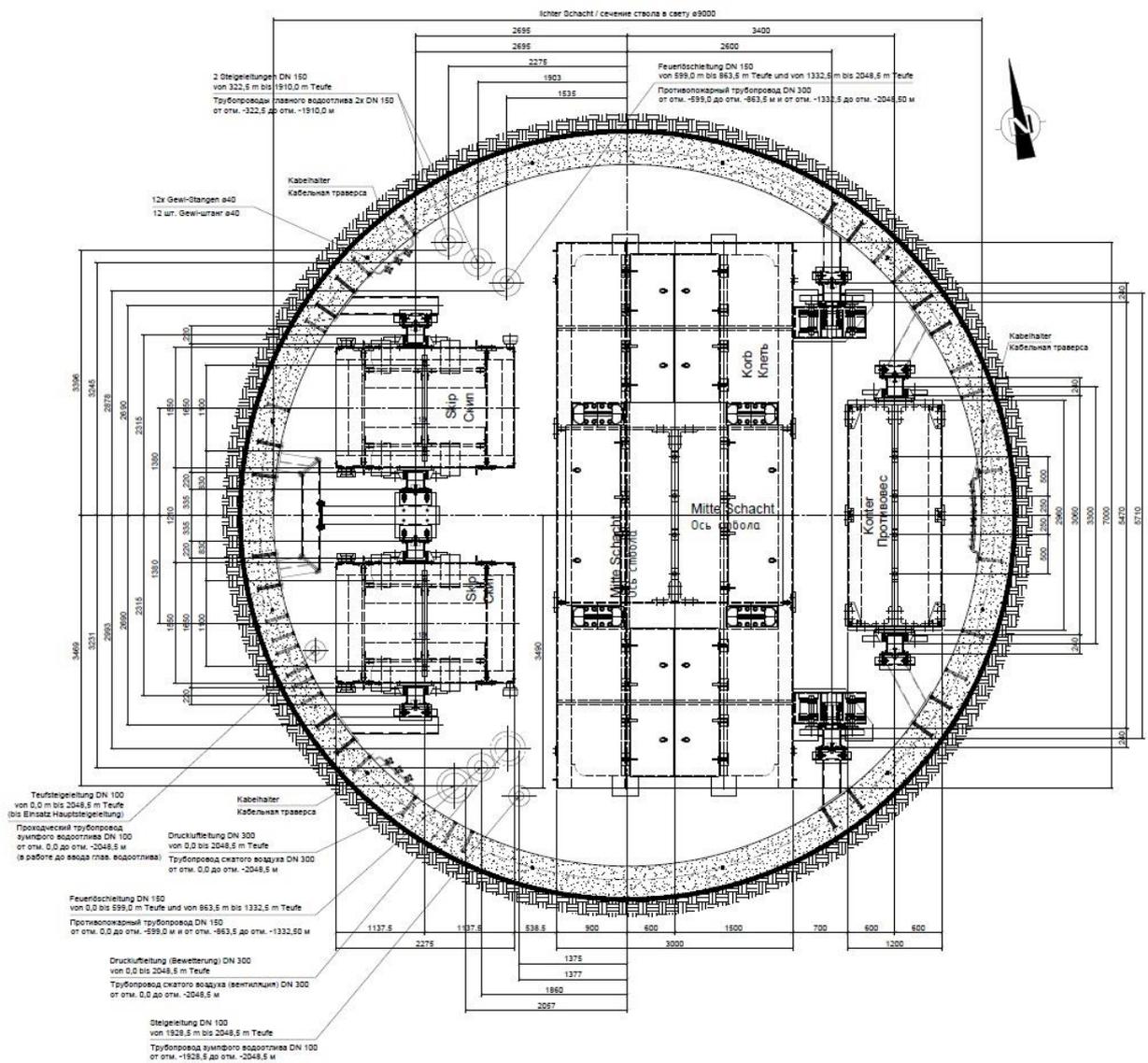


Рисунок 2.1.1 – Сечение ствола от «минус» 255,0 м до «минус» 2050,5 м

Исследования проводились для участков на глубинах свыше 1800 м, при этом фактическая трещиноватость пород изменялась от средней до сильной.

Характеристика свойств пород приведена в табл. 2.1.1.

Основной объем водопритоков в ствол поступает с выше расположенных водоносных горизонтов.

По агрессивному (CO₂ агр) воздействию на бетон и железобетон марки по водонепроницаемости W4 – неагрессивны в интервале до 400 метров, в интервале 400-450 среднеагрессивны. По отношению к металлическим конструкциям среднеагрессивные по всему стволу скважины. При строительстве ствола

рекомендовано применение бетона маркой по водонепроницаемости не ниже W6, а все металлические конструкции использовать с антикоррозионным покрытием.

Таблица 2.1.1 – Характеристика свойств горных пород

Название пород	Модуль деформации, ГПа	Коэффициент Пуассона	Плотность, т/м ³	Прочность, МПа		Угол внутреннего трения, град	Сцепление, МПа
				на сжатие	на растяжение		
1. Порфиновые базальты, диабазы, известковистые аргиллиты, доломиты, известняки	25	0,27	2,75	120-180	8-14	40-50	14-24
2. Песчаники, ангидрит-карбонатные отложения	21	0,26	2,7	120-160	8-12	35-45	12-18
3. Аргиллит красновато-бурый (в т. ч., сиреневато-бурый)	26	0,21-0,25	2,8	140-160	11-28	36-40	26
4. Ангидрит	32	0,22-0,27	2,7	108-180	12-14	40-50	13-18
5. Габбро-долерит (в том числе, тонко-мелкозернистый)	40	0,25	2,8	130-180	17-28	35-50	22-32
6. Роговик зеленовато-серый, серый	31	0,22-0,24	2,75	120-170	15-30	38-42	20-32

Величины параметров исходного поля напряжений, которые приняты в расчетах геомеханических моделей при проектировании крепи ствола, приведены на рис. 2.1.2.

Прогнозируемые вывалоопасные участки приурочены:

- к зонам тектонических нарушений, установленных на глубине: 141 м, 836 м, 1041 м, 1644 м, 2004 м;

- к зонам раздробленных пород в интервалах: 141,1 - 149,8 м, 550,5 - 555,8 м, 792,0 - 795,7 м, 797,0 - 800,0 м, 801,8 - 802,5 м;

- к местам распространения алевролитов и аргиллитов тунгусской серии, а также мергелей и аргиллитов нижнего девона и силура.

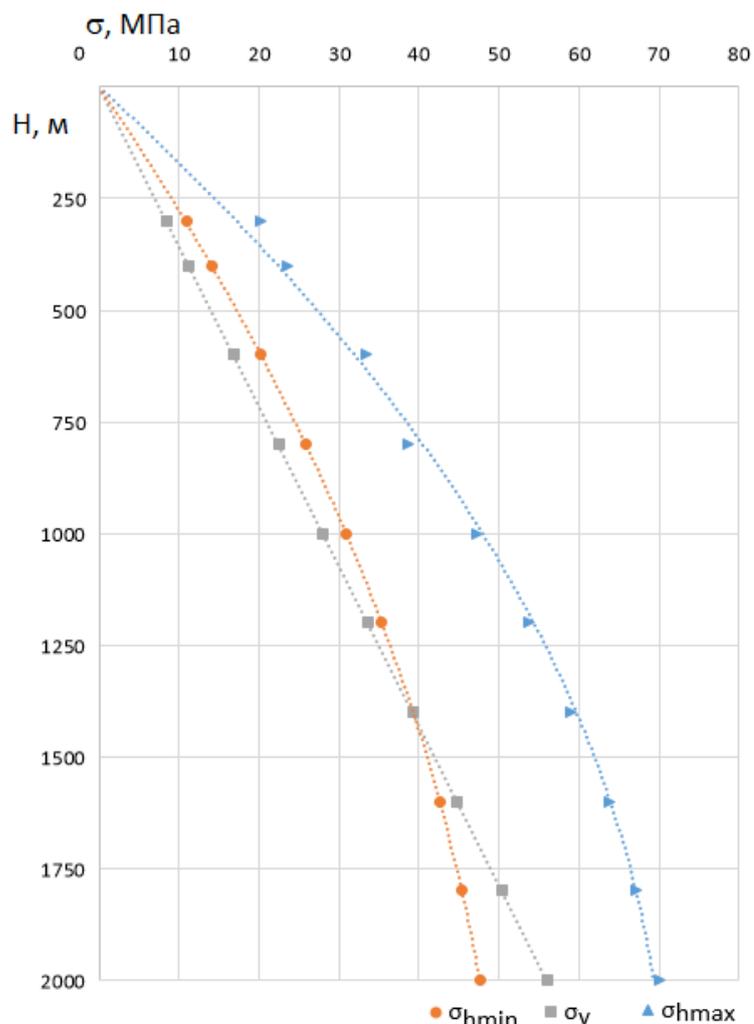


Рисунок 2.1.2 – Параметры начального поля напряжений в породном массиве

2.2 Методика экспериментальных исследований

В качестве основного метода экспериментальных исследований выбран метод деформационного мониторинга пород и крепи ствола, который характеризуется максимальной достоверностью получаемых данных и широко применяется для решения различных геомеханических задач [54,55].

Разработанная система мониторинга может быть классифицирована по следующим признакам:

1. По способу измерений – контактная.
2. По конструктивному охвату – трехкомпонентная с деформационным мониторингом породных стенок ствола, передовой и основной крепи.
3. По пространственному охвату – точечная.

4. По временному фактору – двухстадийная с проведением замеров в призабойной зоне в период рассечки сопряжений и в процессе эксплуатации ствола.

5. По степени автоматизации работы системы – неавтоматизированная на первой стадии работы, частично автоматизированная на второй стадии эксплуатации.

6. По периодичности сбора данных – с переменной периодичностью с постепенным уменьшением частоты наблюдений до постоянной величины интервалов выполнения замеров.

В качестве основных средств измерений использовались датчики линейных деформаций, замоноличиваемые в бетон передовой и основной крепи. Данный способ измерений получил самое широкое применение на практике для мониторинга технически сложных и уникальных объектов капитального строительства [60,61]. Для комплектации системы мониторинга использовались отечественные датчики струнного типа производства АО «НИИЭС».

Каждый датчик линейных деформаций поверялся в установленном порядке и имел собственные градуировочные характеристики.

Пример характеристик приведён ниже:

- статистическая характеристика преобразования преобразователя:

$$Y = 8,07504 \cdot 10^8 / X^2 - 1,22037 \cdot 10^5 / X - 1,33494 \cdot 10^3; \quad (2.2.1)$$

- статистическая характеристика преобразования преобразователя температур:

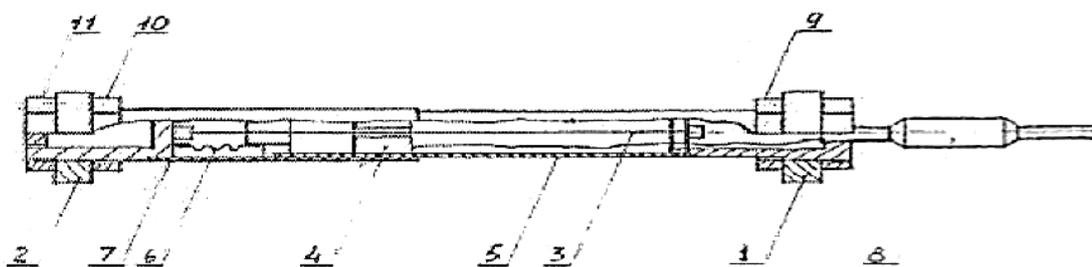
$$T = 2,14286 \cdot 10^0 \cdot R - 2,41071 \cdot 10^2; \quad (2.2.2)$$

- функция влияния температуры преобразователя:

$$\psi[T] = 5,0602 \cdot R - 6,165 \cdot 10^2; \quad (2.2.3)$$

где X и R – соответственно значения периода выходного сигнала, мкс и электрического сопротивления катушки преобразователя, Ом.

Датчики имеют измерительную базу 400 мм (рис. 2.2.1).



Обозначения:

- | | |
|--------------------------------------|--------------------------|
| 1. Анкер | 7. Патрубок |
| 2. Анкер | 8. Кабельный ввод |
| 3. Струнный резонатор | 9. Гайка упорная |
| 4. Электромагнитное устройство | 10. Гайка регулировочная |
| 5. Внутренняя телескопическая трубка | 11. Гайка регулировочная |
| 6. Сильфон | |

Рисунок 2.2.1 – Конструкция датчика деформаций струнного типа ПЛДС-400

Ориентируя главную ось датчика при установке в радиальном, тангенциальном или вертикальном направлении, его можно использовать для определения соответствующих деформаций после замоноличивания в бетоне передовой или основной крепи.

Общая схема участков исследований в скипо-клетевом стволе приведена в Приложении А диссертационной работы.

Всего оборудовано три характерных участка мониторинга:

1. Участок в зоне влияния одиночного двухстороннего сопряжения на отн. отм. «минус» 1931,5 м. Элементы замерных станций размещались на отн. отм. «минус» 1936,8 м и отн. отм. «минус» 1957,7 м.

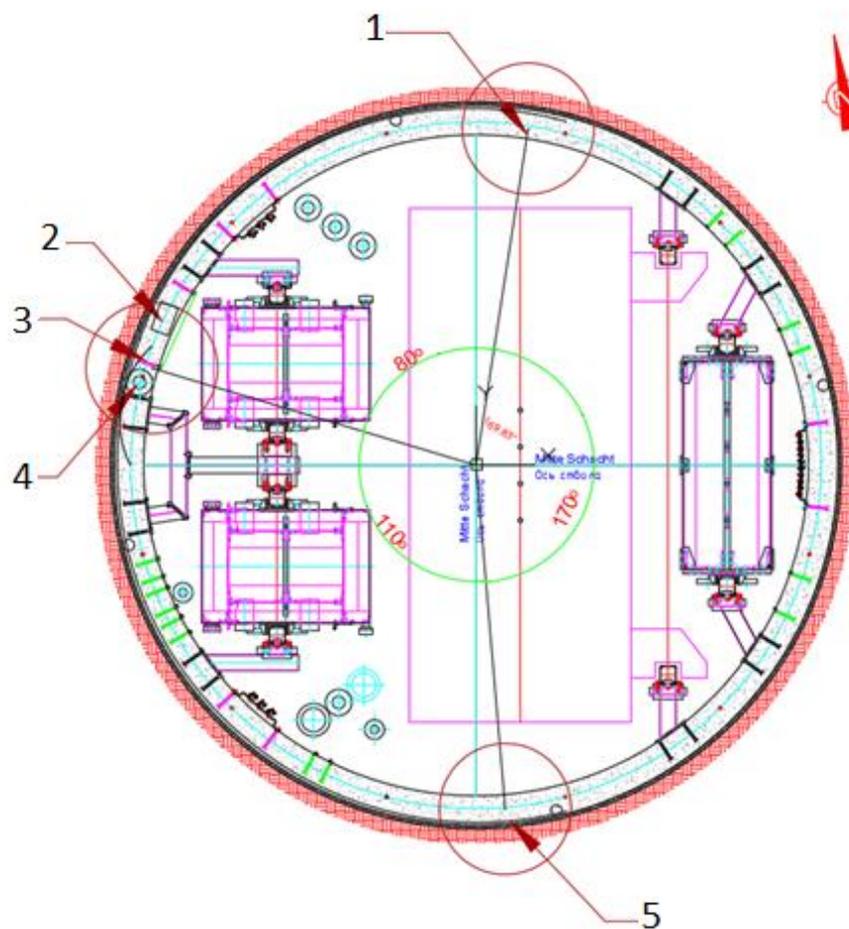
2. Участок между взаимовлияющими сопряжениями, расположенными перпендикулярно друг другу на отн. отм. «минус» 1989,0 м и отн. отм. «минус» 2012,5 м. Элементы замерных станций установлены на отн. отм.: «минус» 1977,0 м; «минус» 1981,0 м; 1988,0 м, 1999,8 м; 2007,8 м; 2011,0 м.

3. Участок между взаимовлияющими сопряжениями, расположенными в одной плоскости на отн. отм. «минус» 2012,5 м и отн. отм. «минус» 2048,5 м. Элементы замерных станций установлены на отн. отм.: «минус» 2024,0 м;

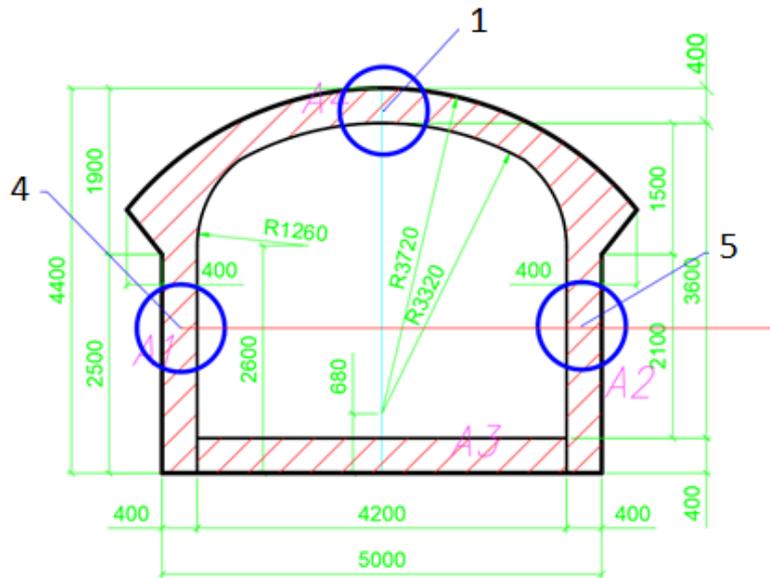
«минус» 2026,5 м; 2047,0 м и 2048,5 м.

Типовые схемы расположения датчиков в сечении ствола и сопряжения приведены на рис. 2.2.2. В каждой точке установки датчиков устанавливался один датчик линейных деформаций в передовой набрызгбетонной крепи (в тангенциальном направлении) и три датчика в основной бетонной крепи (в тангенциальном, радиальном и вертикальном направлениях). Дополнительно производился контроль температур и собственных усадок бетона крепи в процессе твердения.

Фотография типовой группы датчиков, включая усадочный конус для контроля собственных усадок бетона, установленной в стенке сопряжения ствола с горизонтом, представлена на рис. 2.2.3.



a)



б)

Рисунок 2.2.2 – Схемы участков деформационного мониторинга:
а) в сечении ствола; б) в сопряжении ствола с горизонтом;
1,3,5 – точки установки датчиков; 2,4 – места установки коммуникационного оборудования

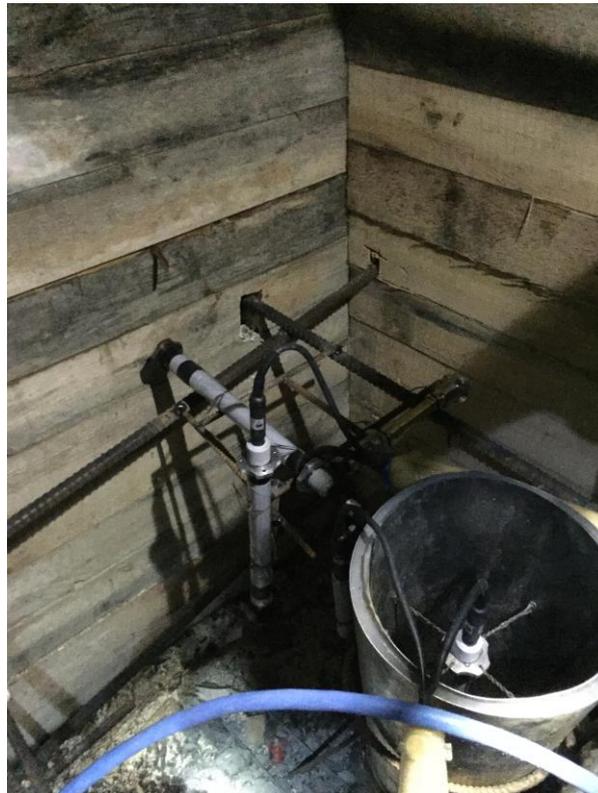


Рисунок 2.2.3 – Фото группы датчиков перед заливкой бетонной смеси
при возведении крепи сопряжения

В процессе проходки дополнительно осуществлялись измерения конвергенции породных стенок ствола в призабойной зоне. Для этих целей применялся ленточный экстензометр Геокон модели 1610 (рис. 2.2.4).

Ленточный экстензометр позволяет решить две задачи: обеспечивает постоянное натяжение измерительной ленты, в которой имеются отверстия через равные интервалы, а также точное измерение расстояния от используемого отверстия на ленте до рассматриваемого анкера (репера).

Температурная корректировка осуществляется по следующему алгоритму.

Для ленты длиной L и при изменении температуры на ΔT изменение длины ленты будет равным:

$$\Delta L = L K \Delta T, \quad (2.2.4)$$

где K – коэффициент температурного расширения ленты экстензометра, $K = 11,6 \times 10^{-6}$ метр/метр/°С;

$\Delta T = T_i - T_0$, здесь T_0 – начальная температура, °С; T_u – температура при проведении последующего замера, °С.

Величина конвергенции, таким образом, может быть определена из выражения:

$$\Delta D = D_i - D_0 + D_0 K (T_i - T_0), \quad (2.2.5)$$

D_0 – измеренный диаметр ствола (расстояние между реперными точками) при начальном замере, м;

D_i – измеренный диаметр ствола при последующем замере, м.

Репера устанавливались по основным осям ствола и представляли собой сталеполимерные анкера длиной 0,5 м с крюком-фиксатором ленты экстензометра и защитной трубкой (рис. 2.2.4). Установка анкеров производилась перед началом проходческого цикла на расстоянии 1,5 м от забоя ствола.



а)



б)

Рисунок 2.2.4 – Процесс измерения конвергенции стенок ствола:

а) репер; б) измерение ленточным экстензометром

2.3 Результаты экспериментальных исследований

По описанной методике осуществлялся мониторинг в процессе строительства ствола СКС-1, а также в течение двух лет его последующей эксплуатации.

По мере продвижения забоя ствола на участках исследований в начале выполнялись измерения конвергенции стенок ствола. Пример полученных графиков приведен на рис. 2.3.1. Последний замер в каждом сечении выполнялся с нижнего этажа полка перед возведением основной крепи. К этому моменту в приконтурном массиве пород происходила стабилизация деформаций.

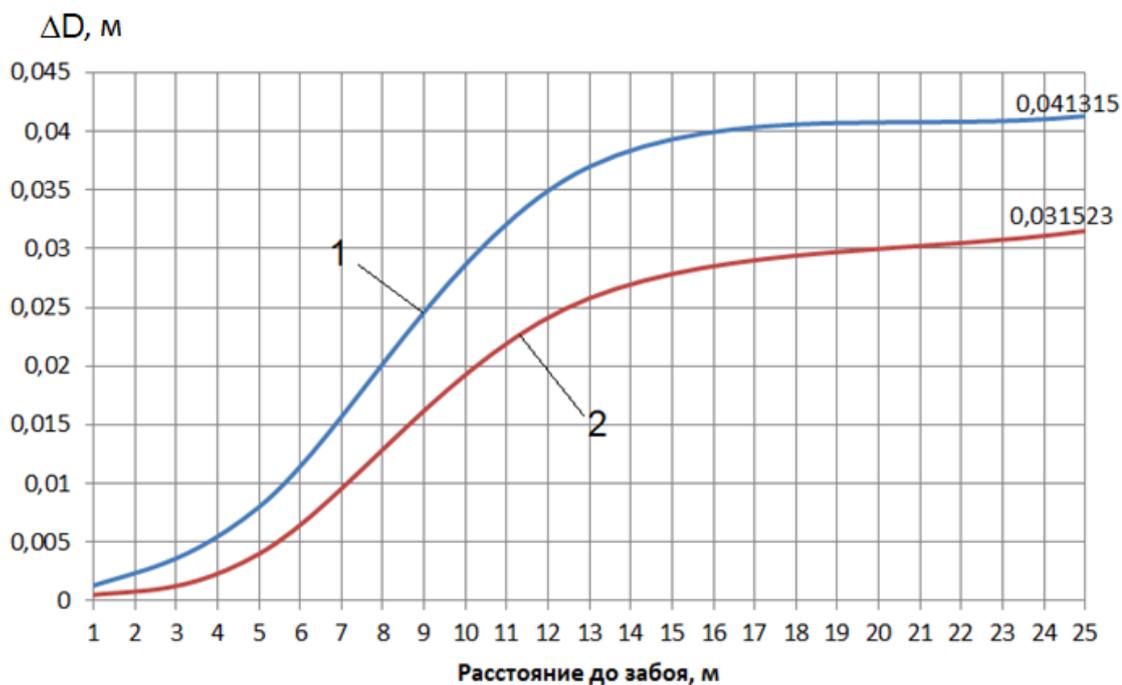


Рисунок 2.3.1 – Графики результатов определения конвергенции ствола на глубине 2032,5 м:

- 1 – в направлении действия максимальных горизонтальных напряжений в массиве пород;
- 2 – в направлении действия минимальных горизонтальных напряжений в массиве пород

По результатам обработки данных максимальный коэффициент неравномерности деформаций в сечении ствола, равный $K_n = 1,84$, получен для второго участка между взаимовлияющими сопряжениями, расположенными в одной плоскости на отн. отм. «минус» 2012,5 м и отн. отм. «минус» 2048,5 м.

Графики изменения относительных деформаций в передовой набрызг-бетонной крепи для выделенных участков мониторинга для стадии проходки приведены на рис. 2.3.2.

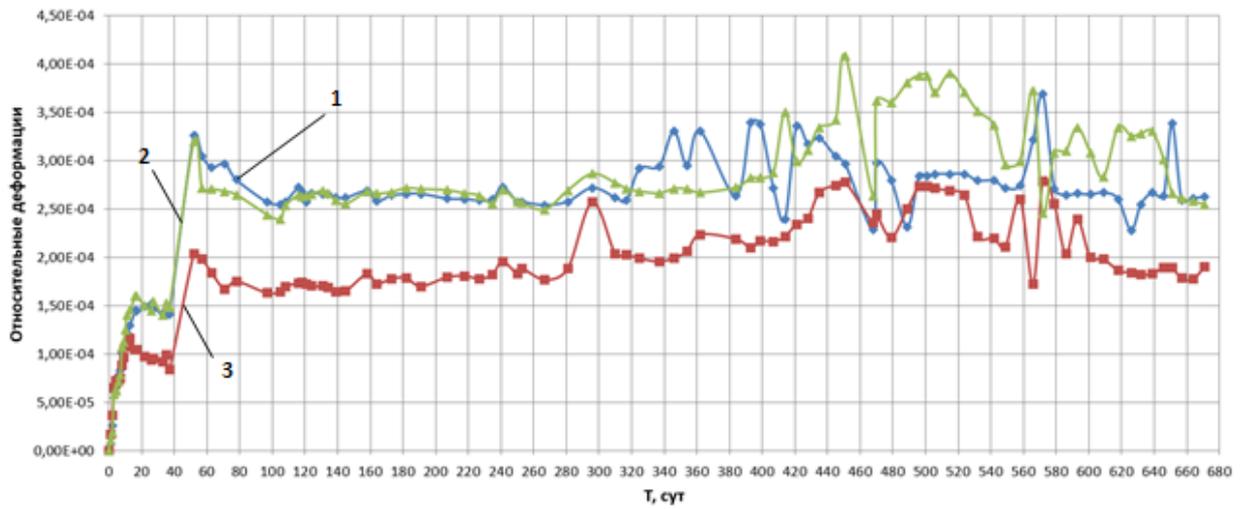


Рисунок 2.3.2 – Относительные деформации в набрызгбетонной крепи на первом участке на глубине 1957,7 м (1,2,3 – замерные группы)

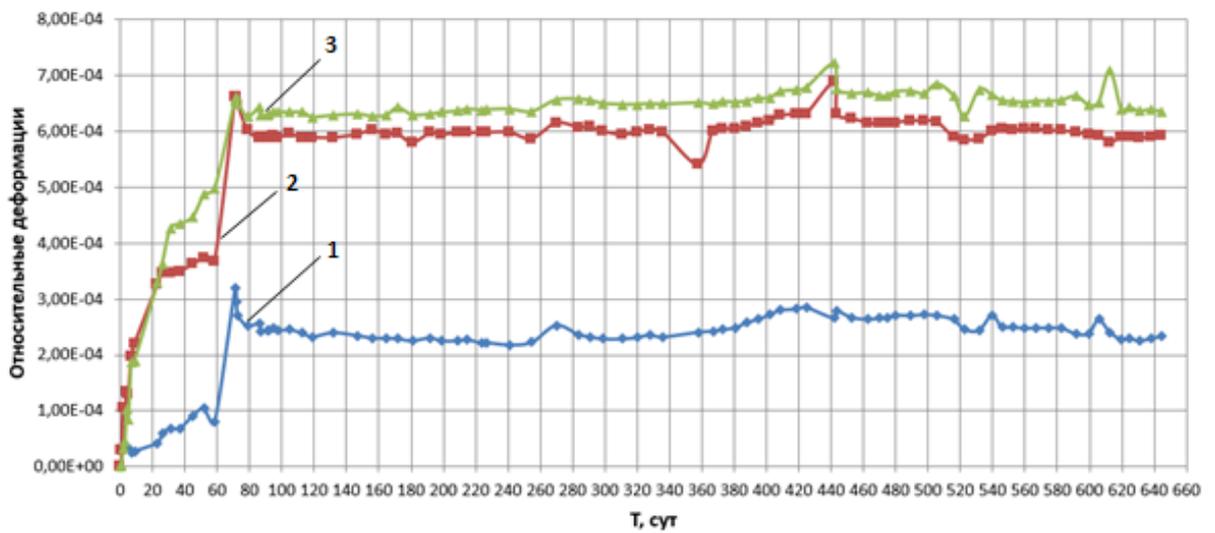


Рисунок 2.3.3 – Относительные деформации в набрызгбетонной крепи на втором участке на глубине 1977 м (1,2,3 – замерные группы)

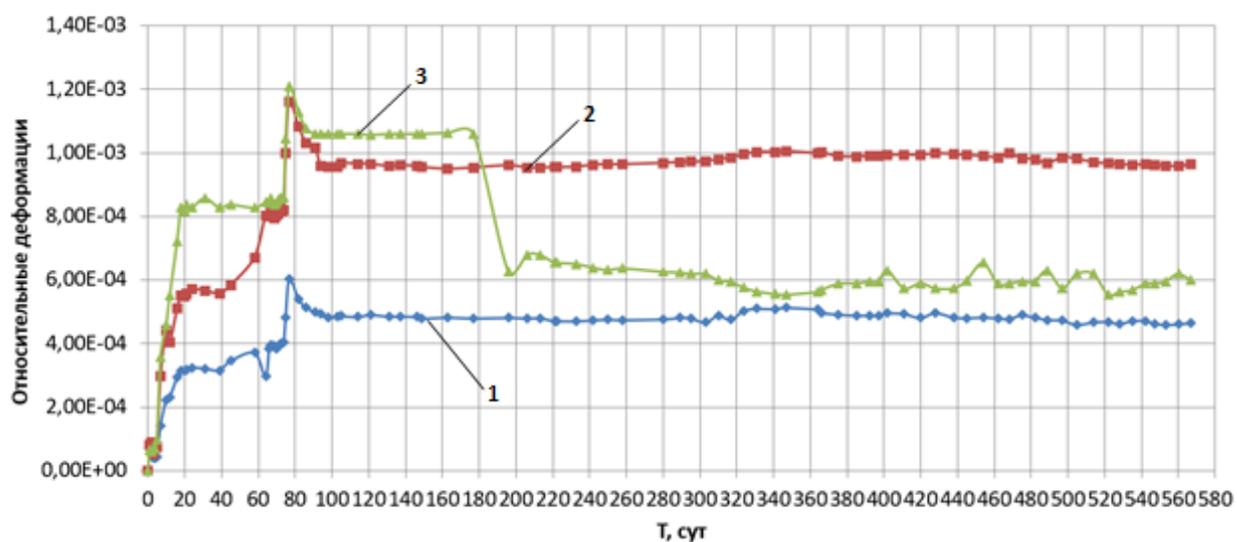


Рисунок 2.3.4 – Относительные деформации в набрызгбетонной крепи на втором участке на глубине 2007,8 (1,2,3 – замерные группы)

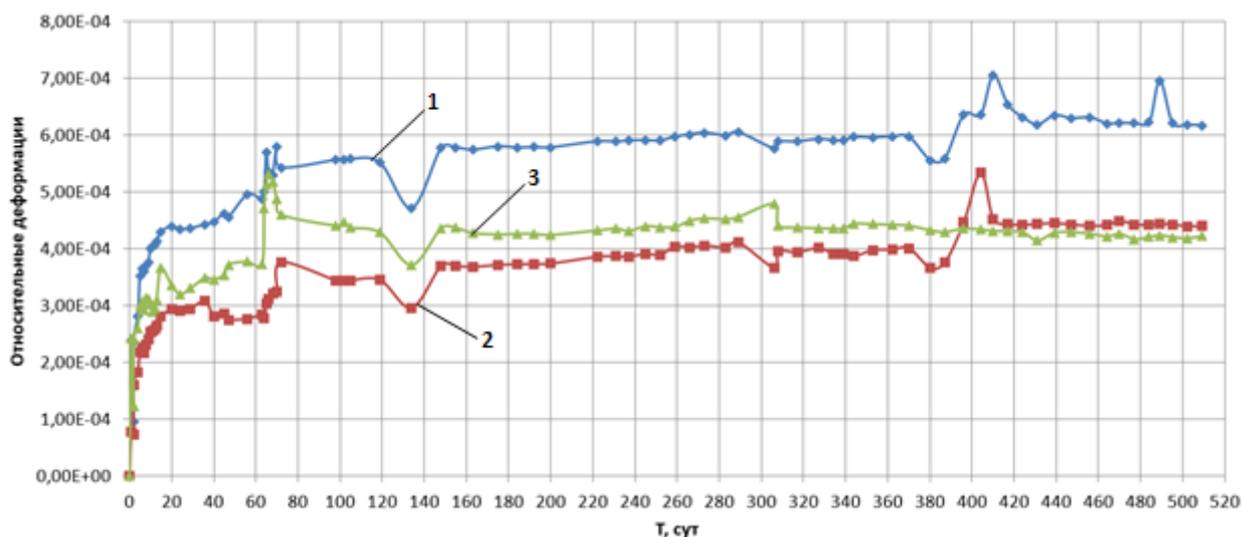


Рисунок 2.3.5 – Относительные деформации в набрызгбетонной крепи на третьем участке на глубине 2024 м (1,2,3 – замерные группы)

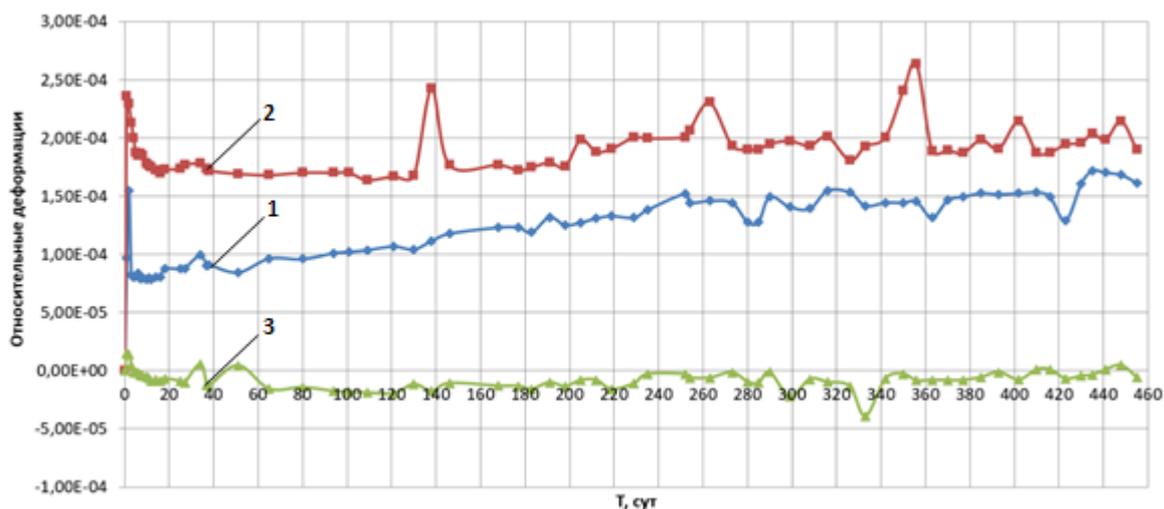


Рисунок 2.3.6 – Относительные деформации в передовой бетонной крепи сопряжения третьем участке на глубине 2048,5 м (1,2,3 – замерные группы)

Анализ полученных данных показывает, что в передовой крепи наблюдается ассиметричная картина изменения относительных деформаций. На всех участках деформации в крепи стабилизировались, что говорит о ее нормальном режиме работы.

Подтверждением такого вывода являются результаты мониторинга выделенных участков ствола в эксплуатационный период. В качестве примера приведены соответствующие графики для первого (рис. 2.3.7) и второго (рис. 2.3.8) участков за периоды наблюдений соответственно 1310 - 1600 сут и 1360 - 1590 сут, считая от даты установки датчиков.

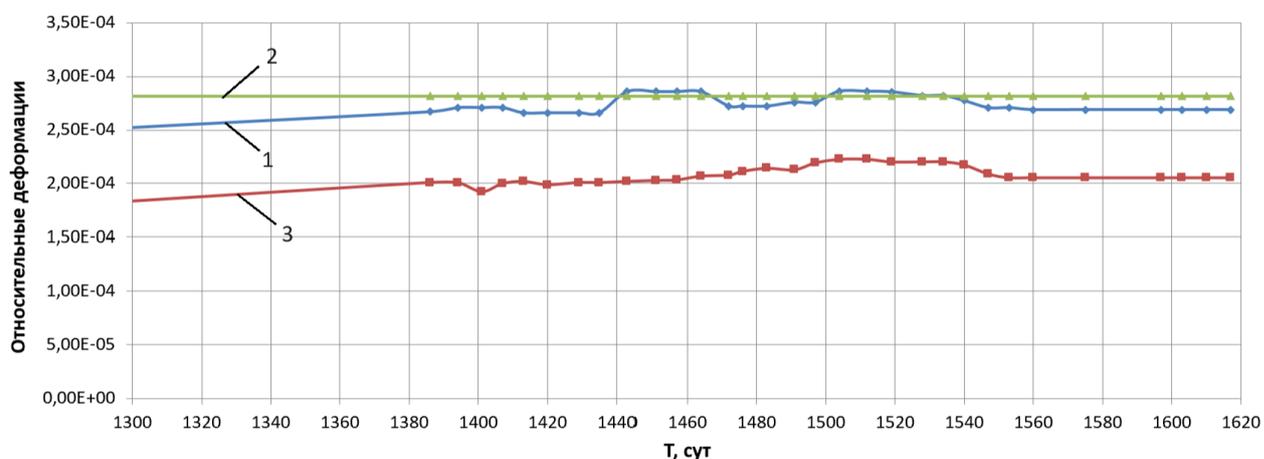


Рисунок 2.3.7 – Относительные деформации в набрызгбетонной крепи на первом участке на глубине 1957,7 м (1,2,3 – замерные группы)

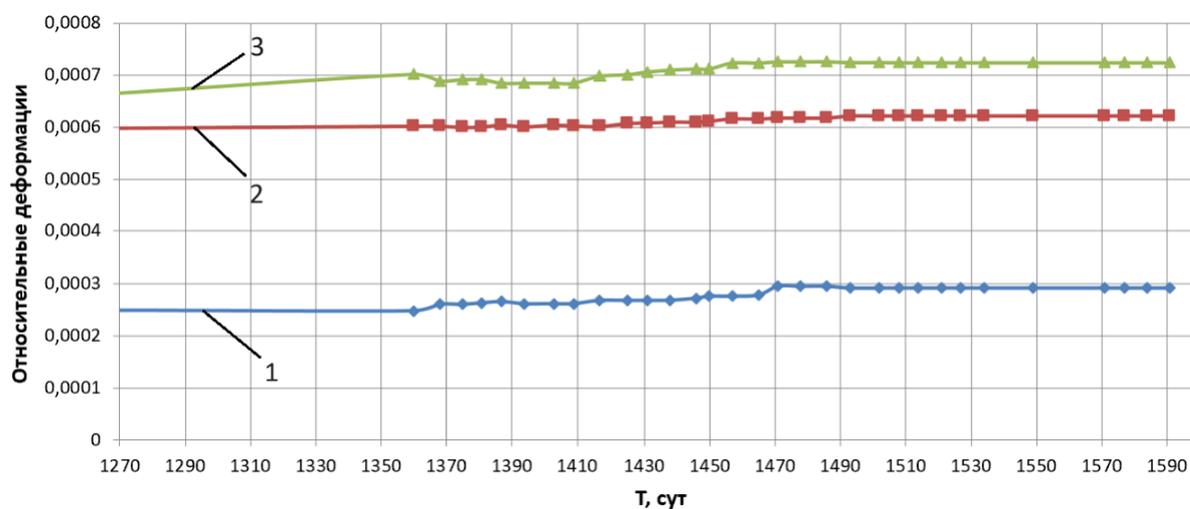


Рисунок 2.3.8 – Относительные деформации в набрызгбетонной крепи на втором участке на глубине 1977 м (1,2,3 – замерные группы)

Перерыв в наблюдениях был связан с производством работ по переоснащению ствола.

Аналогичный массив данных деформационного мониторинга получен для основной крепи ствола. Примеры полученных графиков зависимостей для строительного этапа приведены на рис. 2.3.9 - 2.3.16.

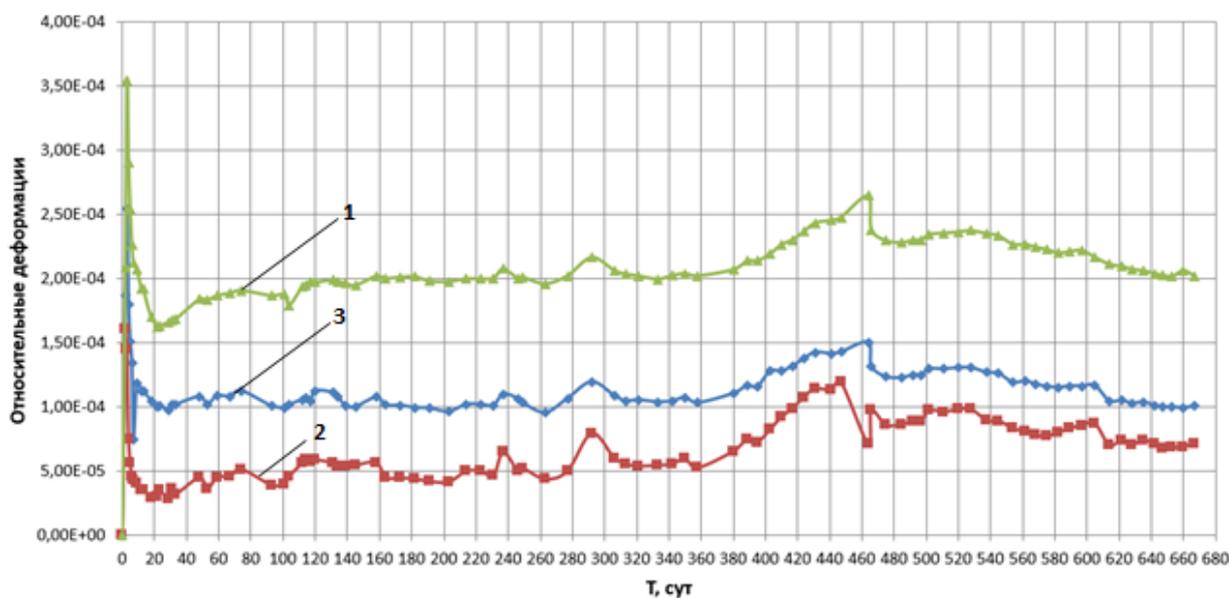


Рисунок 2.3.9 – Относительные тангенциальные деформации в основной крепи на первом участке на глубине 1936,8 м (1,2,3 – замерные группы)

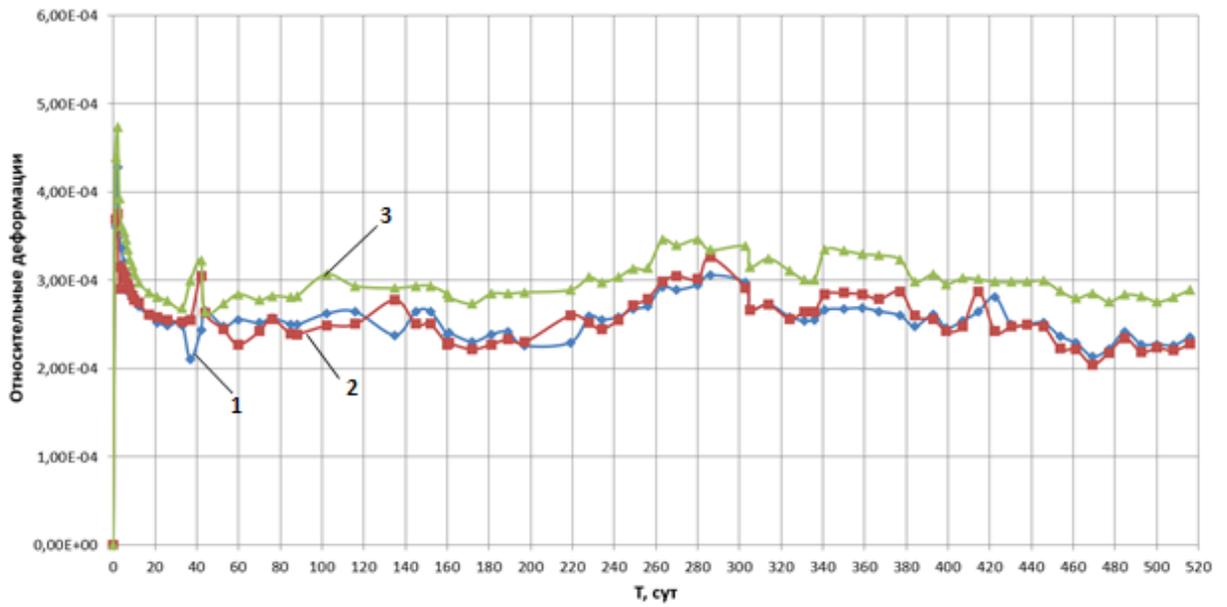


Рисунок 2.3.10 – Относительные тангенциальные деформации в основной крепи на втором участке на глубине 1999,8 м (1,2,3 – замерные группы)

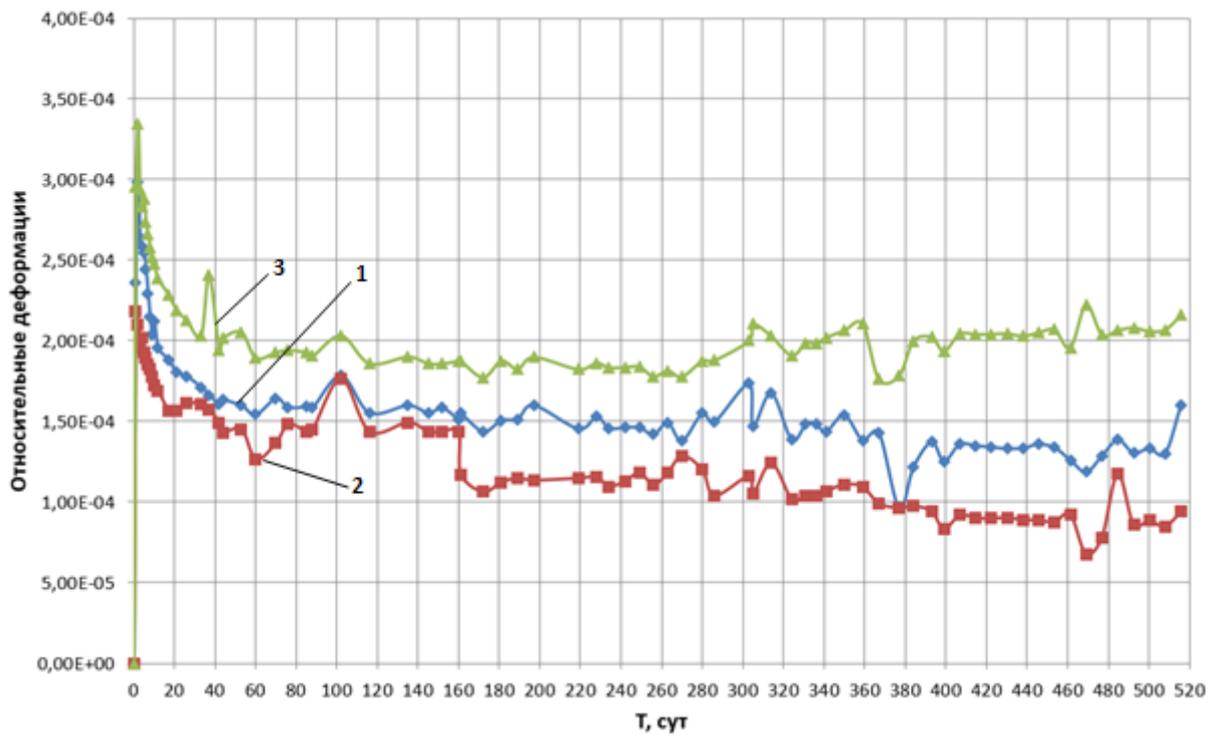


Рисунок 2.3.11 – Относительные вертикальные деформации в основной крепи на втором участке на глубине 1999,8 м (1,2,3 – замерные группы)

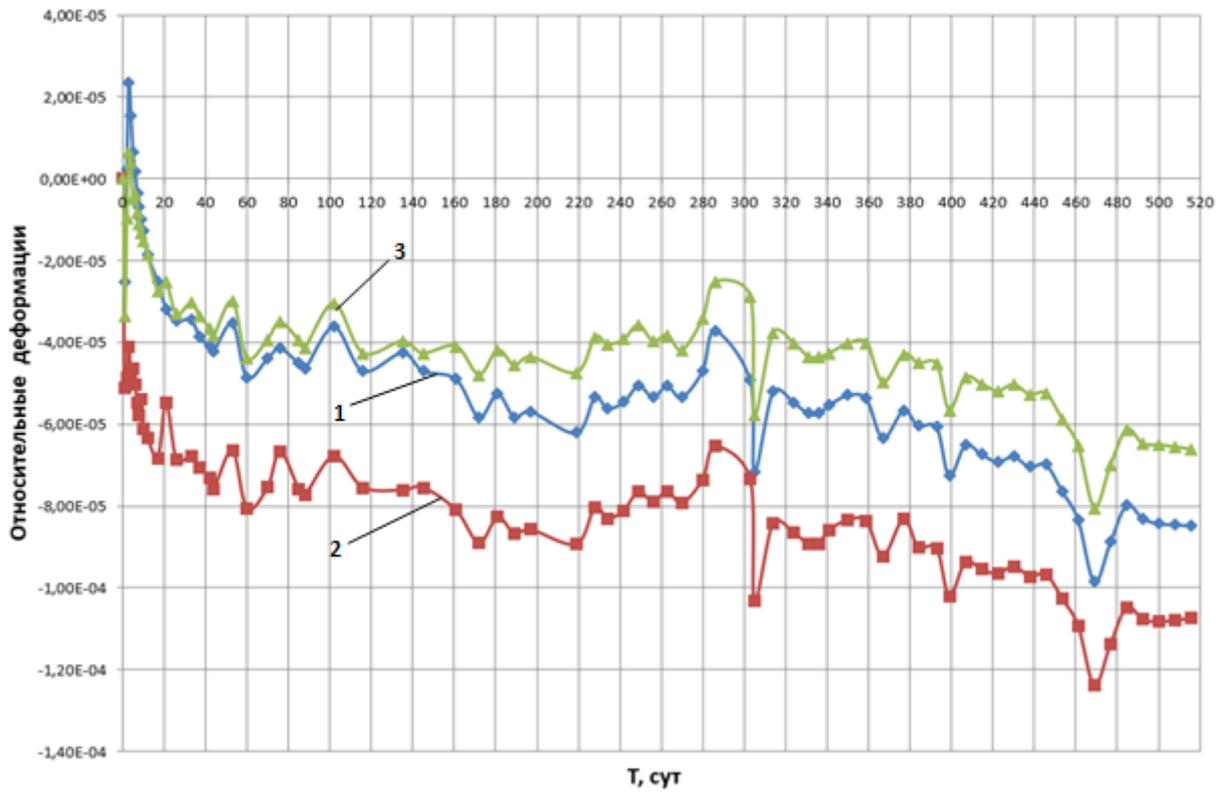


Рисунок 2.3.12 – Относительные радиальные деформации в основной крепи на втором участке на глубине 1999,8 м (1,2,3 – замерные группы)

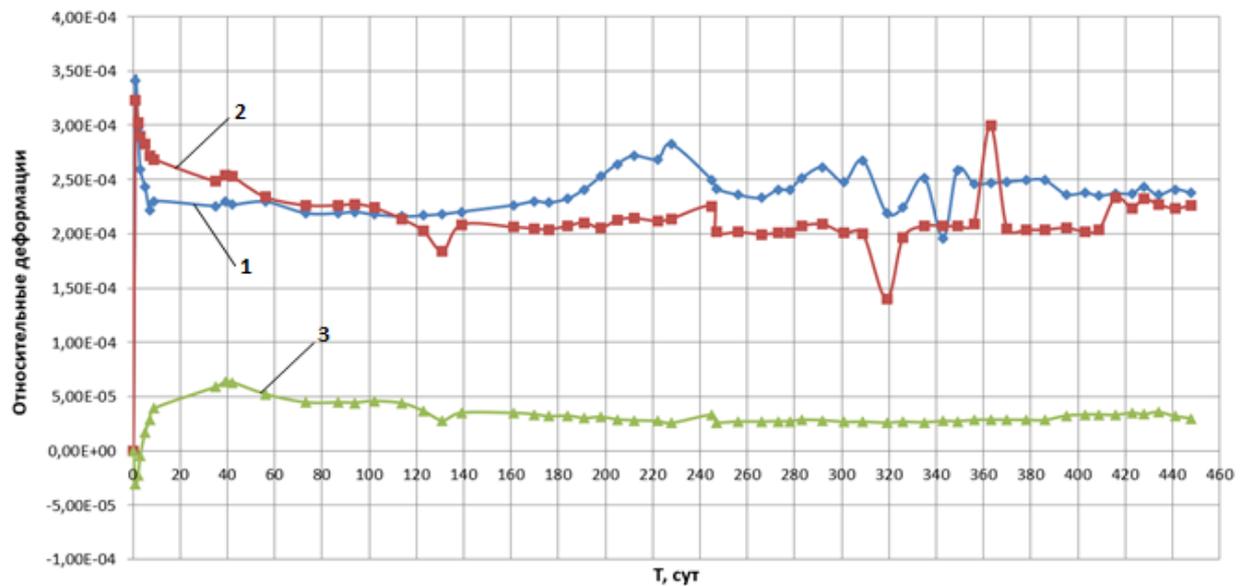


Рисунок 2.3.13 – Относительные тангенциальные деформации в основной крепи на третьем участке на глубине 2026,5 м (1,2,3 – замерные группы)

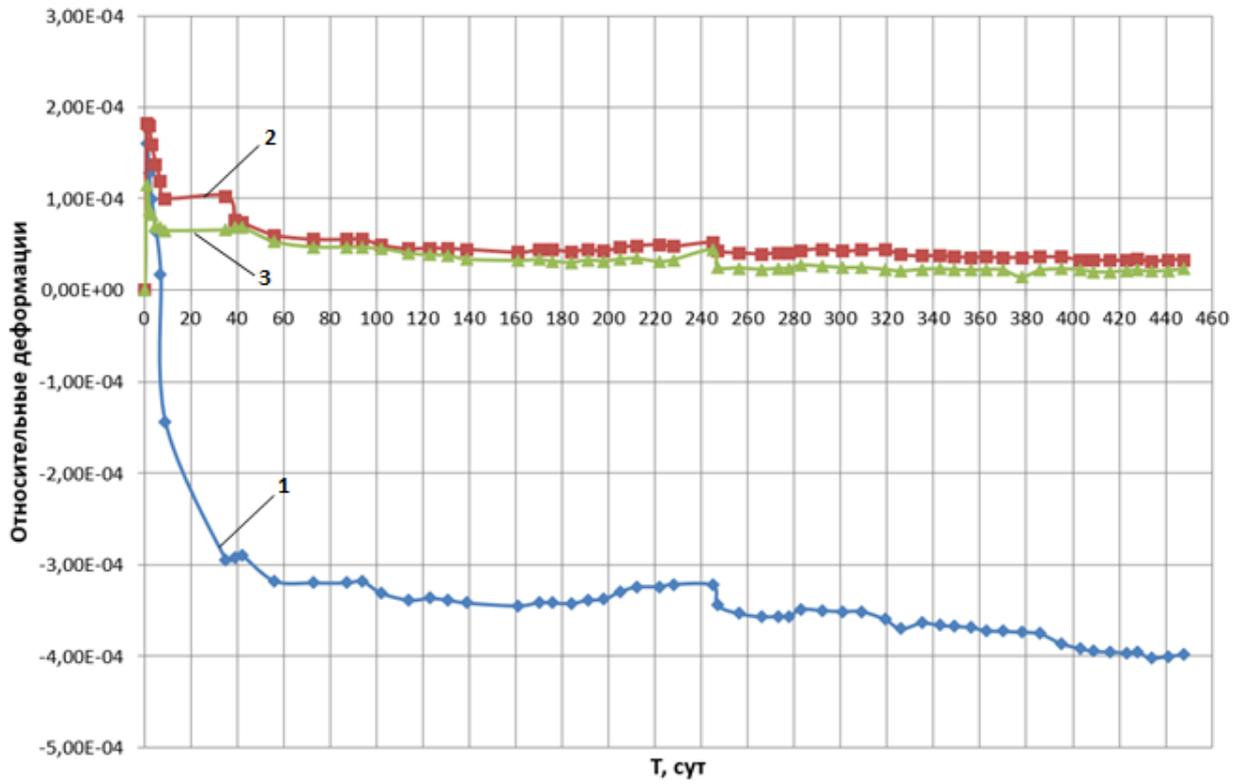


Рисунок 2.3.14 – Относительные вертикальные деформации в основной крепи на третьем участке на глубине 2026,5 м (1,2,3 – замерные группы)

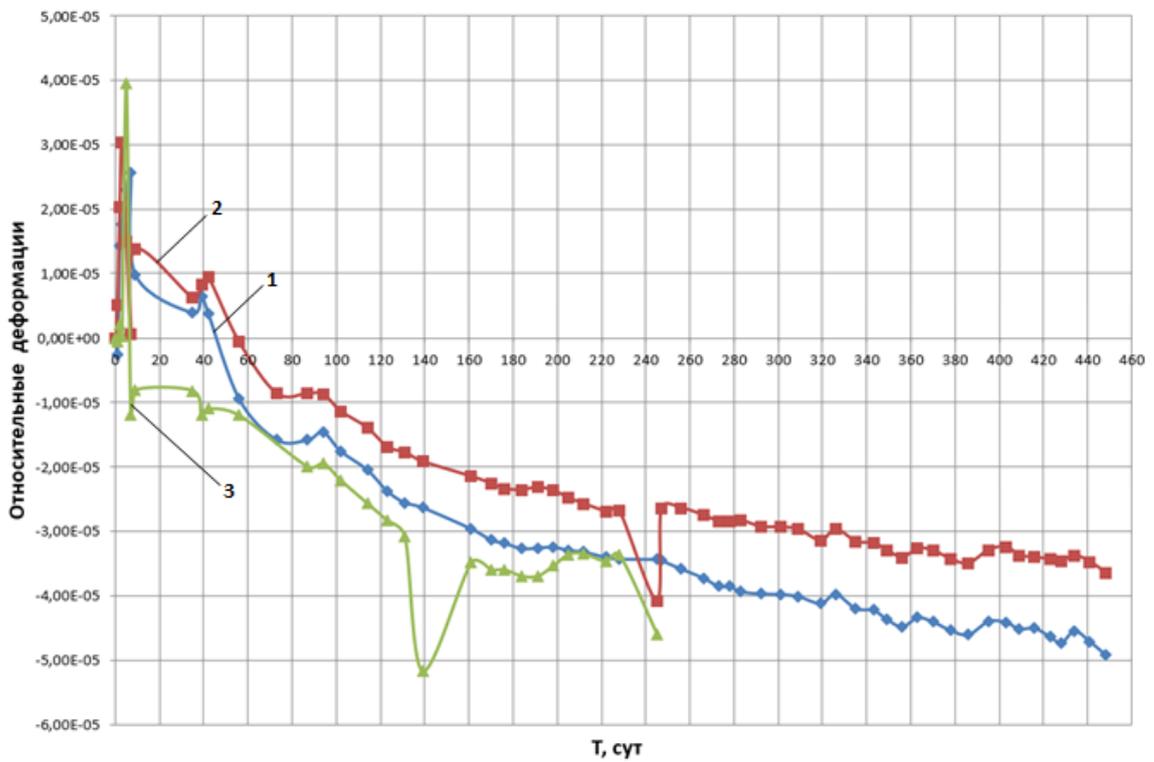


Рисунок 2.3.15 – Относительные радиальные деформации в основной крепи на третьем участке на глубине 2026,5 м (1,2,3 – замерные группы)

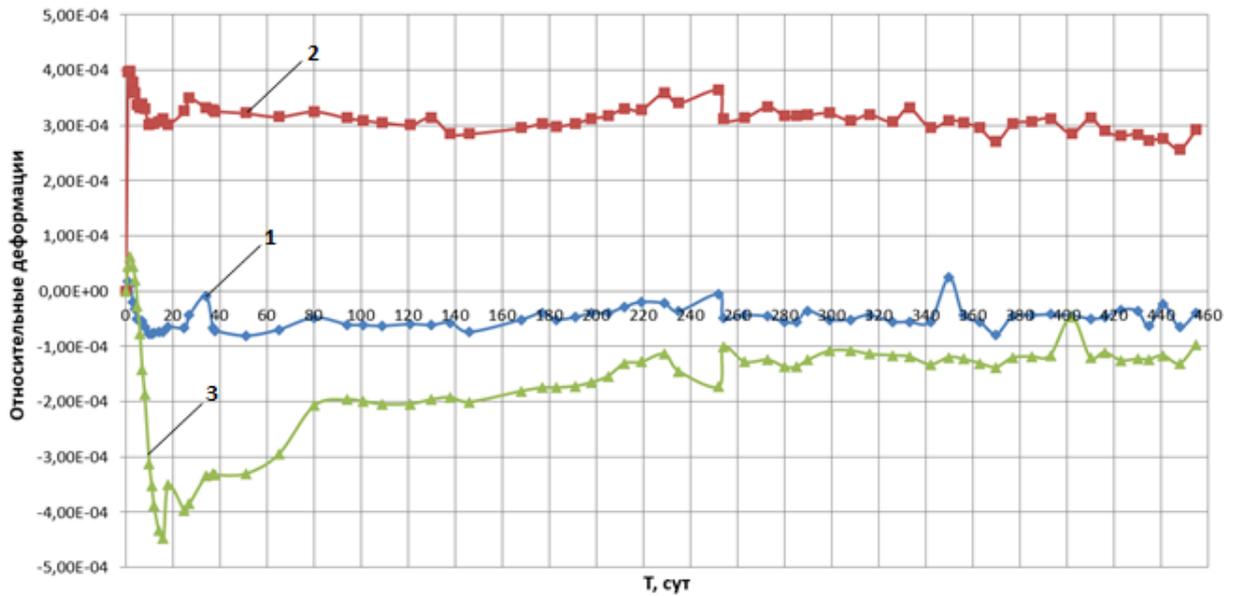


Рисунок 2.3.16 – Относительные тангенциальные деформации в основной крепи сопряжения на третьем участке на глубине 2048,5 м
(1,2,3 – замерные группы)

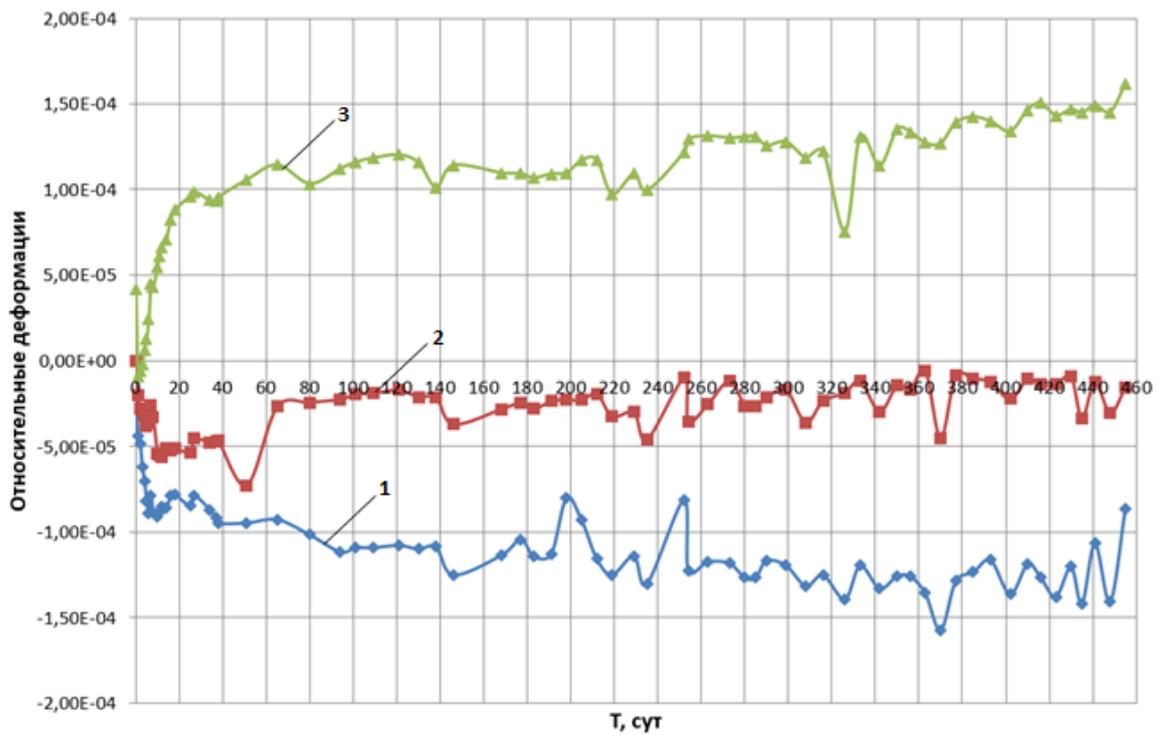


Рисунок 2.3.17 – Относительные вертикальные деформации в основной крепи сопряжения на третьем участке на глубине 2048,5 м
(1,2,3 – замерные группы)

Качественный и количественный анализ полученных данных показывает, что в основной крепи ствола, возведённой с отставанием от забоя 30 м, интенсивность и асимметрия изменения деформаций меньше, чем в передовой крепи. Вместе с тем в характерных зонах влияния сопряжений неравномерность изменения деформаций крепи достаточно ярко выражена. Можно сделать вывод о том, что неравномерность деформаций в основной крепи обусловлена как действием неравнокомпонентного поля напряжений в массиве пород, так и сложной пространственной геометрией исследованных участков между взаимовлияющими сопряжениями. Об этом свидетельствует картина изменения деформаций в основной крепи по трем основным осям (вертикальной, тангенциальной и радиальной).

По результатам обработки данных получены значения средних коэффициентов неравномерности тангенциальных деформаций для передовой и основной крепи стволов для трех исследованных участков (табл. 2.3.1).

Таблица 2.3.1 – Значения коэффициентов неравномерности тангенциальных деформаций крепи стволов

Вид крепи	Значения коэффициента неравномерности тангенциальных деформаций в крепи K_H		
	1 участок	2 участок	3 участок
Передовая крепь	1,26	2,57	1,49
Основная крепь	1,81	1,25	2,41

Далее, в соответствии с Программой мониторинга производилось оценка запаса несущей способности крепи по трем пороговым уровням:

1 уровень (зеленый) – крепь работает в нормальном режиме: напряжения не превышают расчетных значений.

2 уровень (желтый) – крепь работает в непредусмотренном проектом режиме: напряжения превышают расчетные значения.

3 уровень (красный) – критический режим работы крепи: не соблюдаются условия прочности крепи.

Важным моментом при этом является определение начальной точки отчета анализа напряженно-деформированного состояния системы «крепь – массив».

На основании анализа полученных в результате мониторинга графиков изменения температуры и относительных деформаций в крепи приняты следующие начальные точки отчета:

1. Для передовой крепи – 2-4-е сутки после набрызгбетонирования.
2. Для основной крепи – 10-15-е сутки после бетонирования.

В набрызгбетонной крепи на 2-4-е сутки набора прочности наблюдается стабилизация температур, а материал крепи набирает необходимую прочность для восприятия горного давления. В соответствии с графиком проходческого цикла далее реализуется очередной цикл буровзрывных работ, после чего происходит подвигание забоя и активизация процесса смещений стенок ствола.

В основной крепи на 10-15-е сутки после бетонирования происходит окончательная стабилизация температур и усадочных деформаций. Формируется прочная структура бетона, склонная к хрупкому деформированию. Происходит распалубка заходки, перемещение поддона и опалубки на новую заходку. Основная крепь совместно с временной набрызгбетонной начинает воспринимать нагрузки со стороны горного массива, а также от собственного веса.

С учетом принятых начальных точек отсчета, по значениям относительных деформаций расчетными методами определены средние максимальные и минимальные напряжения в крепи, далее выполнено сравнение полученных значений с расчетными и определены уровни загрузки крепи. Полученные результаты сведены в таблицы 2.3.2 - 2.3.4. В таблицах в качестве примера также приведены результаты по определению напряжений на протяжённом участке ствола на глубинах 1957,7 и 1936,8 м.

Таблица 2.3.2 – Результаты расчетов для передовой крепи ствола

№ замерной станции	Глубина H , м	Расчетная прочность бетона, МПа		Расчётные напряжения в крепи, МПа		Напряжения, определенные по результатам замеров, МПа		Уровень нагружения крепи
		Сжатие осевое	Растяжение осевое	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	
1а	1957,7	14,5	1,05	-7,49	-0,75	-5,12		Зеленый
2а	1977,0	14,5	1,05	-7,56	-0,76	-10,86		Желтый
3а	2007,8	14,5	1,05	-6,44	-0,38	-17,89		Красный
4а	2024,0	14,5	1,05	-6,51	-0,36	-8,95		Желтый

Таблица 2.3.3 – Результаты расчетов для основной крепи ствола

№ замерной станции	Глубина H , м	Расчетная прочность бетона, МПа		Расчётные напряжения в крепи, МПа		Напряжения, определенные по результатам замеров, МПа		Уровень нагружения крепи
		Сжатие осевое	Растяжение осевое	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	
1б	1936,8	14,5	1,05	-7,34	-0,59	-0,52	1,74	Зеленый
2б	1981,8	14,5	1,05	-7,51	-0,60	-0,79	1,61	Зеленый
3б	1999,8	14,5	1,05	-7,1	-0,2	-0,86	1,39	Зеленый
4б	2026,5 м	14,5	1,05	-9,22	0,13	-0,16	1,12	Зеленый

Таблица 2.3.4 – Результаты расчетов для крепи сопряжения

№ замерной станции	Глубина H , м	Расчетная прочность бетона, МПа		Расчётные напряжения в крепи, МПа		Напряжения, определенные по результатам замеров, МПа		Уровень нагружения крепи
		Сжатие осевое	Растяжение осевое	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	
5а	2048,5	14,5	1,05	-8,95	0,36	-0,68	0,08	Зеленый
5б	2048,5	14,5	1,05	-9,11	0,55	-2,08	1,22	Зеленый

При определении уровней загрузки крепи дополнительно учитывалась фактическая прочность бетона на участках мониторинга (табл. 2.3.5).

Таблица 2.3.5 – Характеристики бетона передовой и основной крепи ствола

Тип крепи	Проектный класс бетона	Осадка конуса, см	Соппротивление сжатию, МПа в возрасте		Плотность, кг/м ³
			7 сут.	28 сут.	
Относительная отметка «минус» 1936,8 м					
Временная крепь	B25	16 - 20	32,6	41,4	2571
Основная крепь	B25	16 - 20	36,6	42,0	2660
Относительная отметка «минус» 1957,7 м					
Временная крепь	B25	16 - 20	38,8	51,4	2630
Основная крепь	B25	16 - 20	57,3 (14-е сутки)	58,6	2488
Относительная отметка «минус» 1977,0 м					
Временная крепь	B25	16 - 20	33,4	50,2	2596
Основная крепь	B25		44 (14-е сутки)	49,9	2611
Относительная отметка «минус» 1981,8 м					
Временная крепь	B25	16-20	23,7	34,9	2650
Основная крепь	B25	16-20	48,3 (14-е сутки)	54,0	2581
Относительная отметка «минус» 1999,8 м					
Временная крепь	B25	16-20	26,6	41,0	2625
Основная крепь	B25	16-20	46,2	67,5	2513
Относительная отметка «минус» 2007,8 м					
Временная крепь	B25	16-20	26,8	42,1	2533
Основная крепь	B25	16-20	39,6 (14-е сутки)	47,5	2549
Относительная отметка «минус» 2024,0 м					
Временная крепь	B25	16-20	-	33,2	2635
Основная крепь	B25	16-20	45,3 (14-е сутки)	54,4	2587
Относительная отметка «минус» 2026,5 м					
Временная крепь	B25	16-20	31,3	44,6	2524
Основная крепь	B25	16-20	39,8 (14-е сутки)	44,9	2493
Относительная отметка «минус» 2048,5 м					
Временная крепь	B25	16-20	33,7	40,2	24,89
Основная крепь	B25	16-20	43,6	51,28	2664

В целом по результатам расчета установлено, что наиболее сложная геомеханическая ситуация наблюдается в зоне установки замерной станции За (глубина 2007,8 м) на втором участке мониторинга.

Таким образом, на глубине 2007,8 м полученные по результатам замеров и расчетов значения напряжений в передовой крепи превысили расчетные значения. Это можно объяснить следующими причинами:

Это можно объяснить следующими причинами:

- сечение ствола в проходке больше чем вчерне из-за переборов породы;
- отсутствие учета при обосновании проектных решений эффекта взаимного влияния сопряжений;
- увеличение фактического срока взаимодействия передовой крепи с породным массивом до возведения основной крепи из-за технологических пауз;
- более жесткая конструкция передовой крепи по сравнению с проектной, так как фактическая толщина слоя набрызгбетона составила почти 300 мм, прочность – более 50 МПа при проектном классе В25. Это обеспечило устойчивое состояние участка до возведения основной крепи несмотря на высокий уровень загрузки комбинированной передовой крепи.

Основную часть неравномерных нагрузок воспринимает на себя передовая крепь, для повышения работоспособности которой на участках взаимовлияющих сопряжений в неравнокомпонентном поле горизонтальных напряжений целесообразно переходить на проектирование и применение крепи переменного сопротивления.

Выводы по главе 2

По результатам проведенного комплекса экспериментальных исследований на трех участках ствола, в том числе на двух участках между взаимовлияющими сопряжениями установлено следующее:

1. При взаимодействии системы «крепь – массив» на участках ствола между взаимовлияющими сопряжениями в конструкции передовой и основной крепи наблюдается значительная асимметрия деформаций. Фактические

значения коэффициентов неравномерности деформаций изменяются в диапазоне 1,25 - 2,5 и более и зависят от многих факторов, требующих дальнейшего изучения методами математического моделирования.

2. Основную часть неравномерных нагрузок воспринимает на себя передовая крепь, для повышения работоспособности которой на участках взаимовлияющих сопряжений в неравнокомпонентном поле горизонтальных напряжений целесообразно переходить на проектирование и применение крепи переменного сопротивления.

3. При применении передовой крепи и возведении основной крепи с отставанием до 30 м от забоя ствола, уровень напряжений в основной крепи значительно ниже, чем в передовой, что создает предпосылки для применения ресурсосберегающих конструкций.

4. Между значениями напряжений в основной крепи стволов, полученных расчетным и расчетно-экспериментальными методами, наблюдаются существенные расхождения, что говорит о несовершенстве применяемых нормативных и аналитических методик расчета крепи для рассматриваемых условий. В то же время для передовой крепи получена достаточно хорошая сходимость результатов, что в свою очередь говорит о корректности и достоверности предложенного подхода.

5. На основании сделанных выводов сформулировано первое научное положение:

- Установлено, что параметры передовой и основной крепи вертикальных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений следует определять с учетом фактических значений коэффициентов неравномерности деформаций приконтурных пород и крепи, изменяющихся в диапазоне 1,25 - 2,5, определяемых экспериментально-аналитическими методами.

3 МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УЧАСТКОВ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ НА УЧАСТКАХ ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ

3.1 Основные расчетные предпосылки по разработке конечно-элементных моделей

С позиций современных подходов к решению задач геомеханики и строительной механики, а также учитывая возможности компьютерной техники и программного обеспечения, рассматриваемые участки стволов целесообразно моделировать как единый технически сложный стволый комплекс, включающий основную вертикальную часть и примыкающие подземные сооружения, оказывающие друг на друга активное влияние [62-64]. В условиях действия в околоствольном массиве неравномерного поля горизонтальных напряжений надежный геомеханический прогноз устойчивости таких участков встречает серьезные математические трудности, а правильный выбор и обоснование типа и параметров крепи является необходимым условием обеспечения работоспособности и эксплуатационной надежности ствола [65-67].

Исследования по оценке несущей способности крепи ствола и устойчивости околоствольного массива пород в неравномерном тектоническом поле напряжений [68,69] на участке расположения нескольких сопряжений выполнены методом конечных элементов в специализированный программный комплекс Midas FEA NX, получившим большое распространение для решения аналогичных геомеханических задач [70-74].

Поставленная задача решалась применительно к глубоким стволам рудников, в реальных геомеханических условиях месторождений Российской Федерации. Стволы сооружаются преимущественно в высокомодульных скальных породах, склонных к хрупкому разрушению, по совмещенной технологической схеме с креплением монолитным бетоном толщиной 300 - 500 мм [75,76].

Для наиболее точного учета технологии горных работ, а также геомеханических процессов, реализующихся в окружающем массиве пород выполнена серия стадийных расчетов с применением шагово-итерационных процедур.

Функционал программном комплексе Midas позволяет производить всесторонний анализ результатов по перемещением узлов модели и всем видам напряжений в конечных элементах как виде обработки табличных массивов данных так и в форме эпюр и изополей. Допускается использование различных критериев прочности и устойчивости. В настоящем исследовании использована общепринятая модель Кулона-Мора для горных пород. Ее основные теоретические положения общеизвестны и здесь не приводятся.

Следует отметить, что в ПК Midas имеется возможность применения модифицированной модели Мора-Кулона, которая предназначена для представления сложных моделей материалов, сочетающих в себе нелинейно-упругое и пластическое поведение [77-80].

В качестве исходных характеристик пород в этой модели используется модуль деформации пород E , коэффициент поперечной деформации ν , угол внутреннего трения Φ и сцепление грунта c . Для несвязных грунтов дополнительно определяются эффективные параметры угла внутреннего трения φ_{eff} и сцепления c_{eff} при перераспределении поровых давлений. А также угол дилатансии.

Соотношение напряжений σ и деформаций пород ε приведено на рис. 3.1.1.

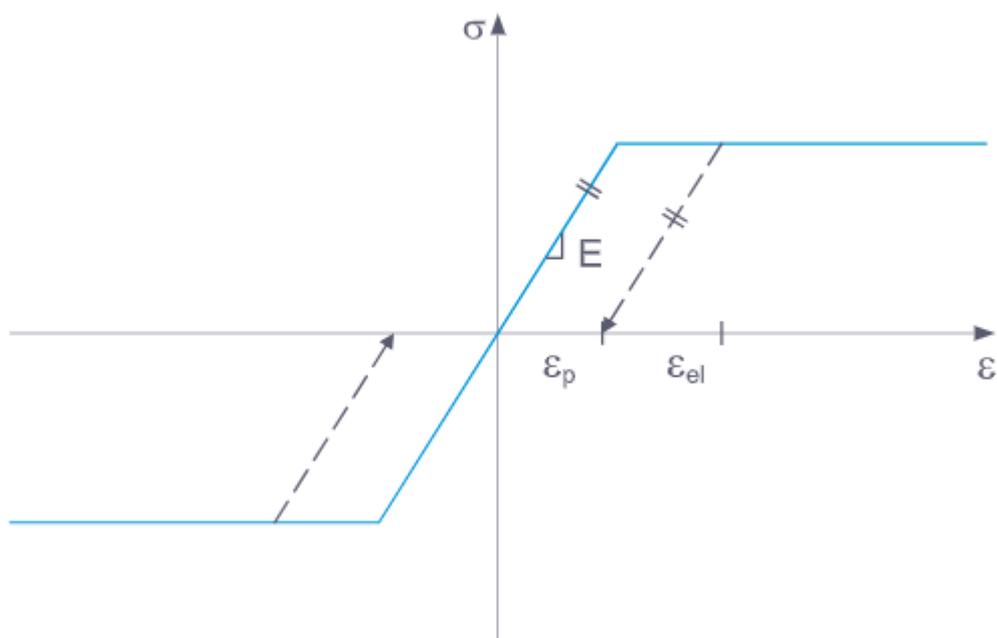


Рисунок 3.1.1 – Соотношение напряжений и деформаций для модифицированной модели Мора-Кулона

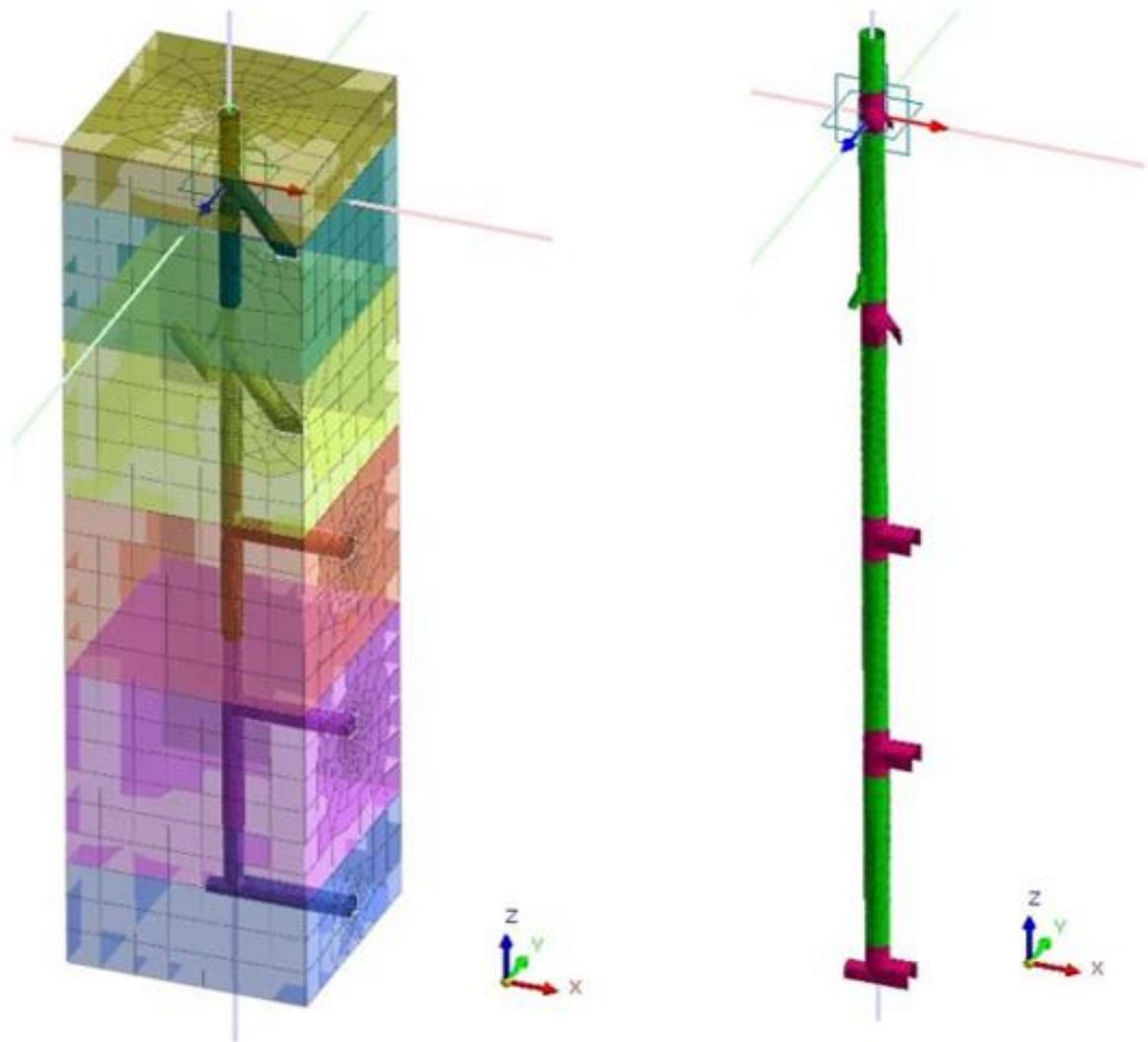
В настоящем исследовании модифицированная модель Мора-Кулона использовалась для моделирования участков стволов в слабых обводнённых аргиллитах, характеризующихся ярко выраженными пластическими свойствами.

Корректное решение рассматриваемой задачи возможно исключительно в пространственной постановке, что требует привлечения существенных вычислительных ресурсов [82-84]. Вместе с тем в ПК Midas имеется возможность интеграции твердотельных и каркасных моделей, предварительно подготовленных в специализированных программах САПР, что облегчает процесс создания моделей.

На рис. 3.1.2 приведены примеры пространственных моделей участков стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, использованных при проведении вычислительных экспериментов. Разработанные модели охватывали все возможные варианты пространственной ориентации приствольных выработок, рассмотренные в подразделе 1.1 диссертации:

- расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным в одной плоскости.

- расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным перпендикулярно друг другу.
- одностороннее примыкание камер в одной плоскости с незначительным разнесением по глубине.
- одностороннее примыкание камер к стволу в перпендикулярных плоскостях с незначительным разнесением по глубине.



a)

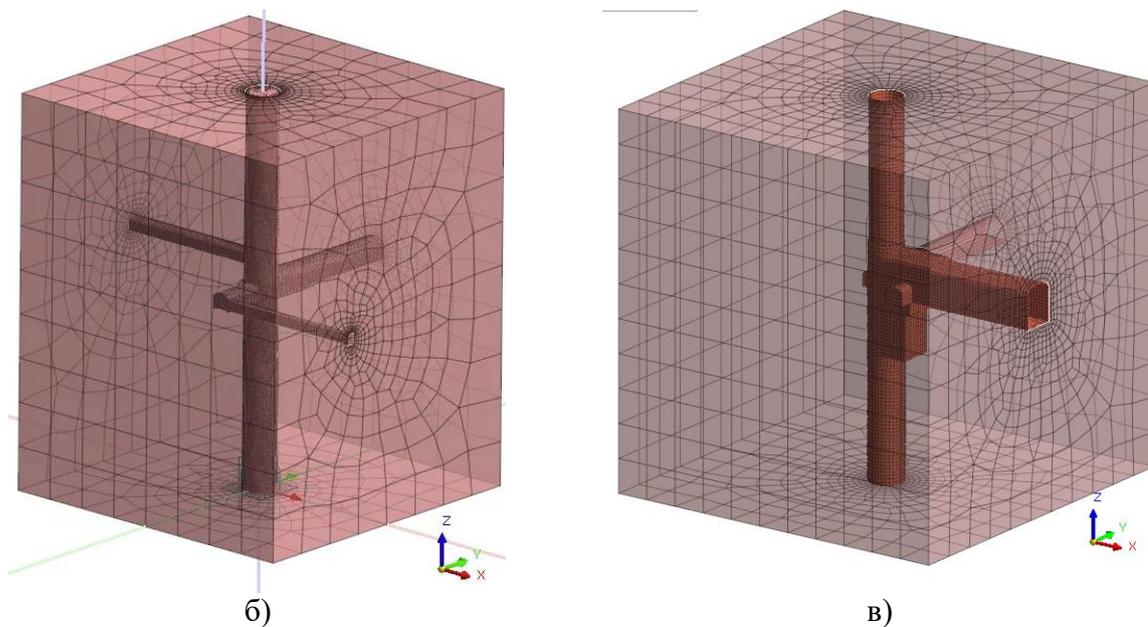


Рисунок 3.1.2 – Примеры конечно-элементных моделей участков расположения приствольных выработок

При проведении расчетов несущей способности крепи следует осуществлять переход от нормативным к расчетным характеристикам модели.

В общем случае крепь может представлять собой многослойную конструкцию, включающую различные по свойствам материалы.

В качестве примера ниже рассмотрен алгоритм определения расчетных параметров для тубинговой крепи с закрепным бетоном на участке ствола в неоднородных породах.

Общий принцип расчета крепи из чугунных тубингов со слоем закрепного бетона состоит в расчете возможных неблагоприятных сочетаний нагрузок от горизонтального горного и гидростатического давлений (при наличии водоносного горизонта).

Расчетное горизонтальное горное давление определяется по формуле:

$$P_0 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \lambda_i \cdot \gamma \cdot H, \quad (3.1.1)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, 1,17;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, 1,2;

λ_i – коэффициент бокового давления, определяется в зависимости от типа пород с учетом величины коэффициента поперечной деформации μ ;

γ – удельный вес пород, МН/м³, $\gamma = \rho \cdot g$;

H – глубина заложения выработки, м;

ρ – плотность пород, т/м³;

g – ускорение свободного падения, м/с².

Аналогичным образом величина максимальных расчётных горизонтальных напряжений в массиве пород составит:

$$P_0 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot k_{h.max} \cdot \gamma \cdot H, \quad (3.1.2)$$

где $k_{h.max}$ – коэффициент, определяющий соотношение между величиной вертикального горного давления и максимальными горизонтальными напряжениями в массиве пород на рассматриваемом участке.

Пример определения значений расчетного горного давления для различных слоёв горных пород в интервале глубин ствола 1130,952 - 1347,0 м приведен в таблице 3.1.1.

Таблица 3.1.1 – Расчетные значения горного давления

№ п/п	Тип пород	H , м	ρ , т/м ³	μ	λ	P_0 , МПа	$k_{h.max}$	$\sigma_{h.max}$, МПа
1	Мергель ороговикованный	1123,0	2,79	0,18	0,220	9,470	1,44	62,14
2	Мергель метаморфизованный	1135,7	2,96	0,22	0,282	13,055	1,44	66,67
3	Мергель ороговикованный	1140,7	2,76	0,34	0,515	22,331	1,44	62,44
4	Мергель ороговикованный	1155,7	2,76	0,24	0,316	13,869	1,44	63,26
5	Аргиллит	1259,2	2,67	0,15	0,176	8,169	1,44	66,68
6	Роговик	1280,0	2,47	0,18	0,220	9,555	1,44	62,71
7	Габбро-долерит	1309,0	2,82	0,3	0,429	21,782	1,44	73,21
8	Аргиллит	1342,2	2,67	0,15	0,176	8,709	1,44	71,08
9	Габбро-долерит	1350,8	2,8	0,32	0,471	24,506	1,44	75,01

Такой подход дает завышенные значения напряжений в массиве пород, но позволяет выполнить оценку запаса несущей способности крепи с учетом требований СП 91.13330.2012 «Подземные горные выработки».

В качестве закрепного бетона рассматривать тяжелый бетон естественного твердения классов прочности В25-В40 по ГОСТ 26633–2015. Учитывая тот факт, что монолитный бетон в стволе возводится в стесненных условиях, его прочностные и деформационные характеристики в условиях длительного нагружения снижаются. Их значения, полученные с учетом требований СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», приведены в таблице 3.1.2.

Таблица 3.1.2 – Расчетные параметры закрепного бетона

Класс бетона	Начальный модуль упругости бетона, МПа	Модуль деформации при продолжительном действии нагрузки, МПа	Нормативная прочность бетона R_{bn} , МПа	Расчетная прочность бетона с учетом понижающих коэффициентов $R_{пр}$, МПа	Коэффициент поперечной деформации бетона
В25	30000	10714	18,5	9,8	0,2
В30	32500	11607	22,0	11,65	0,2
В35	34500	13800	25,5	13,5	0,2
В40	36000	15000	29,0	15,35	0,2

Основные расчетные характеристики тубинговой крепи, использующиеся при ее моделировании в виде оболочки толщины и полученные с учетом выражения Г.1 приложения Г СП 91.13330.2012, приведены в таблице 3.1.3.

Оценку несущей способности крепи при этом следует осуществлять на основе сопоставления расчетных сопротивлений материала крепи и полученных значений главных напряжений в крепи для сформированных расчетных сочетаний усилий:

$$R_{\text{пр}} \geq \sigma_{\text{max}} \quad (3.1.3)$$

где $R_{\text{пр}}$ – расчетное сопротивление крепи, МПа;

σ_{max} – максимальные главные напряжения в конструкции, МПа.

Таблица 3.1.3 – Расчетные параметры тубинговой крепи

Марка чугуна	Несущая способность тубингового кольца, Q_t , МПа	Толщина спинки тубинга, мм	Площадь сечения тубинга, м ²	Расчетное сопротивление тубингового кольца $R_{\text{пр}}$, МПа	Приведенная толщина тубингов, м
СЧ-30	2,79	40	0,1	213,11	0,067
СЧ-30	3,19	50	0,125	196,05	0,083
СЧ-30	3,56	60	0,15	183,14	0,10
СЧ-30	3,93	70	0,175	174,55	0,117
СЧ-30	4,26	80	0,2	166,05	0,133
СЧ-30	4,52	90	0,225	157,35	0,15
СЧ-30	4,72	100	0,25	148,85	0,167
СЧ-35	3,94	60	0,15	183,14	0,10
СЧ-35	4,44	70	0,175	174,55	0,117
СЧ-35	4,87	80	0,2	166,05	0,133
СЧ-35	5,58	110	0,275	160,71	0,183
СЧ-35	5,77	120	0,3	152,91	0,2

3.2 Результаты вычислительных экспериментов по оценке несущей способности крепи стволов на участках взаимовлияющих сопряжений

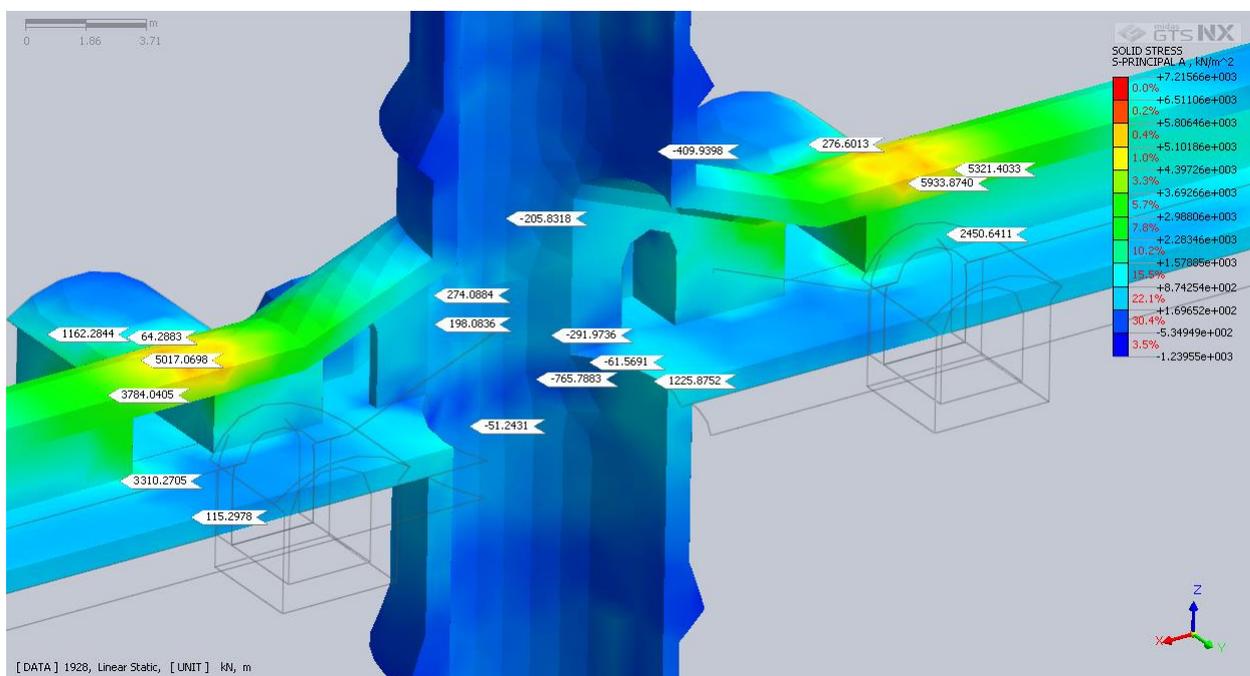
В результате расчетов пространственных численных моделей определены параметры напряженно-деформированного состояния крепи на участках сопряжений и произведена общая оценка устойчивости участков.

Ниже представлены примеры полученных результатов для участков сопряжений различных типов в виде изополей главных напряжений σ_3 (напряжения А) и σ_1 (напряжения С). В программе Midas напряжения сжатия имеют отрицательный знак, а растягивающие напряжения имеют положительные значения.

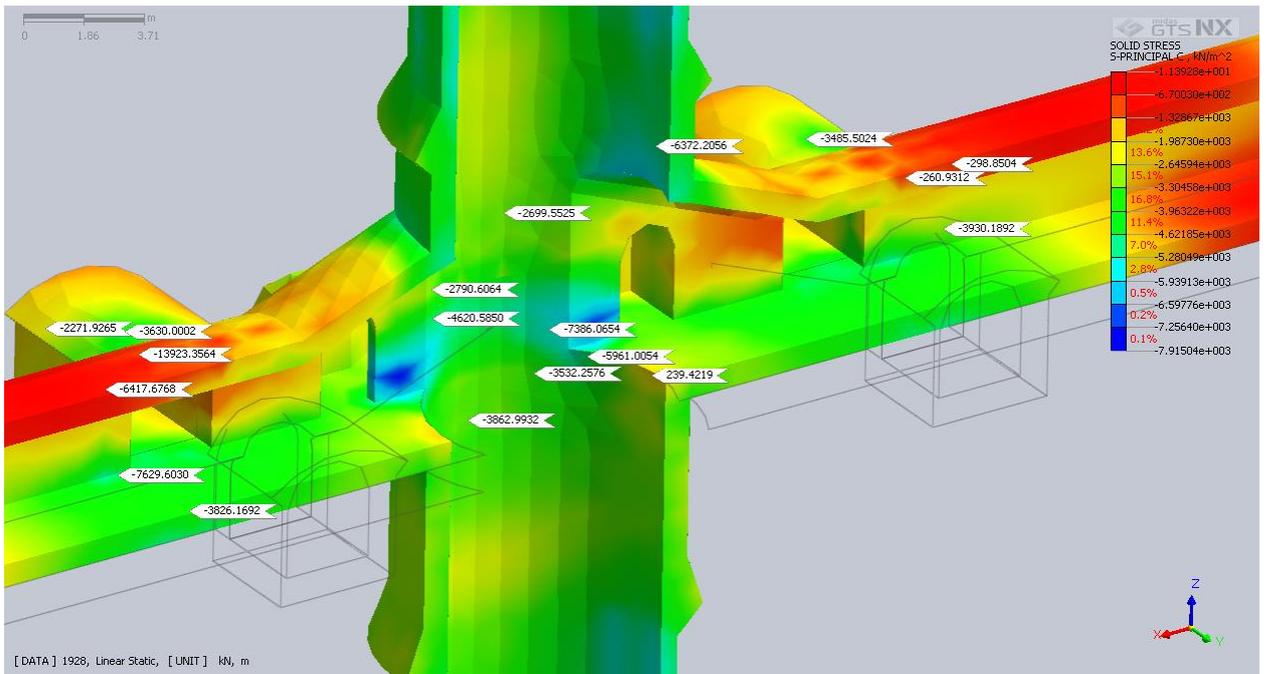
Во всех рассмотренных случаях расстояния между сопряжениями составляли менее 40 м, что соответствовала принятым в диссертационной работе геотехнологическим предпосылкам.

В шахтных стволах крепь преимущественно работает в условиях внецентренного сжатия, однако на участках сопряжений вследствие сложной пространственной геометрии участков в ней могут возникать и напряжения растяжения.

В условиях неравнокомпонентного тектонического поля горизонтальных напряжений этот эффект может усиливаться.

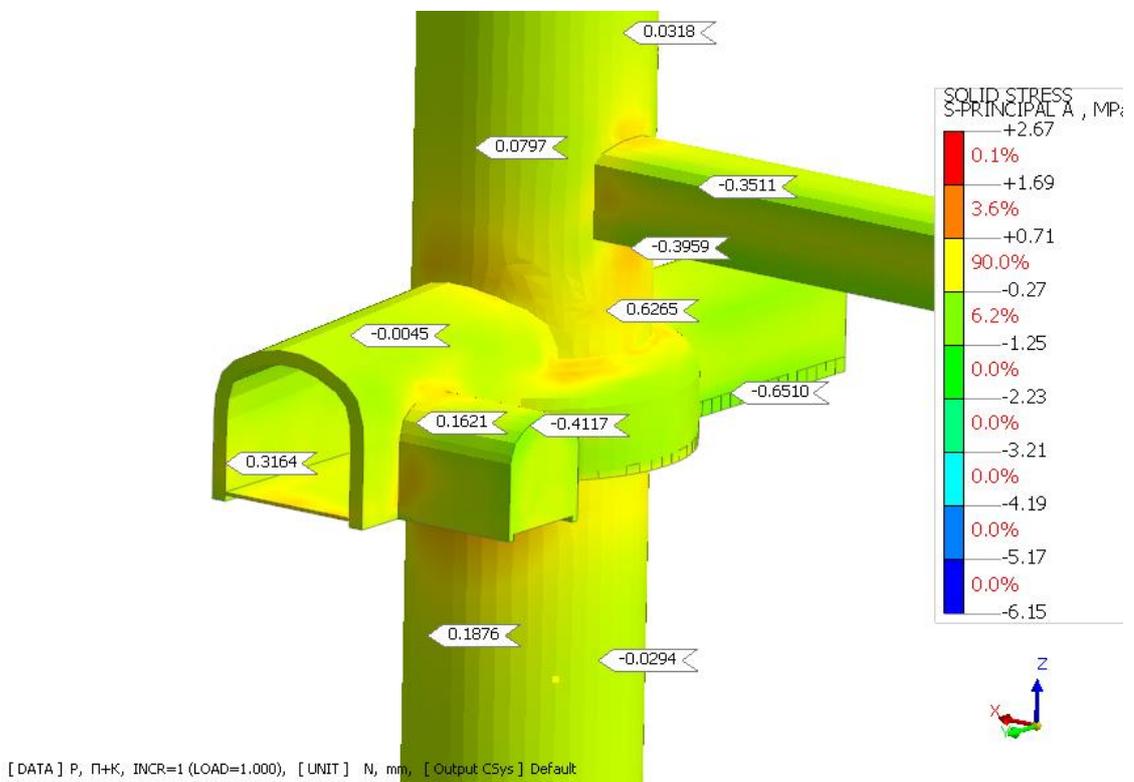


a)

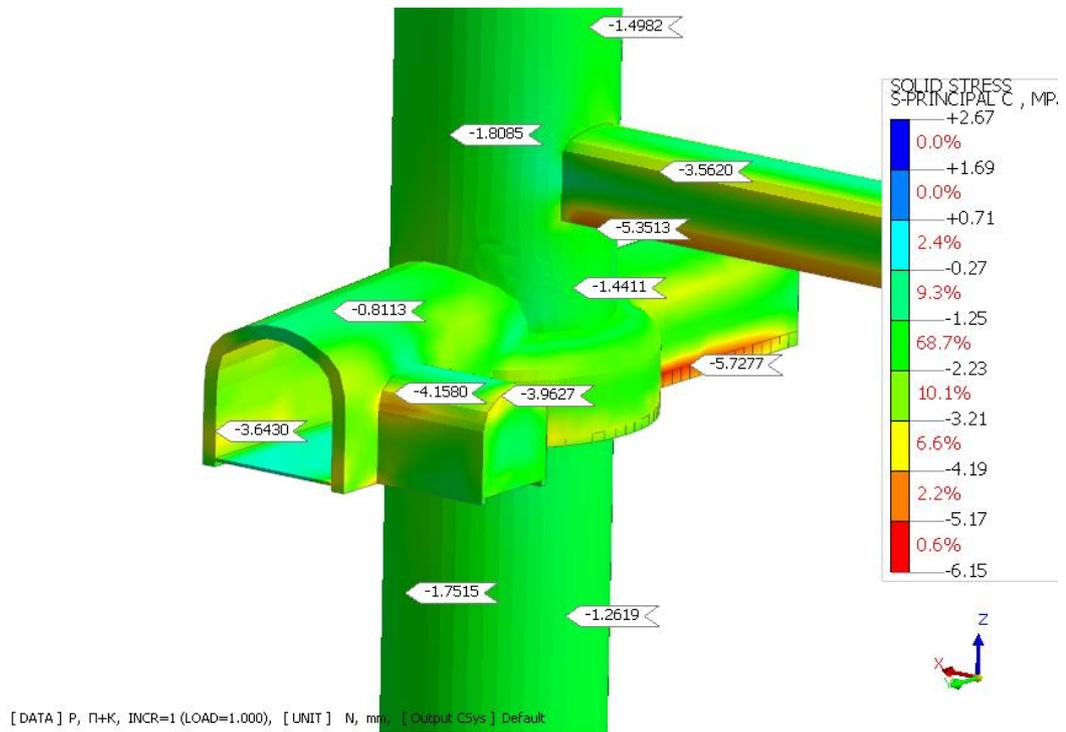


б)

Рисунок 3.2.1 – Изополя напряжений σ_3 и σ_1 , kH/m^2 , в крепи ствола участка сопряжений первого типа (расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным в одной плоскости)

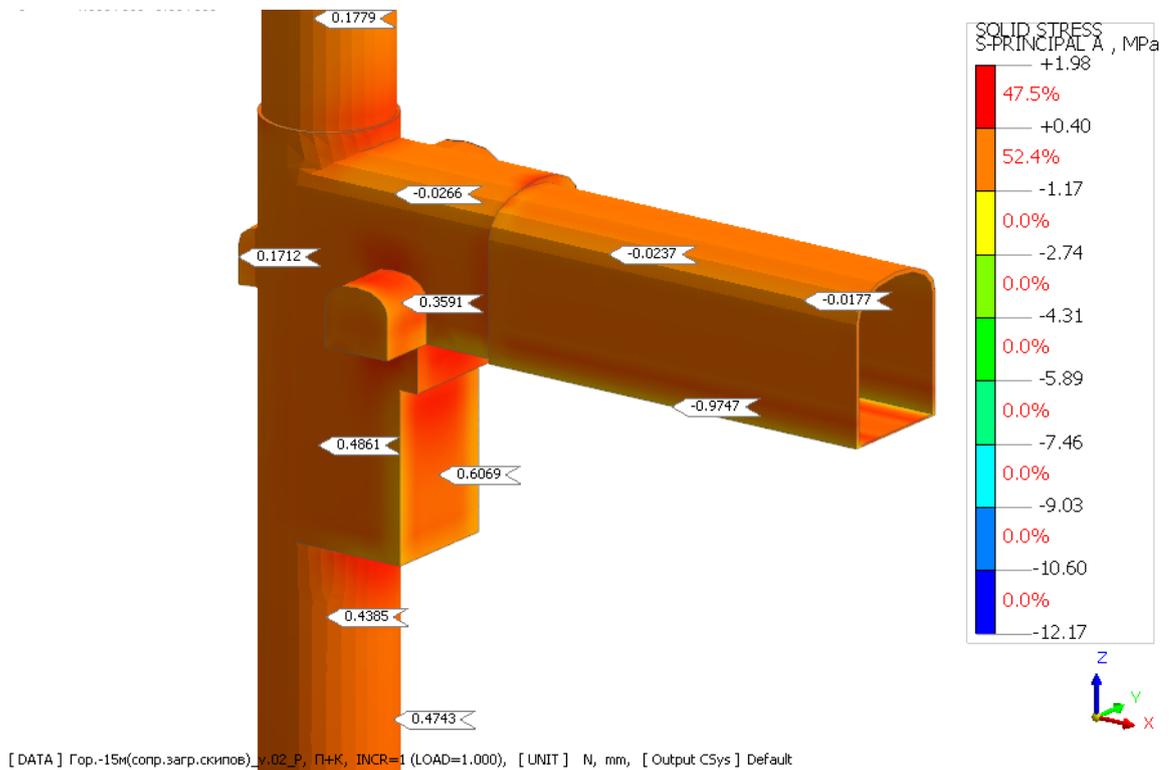


а)

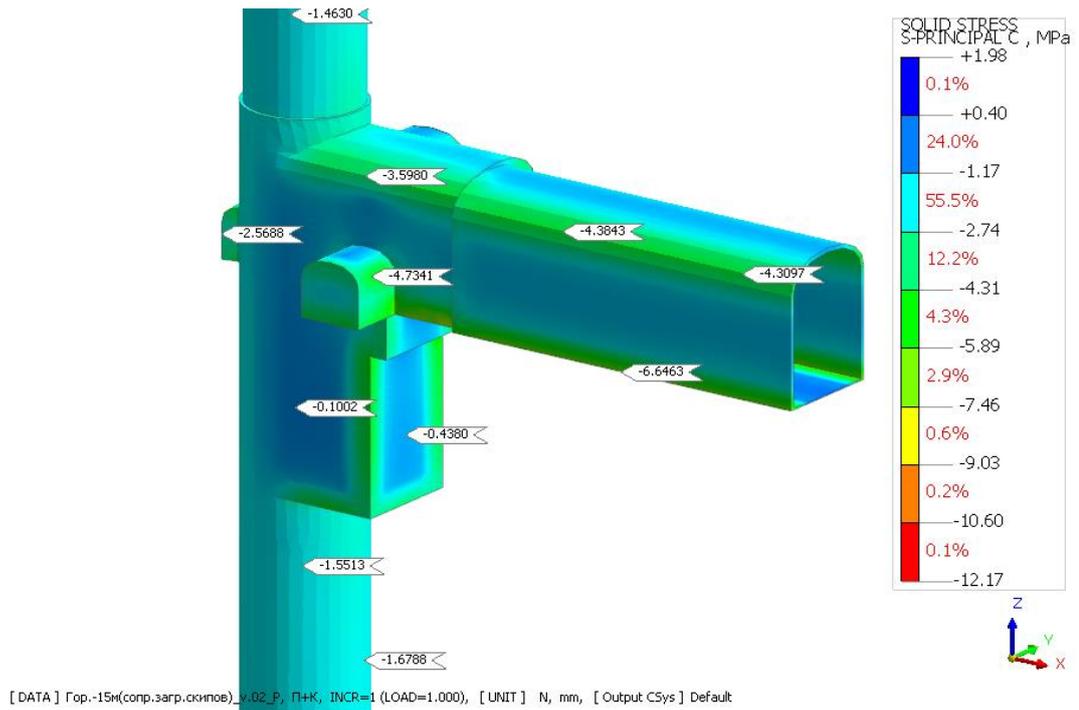


б)

Рисунок 3.2.2 – Изополя напряжений σ_3 и σ_1 , МПа, в крепи ствола участка сопряжений второго типа (расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным перпендикулярно друг другу)

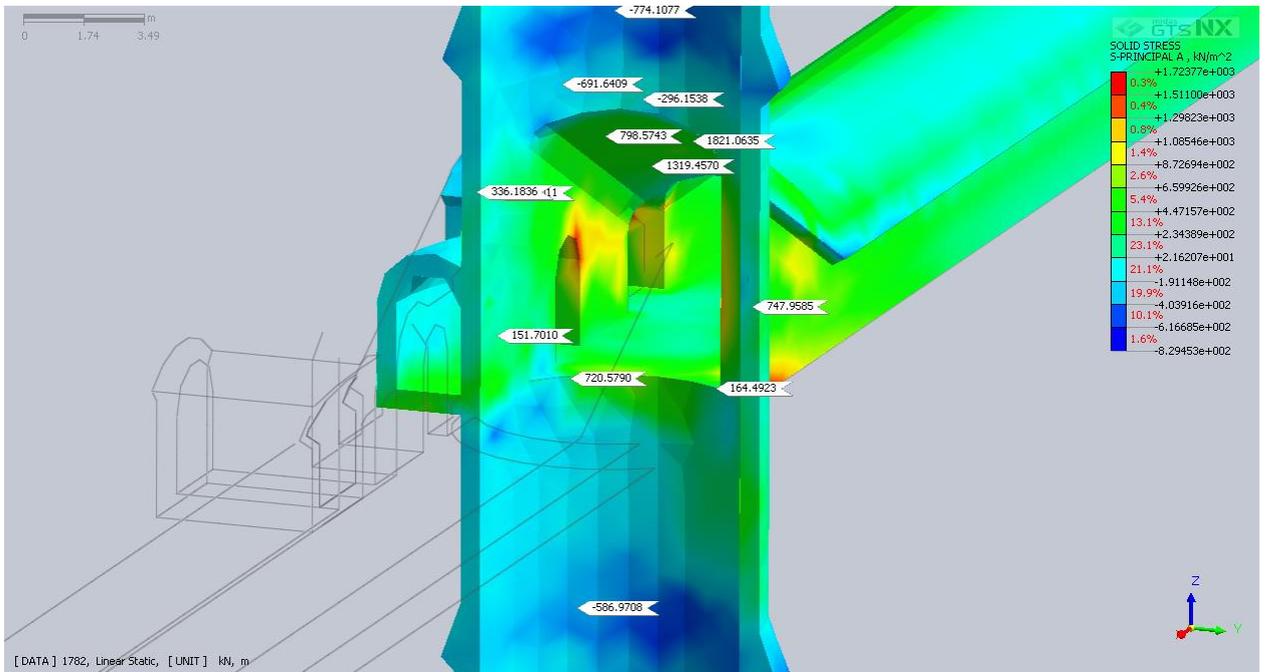


а)

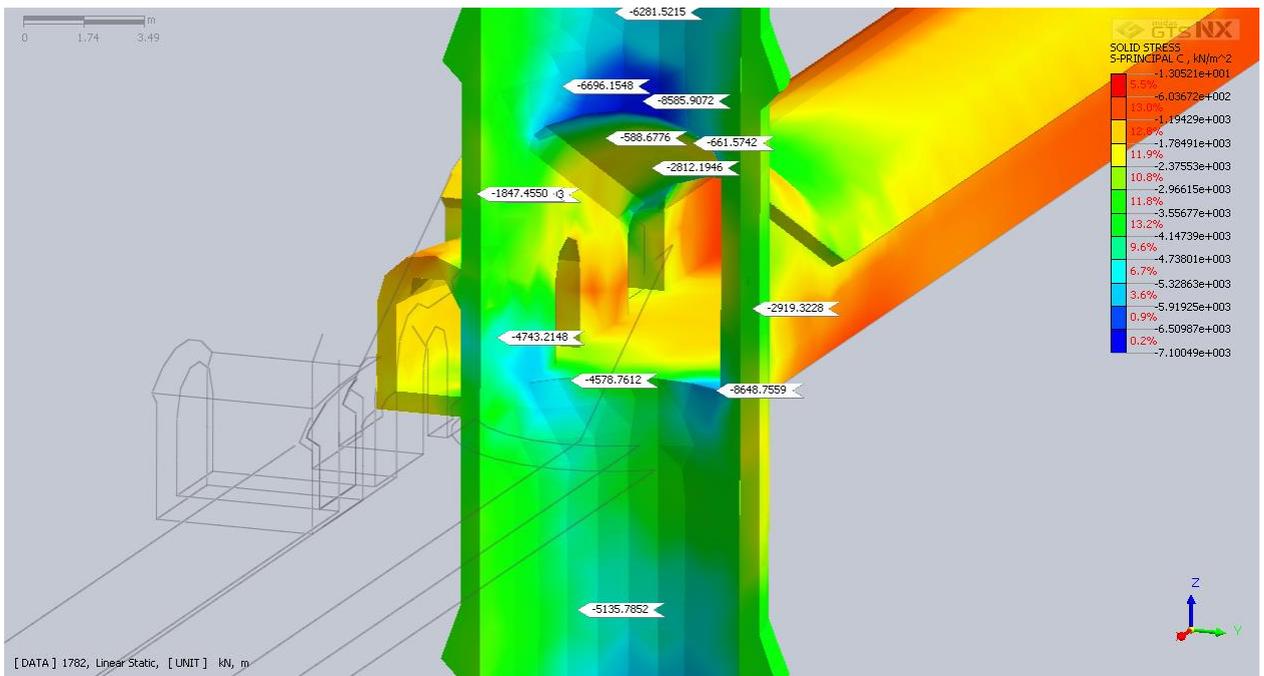


б)

Рисунок 3.2.3 – Изополя напряжений σ_3 и σ_1 , МПа, в крепи ствола участка сопряжений третьего типа (одностороннее примыкание камер в одной плоскости с незначительным разнесением по глубине)



а)



б)

Рисунок 3.2.4 – Изополя напряжений σ_3 и σ_1 кН/м², в крепи ствола участка сопряжений четвертого типа (одностороннее примыкание камер к стволу в перпендикулярных плоскостях с незначительным разнесением по глубине)

При проведении расчетов варьировался коэффициент неравномерности величин горизонтальных напряжений K_H в диапазоне $1,0 \div 2,5$, также сравнивались результаты расчета на участках влияния двух близко расположенных сопряжений и на участках размещения одиночных сопряжений в аналогичных условиях.

Анализ изополей напряжений в крепи ствола показывает, что в крепи ствола возникают не только сжимающие но и растягивающие напряжения, что делает не корректным использование формулы (3.1.3) для оценки запаса несущей способности крепи. Представляя интенсивность напряжений в виде разности максимальных и минимальных главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$ можно выполнить более объективную оценку, учитывающую возникающие в крепи растягивающие напряжения. Пример сравнительных результатов расчета для различных расчетных случаев приведён в табл. 3.2.1. Расчет моделей выполнен в привязке к фактическому горно-геологическому разрезу, породы которого имеют характеристики, приведённые в табл. 3.1.1.

Таблица 3.2.1 – Пример результатов расчета по определению величин напряжений в крепи на участках сопряжений

№ п/п	Глубина заложения почвы нижнего сопряжения, м	Значения $\sigma_1 - \sigma_3$, МПа			
		В районе взаимовлияющих сопряжений при $K_H = 1,0$	В районе взаимовлияющих сопряжений при $K_H = 1,5$	В районе взаимовлияющих сопряжений при $K_H = 2,0$	В районе одиночного сопряжения при $K_H = 1,0$
1	1120	7,15	9,53	12,61	6,74
2	1130	9,46	12,78	16,37	8,79
3	1140	17,73	23,66	31,62	16,75
4	1150	10,03	13,60	17,38	9,14
5	1160	6,90	9,56	11,90	6,37
6	1275	7,11	9,95	12,66	6,79
7	1300	16,00	21,67	28,36	14,75
8	1335	6,50	8,93	11,48	6,14
9	1350	17,64	23,61	30,77	16,64

На рис. 3.2.5 представлены графики изменения разности напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$ при различных величинах коэффициента неравномерности K_H для четырех типов участков взаимовлияющих сопряжений.

Анализ данных моделирования показывает, что при увеличении значений коэффициента неравномерности тектонического поля горизонтальных напряжений запас несущей способности крепи снижается в 1,5 - 1,75 раз и более, при этом величины напряжений на участках взаимовлияющих сопряжений на 7 - 10% выше, чем на участках одиночных сопряжений. В целом в широком диапазоне условий несущая способность бетонной крепи, возведенной по совмещенной схеме проходки, является недостаточной. Требуется переход на крепление рассматриваемых участков железобетонной крепью с двойным арматурным каркасом или тубингами.

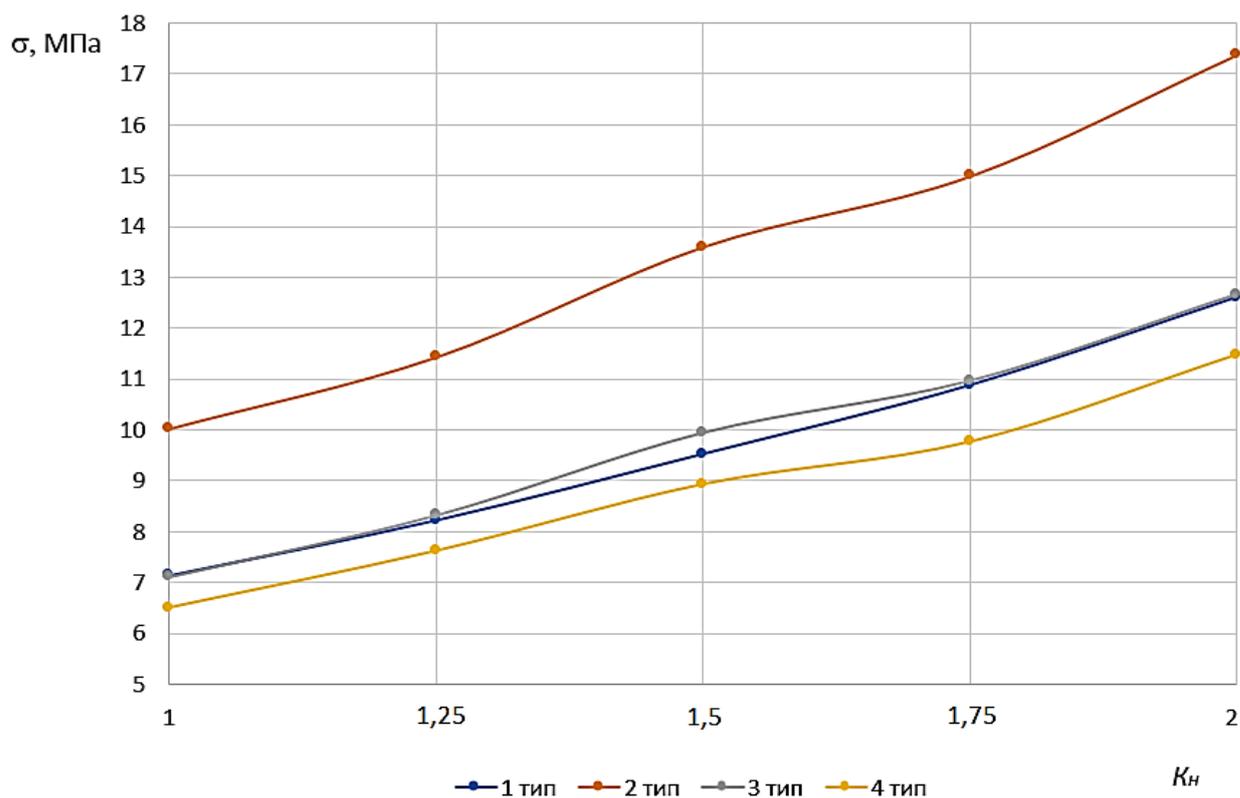
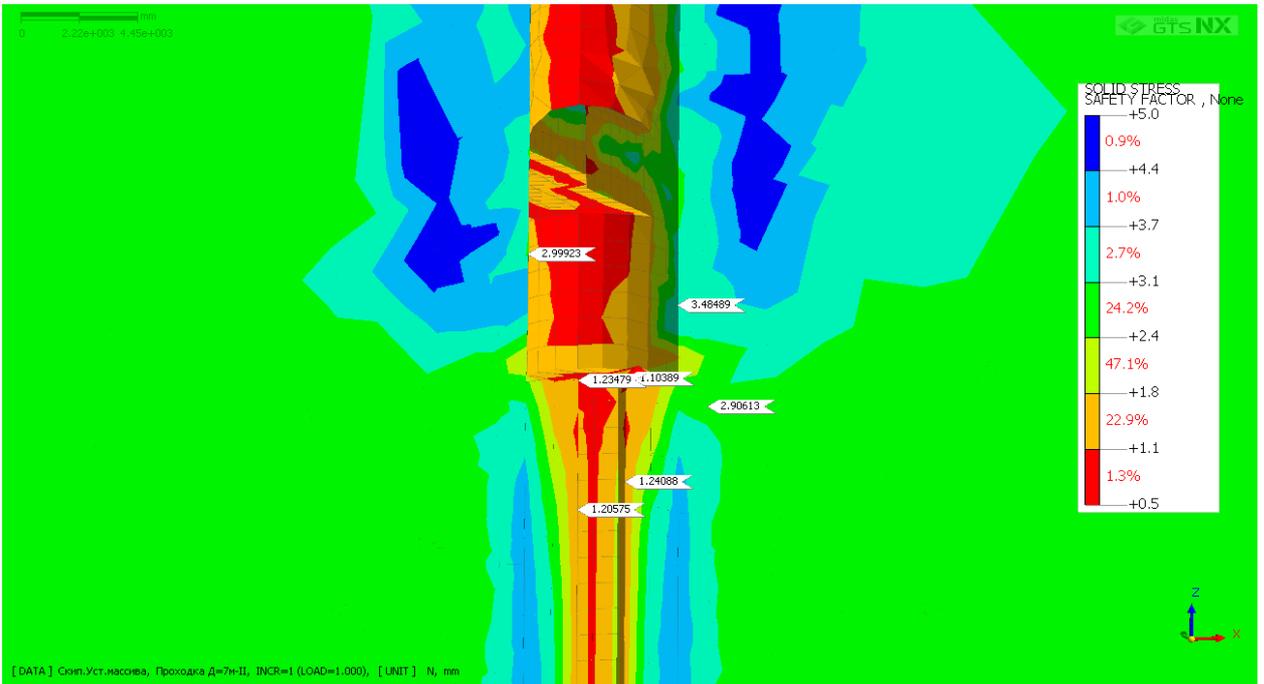


Рисунок 3.2.5 – Графики изменения разности напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$ при различных величинах коэффициента неравномерности K_H для четырех типов участков взаимовлияющих сопряжений

В околоствольном массиве при этом могут возникать локальные неустойчивые участки, обусловленные асимметрией поля горизонтальных напряжений и негативным влиянием приствольных выработок. Примеры изополей распределения коэффициента устойчивости в околоствольных породах участка сопряжений третьего типа приведены на рис. 3.2.6. Коэффициент устойчивости определялся в соответствии с критерием прочности Кулона-Мора. Участки пород с величиной коэффициента менее 1,1 (изополя имеют красный цвет) можно отнести к потенциально неустойчивым с учетом возможности изменения прочностных свойств околоствольных пород при проходке ствола в меньшую сторону.



a)



б)

Рисунок 3.2.6 – Примеры результатов моделирования по оценке устойчивости околоствольных пород в районе сопряжений третьего типа

Следует также отметить, что выполненный анализ не учитывает влияние на запас несущей способности крепи среднего главного напряжения σ_2 . Учет величины среднего напряжения может быть в частности произведен с помощью известного критерия Мизеса:

$$\sigma_{\text{vonMises}} = \{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] / 2\}^{1/2} \quad (3.2.1)$$

Пример изополей максимальных напряжений по Мизесу приведен для сопряжения первого типа приведён на рис. 3.2.7, для участка с сопряжениями четвёртого типа – на рис. 3.2.8.

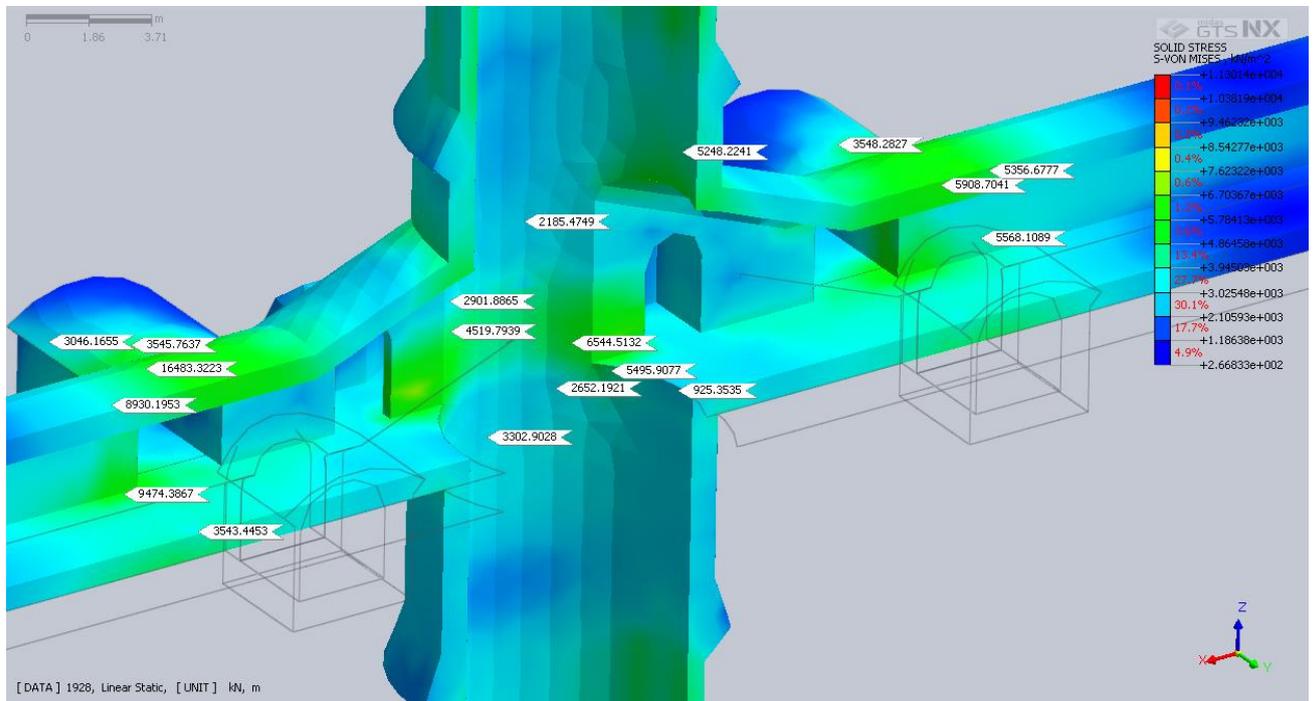


Рисунок 3.2.7 – Изополя изменения максимальных напряжений по Мизесу на участке взаимовлияющих сопряжений первого типа



Рисунок 3.2.8 – Изополя изменения максимальных напряжений по Мизесу на участке взаимовлияющих сопряжений четвертого типа

Анализ полученных данных показывает, что учет среднего напряжения не оказывает существенного влияния на запас несущей способности бетонной крепи стволов. В этой связи для анализа напряженного состояния конструкций крепи целесообразно использовать более простые критерии. В качестве такого предлагается использование следующих условий:

$$\begin{aligned}
 R_{\text{пр.с}} &\geq \sigma_1 - \beta \sigma_3; \\
 R_{\text{пр.с}} &\geq \sigma_1; \\
 R_{\text{пр.р}} &\geq \sigma_3,
 \end{aligned}
 \tag{3.2.2}$$

где $R_{\text{пр.с}}$ и $R_{\text{пр.р}}$ – соответственно расчетная прочность бетона на сжатие и растяжение при изгибе с учетом понижающих коэффициентов, МПа; β – параметр объемной прочности, определяется по результатам лабораторных испытаний материала крепи, в среднем для тяжелого бетона составляет $\beta = 4,1$.

Окончательно по результатам расчета следует принимать параметры крепи, обеспечивающие наибольший запас несущей способности с учетом

выражений 3.2.2 и 3.2.3, при этом в выражении 3.2.3 следует учитывать интенсивность и максимальных сжимающих и максимальных растягивающих напряжений, что значительно уменьшает рациональную область применения бетонной крепи в стволах на участках взаимовлияющих напряжений.

Выводы по главе 3

1. Рассмотрены основные расчетные предпосылки и разработаны пространственные конечно-элементные модели участков стволов на участках взаимовлияющих сопряжений четырех типов:

- расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным в одной плоскости.
- расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным перпендикулярно друг другу.
- одностороннее примыкание камер в одной плоскости с незначительным разнесением по глубине.
- одностороннее примыкание камер к стволу в перпендикулярных плоскостях с незначительным разнесением по глубине.

2. В результате расчетов пространственных численных моделей определены параметры напряженно-деформированного состояния крепи на участках сопряжений и произведена общая оценка запаса ее несущей способности в различных горно-геологических условиях.

3. Установлено, что при увеличении значений коэффициента неравномерности тектонического поля горизонтальных напряжений запас несущей способности крепи снижается в 1,5 - 1,75 раз и более, при этом величины напряжений на участках взаимовлияющих напряжений на 7 - 10% выше, чем на участках одиночных напряжений. В целом в широком диапазоне условий несущая способность бетонной крепи, возведенной по совмещённой схеме проходки, является недостаточной. Требуется переход на крепление рассматриваемых участков железобетонной крепью с двойным арматурным каркасом

или тубингами, что на порядок увеличивает стоимость и материалоемкость крепления.

По результатам исследований сформулировано **второе научное положение:**

Математическим моделированием выявлен факт уменьшения в 1,5 – 1,75 раз запаса несущей способности бетонной крепи, возведенной по совмещенной технологической схеме, на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений, при этом интенсивность напряжений в бетоне на 7 - 10% выше, чем в крепи ствола в зоне влияния одиночного сопряжения.

4 ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ И РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО КРЕПЛЕНИЮ СТВОЛОВ НА УЧАСТКАХ ВЗАИМОВЛИЯЮЩИХ СОПРЯЖЕНИЙ

4.1 Геотехнологические аспекты крепления участков стволов на участках взаимовлияющих сопряжений

Результаты, представленные во 2 и 3 главах диссертационной работы, а также практический опыт длительной эксплуатации шахтных стволов показывают, что на участках взаимовлияющих сопряжений, даже в весьма прочных породах монолитная бетонная крепь в условиях неравномерного тектонического воздействия не обладает требуемой несущей способностью и долговечностью. Неслучайно, именно на участки сопряжений приходится большинство нарушений и дефектов крепи эксплуатационных стволов [85-88]. При этом, как уже отмечалось ранее, для повышения несущей способности крепи осуществляются переход на крепь из монолитного железобетона, что приводит к значительному удорожанию конструкций, увеличению трудоемкости и стоимости крепления, а также доли ручного труда при производстве работ.

В настоящее время для крепления и поддержания сопряжений применяются различные конструкции, которые классифицируются по принципу действия, материалу, технологии возведения, режиму работы и другим признакам. В общем объеме затрат стоимость крепления достигает 50% и более, при этом затраты на капитальный ремонт, реконструкцию и восстановление выработок могут превышать величину капитальных вложений при их проходке.

В целом при применении типовых решений реализуется следующий порядок проходки и крепления стволов на участках сопряжений:

1. Ниже отметок последних опорных венцов проходку стволов в скальных породах осуществляют по совмещенной технологической схеме. Выемка породы производится с применением буровзрывных работ, монолитная бетонная крепь возводится в направлении сверху вниз, вслед за подвиганием забоя ствола.

Возведение бетонной крепи предусматривается с применением секционной металлической опалубки типа ОСД диаметром 6,5 м и высотой 4,0 м.

После приведения ствола в безопасное состояние, производится уборка породы на высоту 4,0 м, производится спуск и центрирование опалубки (диаметром 6,5 м) и за нее по двум бетонопроводам производится бетонирование заходки. Толщина бетонной крепи составляет 0,3 м на протяженных частях стволов и 0,5 м на участках сопряжений.

Спуск бетонной смеси по стволу, до глубины 300 м, производится по двум ставам металлических труб, оканчивающимися телескопами, которые заводятся непосредственно в «карманы» секционной опалубки. Глубже бетон доставляется на проходческий полук в специальной бадье, где разгружается в приёмный бункер, из которого через телескоп подается за опалубку.

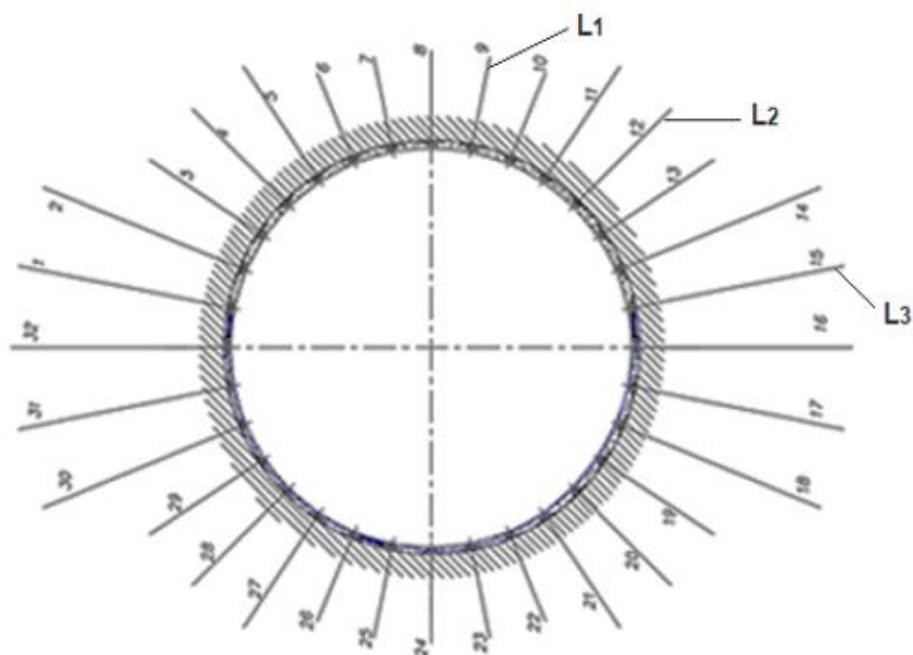
Сопряжения проходятся слоями сверху вниз, т.е. в первую очередь проходит сводчатая часть сопряжения. Проходка первого слоя сопряжения осуществляется сплошным забоем. Разработка породы производится буровзрывным способом.

После сооружения крыла сопряжения на высоту верхнего слоя производится дальнейшая проходка ствола на высоту нижнего слоя сопряжения. Одновременно с проходкой ствола производится проходка нижнего слоя сопряжения.

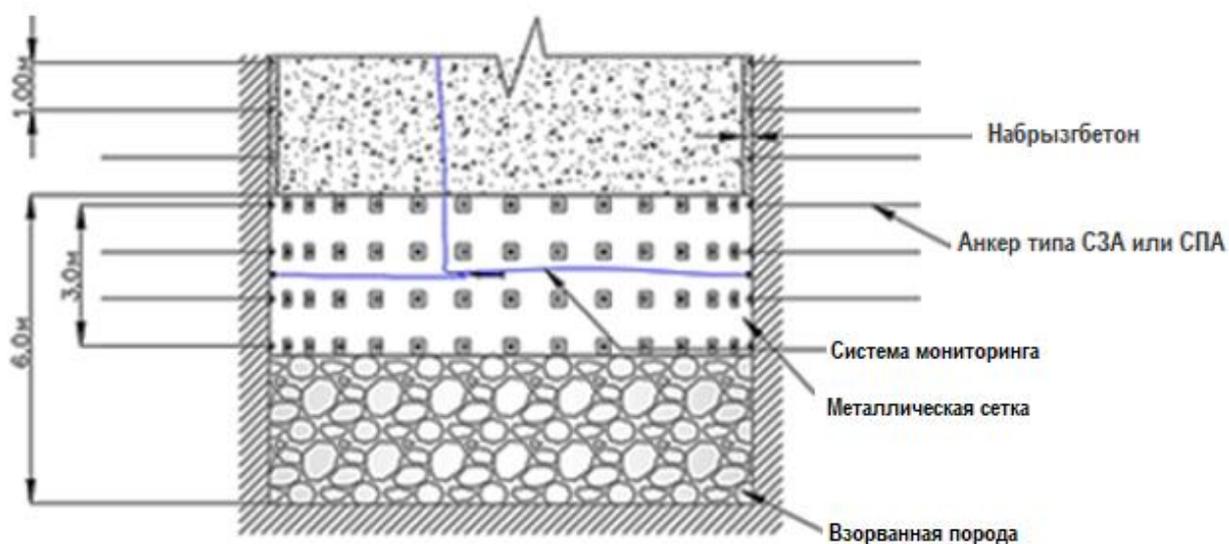
Бурение шпуров в крыльях сопряжений осуществляется ручными перфораторами, для уборки породы используют скреперную лебедку и грейферный погрузчик. В качестве временной крепи сопряжений используют анкерную крепь и арки.

В настоящем исследовании предлагается альтернативный подход к проходке и креплению стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях действия неравномерного поля горизонтальных напряжений, который заключается в применении параллельной технологической схемы с возведением в призабойной зоне ствола передовой крепи с переменным по сечению ствола сопротивлением.

Передовая крепь включает в себя двух- или трехуровневые анкера, сетку, армокаркасы усиления и слой набрызгбетона (рис. 4.1.1). Постоянная монолитная бетонная крепь возводится с отставанием до 35 м от забоя ствола.



а)



б)

Рисунок 4.1.1 – Пример схемы возведения передовой крепи ствола в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений
а) сечение ствола; б) разрез

Прочностные характеристики основной крепи при этом уточняются на основе данных геомеханического мониторинга в призабойной зоне в период проходки.

Обоснование параметров передовой крепи должен осуществляться на основании стадийных расчетов методами математического моделирования, позволяющих поэтапно рассмотреть все процессы, протекающие в системе «породный массив – передовая крепь – основная крепь». Верификацию стадийных моделей следует производить на основе данных экспериментальных замеров параметров НДС в призабойной зоне ствола. Предварительный выбор параметров крепи осуществляется в соответствии с указаниями п. 4.3 диссертации.

Применение описанной технологии работ позволяет обеспечить нормативные скорости проходки стволов до 80 м/мес., что в 2,3 - 2,6 раз больше, чем при применении совмещенной технологической схемы проходки с монолитной железобетонной крепью. Это подтверждается полученным положительным опытом проходки ствола СКС-1 рудника «Скалистый», а также передовым зарубежным опытом [109]. Результаты сравнения средних скоростей проходки стволов на участках сопряжений в зависимости от глубины стволов, собранные по данным реальных журналов проходки и других открытых источников приведены на рис. 4.1.2.

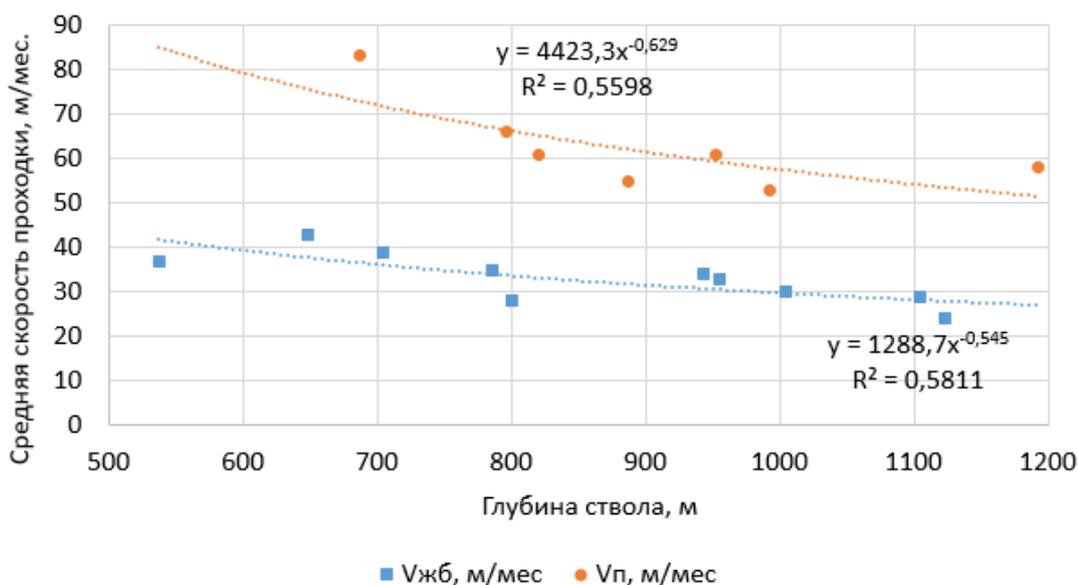


Рисунок 4.4.2 – Средние скорости проходки стволов на участках сопряжений:

$V_{жб}$ – по совмещенной технологической схеме с креплением железобетонной крепью;

$V_{п}$ – по параллельной схеме с применением комбинированной крепи

В целях уточнения фактических свойств породного массива, оценки

проявлений горного давления, анализа напряженно-деформированного состояния призабойной зоны стволов и возможности оперативного внесения изменения в параметры проведения и крепления стволов при изменении горно-геологических условий следует осуществлять научно-техническое сопровождение проекта специализированной организацией.

В случае изменения проектных параметров по результатам мониторинга и дополнительных расчетов, следует согласовать указанные изменения со специализированной организацией, осуществляющей научное сопровождение работ.

Мониторинг горнопроходческих работ в призабойной зоне включает измерение конвергенции стенок ствола и установку в процессе проходки ствола замерных станций, состоящих из струнных датчиков отечественного производства.

Измерение смещений стенок ствола производится высокоточным ленточным экстензометром в двух взаимно перпендикулярных направлениях, соответствующих направлениям действия максимальных и минимальных горизонтальных напряжений.

В неравномерном тектоническом поле напряжений следует комплектовать каждую замерную станцию не менее чем тремя группами датчиков, разнесенными под углом 120 градусов в сечении выработки.

Построенные по результатам замеров графики позволяют определить фактический коэффициент неравномерности K_n для последующего уточнения параметров крепи с учетом указаний п. 4.3 диссертации.

4.2 Аналитические расчеты параметров передовой крепи стволов

Передовая крепь ствола на участках взаимовлияющих сопряжений представляет собой комбинированную конструкцию, включающую анкера различных типоразмеров, сетку или армокаркас и слой набрызгбетона.

Рассмотрим основные положения расчета данной комбинированной конструкции крепи.

В России широко применяются анкера контактного типа, к которым, в частности, относятся железобетонные (сталеминеральные), сталеполимерные (в том числе канатные), фрикционные (самозакрепляющиеся) и винтовые анкера [89-96].

Применительно к проблеме исследования использование анкерной крепи позволяет решить две важные задачи – повысить устойчивость окрестных пород и уменьшить неравномерность нагрузок на основную крепь ствола.

Успешное решение этих задач во многом определяется корректностью обоснования основных параметров анкерной крепи: длины, плотности установки и несущей способности.

Основные представления о работе анкерной крепи сводятся к тому, что существуют в различных модификациях три гипотезы взаимодействия анкерной крепи с массивом [90-93]:

1. Схема «сшивки» пород. По этой схеме скрепленные штангами породы до образования трещин работают как единая система, сопротивление изгибу которой выше, чем суммарное сопротивление отдельных нескрепленных слоев той же толщины. После появления трещин образуются блоки, связывающим элементом которых являются анкеры. Образовавшаяся блочная система, заклиненная анкерами, воспринимает нагрузку вышележащих слоев пород.

Данная схема вполне отражает действительный характер работы анкерной крепи, но требует более подробных и надежных прогнозирующих данных о свойствах породного массива и более сложна в расчетном отношении. Для расчета необходимо иметь достоверные данные о строении и прочностных характеристиках массива, его напряженном состоянии в зоне влияния выработки и ожидаемых смещениях.

2. Схема «подвешивания», согласно которой разрушенные породы непосредственной кровли подвешиваются к более прочным породам основной кровли. При этом анкеры устанавливаются за пределами естественного свода обрушения и воспринимают нагрузку от веса свода или толщи пород

непосредственной кровли. Из вышеизложенного следует, что расчет анкерной крепи по данной гипотезе сводится к определению величины нарушенной зоны и предельной прочности закрепления анкера.

Данная схема достаточна проста и наглядна, но не в полной мере отражает действительный характер работы анкерной крепи. Обычно она используется при сравнительно небольших размерах зоны возможного обрушения (до 2 м).

3. Схема, учитывающая влияние анкеров на напряженно-деформированное состояние породного массива вблизи выработки. Данный подход основывается на воздействии ее на напряженно-деформированное состояние окружающего выработку массива. Массив вблизи анкера моделируется упругим полупространством, а воздействие напряженного анкера моделируется системой сил, приложенных к поверхности полупространства и в глубине его.

Общая предпосылка расчета заключается в том, что усилия в анкерах воздействуют на массив, образуя в нем относительно равномерное поле сжимающих напряжений, повышающих устойчивость подкрепленной выработки [99-102].

Решение таких задач рассмотрено, в работах Кравченко Г.И. [89], где исследовалось действие сосредоточенной силы в упругой полуплоскости, Степаняна М.Н. [90] для анкеров замкового типа и Завьялова Р.Ю. [91] для анкеров контактного действия. Основными принципами расчета при этом являются следующие:

- монолитная бетонная крепь и породный массив рассматриваются как весома совместно линейно деформируемая среда;
- анкер испытывает продольные деформации, вызываемые смещением массива и крепи.
- выполняется условие равенства точек крепления анкера и соответствующих точек массива и крепи.

Условие совместности перемещений точек закрепления анкера и соответствующих точек массива пород для анкеров контактного типа можно представить в виде:

$$\Delta_{i,i+1}^j = \sum_{k=1}^N \sum_{p=1}^M P_{kp} (U_{i+1}^{kp} - U_{ij}^{kp}) + (U_{i+1,j}(\gamma H) - U_{ij}(\gamma H)), \quad (4.1.1)$$

где $U_{i+1}^{kp}, U_{ij}^{kp}$ – перемещения вдоль оси стержня $(i+1)$ и i -й точек закрепления j -того анкера под действием единичной силы, приложенной в p -й точке k -го стержня соответственно;

$U_{i+1,j}^0, U_{ij}^0$ – перемещения указанных точек под действием начального поля напряжений;

P_{kp} – значения усилий, возникающих в точках закрепления анкерных стержней в массиве пород;

$$j=1,2,\dots,N; k=1,2,\dots,N; i=1,2,\dots,M; p=1,2,\dots,M;$$

N – количество анкерных стержней;

M – количество точек закрепления анкерного стержня в массиве.

В результате решения данного уравнения определяются параметры влияния анкерной крепи на напряженно-деформированное состояние (НДС) массива. Следует отметить, что существующие методики расчета анкерной крепи по третьей схеме, в частности [102], содержат ряд допущений, по сути ограничивающих область их применения рассмотрением плоских задач в однородном породном массиве.

В этой связи для определения параметров анкерной крепи в действующих нормативных документах [102] по сути применяются приближенные эмпирические методы расчета. При этом особую сложность представляет решение задач, связанное с определением параметров крепи на участках сопряжений различных типов.

В качестве примера рассмотрим методику расчета передовой комбинированной крепи для горно-геологических условий, рассмотренных в главе 3 диссертационной работы. В качестве расчетных приняты два нижних участка, приведённых в табл. 3.1.2 и 3.2.1.

Предварительно принимаются следующие параметры передовой крепи: сталеполимерные или самозакрепляющиеся анкеры диаметром 25-

32 мм, металлическая сетка диаметром 5 мм (размер ячейки 150x150 мм) и набрызгбетон толщиной 100-200 мм.

Следует отметить, что при значительных деформациях массива передовая крепь должна работать на всей породной поверхности ствола и совместно деформироваться с массивом в призабойной зоне. Набрызгбетонная крепь, таким образом, должна быть тонкой и податливой, при этом сводится к минимуму восприятие изгибающих моментов и трещинообразование под изгибающими нагрузками на участках взаимовлияющих сопряжений. В случае необходимости усиления передовой крепи нужно не увеличивать толщину слоя набрызгбетона, а применять дополнительную металлическую сетку или переходить на армокаркасы и увеличивать плотность анкерования.

Произведем расчет анкеров и металлической сетки передовой крепи ствола в интервале глубин от 1500 м до 2050,5 м согласно Приложению 14 «Руководства по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи» [103].

Диаметр ствола в проходке в расчетах принят равным 10,4 м. Проходка ствола предусмотрена буровзрывным способом. При проведении буровзрывных работ в некоторой зоне массива пород вокруг выработки образуются взрывные трещины. Глубину зоны возможного обрушения пород (нарушенная зона пород вокруг выработки ствола) определяем по формуле:

$$l_T = \frac{z}{\sqrt{10 \cdot R}}, \quad (4.2.1)$$

где R – предел прочности породы при сжатии, МПа; z – коэффициент, учитывающий параметры буровзрывных работ:

$$z = 1,14e_1 \cdot d_{II}^{-0,8} \cdot l_{III}^{0,6}, \quad (4.2.2)$$

e_1 – коэффициент работоспособности ВВ, d_{II} – диаметр патрона ВВ, м; l_{III} – длина шпура, м. При $d_{II} = 0,032$ м и $e_1 = 360/437 = 0,82$, значения z при глубине шпуров 2, 3, 4 и 5 м составляют соответственно 23, 29, 35 и 39.

Длину анкеров рассчитываем по формуле:

$$l_a = l_T + l_z + l_{II}, \quad (4.2.3)$$

где l_z – величина заглубления штанги в устойчивую зону массива пород (0,3 – 0,5 м);

l_{II} – длина выступающей из скважины части штанги, зависящая от ее конструкции и толщины опорно-поддерживающих элементов (0,5 – 0,2 м).

Расстояние между анкерами находим по формуле:

$$a_a = \sqrt{\frac{P_a}{l_T \cdot \gamma_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d}}, \quad (4.2.4)$$

где P_a – расчетная несущая способность анкера, кН;

γ_k – объемный вес пород в пределах зоны обрушения (кН/м³);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке 1,17;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности 1,2;

γ_d – коэффициент условий работы 0,75.

В интервале глубин 1300 м ÷ 1335 м минимальная прочность вмещающих пород составляет $R = 121,8$ МПа. Тогда нарушенная зона пород вокруг ствола составит:

$$l_T = \frac{35}{\sqrt{10 \cdot 121,8}} = 1,0 \text{ м.}$$

Длина анкера составит $l_a = 1,0 + 0,5 + 0,2 = 1,7$ м.

Расстояние между анкерами находим по формуле 4.2.4:

Временное сопротивление анкера на разрыв 340 кН, расчетная несущая способность анкера составляет $P_a = 166,8$ кН (17 т), $\gamma_k = 2,8$ т/м³.

$$a_a = 2,4 \text{ (м)}.$$

На интервале глубин 1335 м ÷ 1350 м минимальная прочность вмещающих пород составляет $R = 60,5$ МПа. Тогда нарушенная зона пород вокруг выработки ствола составит:

$$l_T = \frac{35}{\sqrt{10 \cdot 60,5}} = 1,4.$$

Длина анкера составит $l_a = 1,4 + 0,5 + 0,2 = 2,12$ м

Расстояние между анкерами находим по формуле 4.2.4:

$$P_a = 17 \text{ т}; \gamma_k = 2,75 \text{ т/м}^3.$$

$$a_a = 2,0 \text{ (м)}.$$

Предварительно принятые параметры анкерной крепи приведены в табл. 4.2.1.

Таблица 4.2.1 – Расчетные характеристики анкерной крепи

№ п/п	Интервал, м	Минимально допустимая длина анкеров, м	Расстояние между анкерами не более, м
1	1300 ÷ 1335	1,7	2,4
2	1335 ÷ 1350	2,2	2,0

Далее произведем расчет временной набрызгбетонной крепи ствола согласно Приложению 22 «Руководства по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи» [103].

Исходными данными для расчёта крепи ствола в неравнокомпонентном поле начальных напряжений являются:

N_1 и N_2 – расчётные главные напряжения нетронутого массива, действующие в горизонтальной плоскости;

E , E_1 , μ , μ_1 – соответственно модули деформации и коэффициенты Пуассона пород и крепи;

γ – объёмный вес пород;

R_0 , R_1 – внутренний и внешний радиусы поперечного сечения крепи;

H – глубина;

где l – расстояние от забоя ствола до постоянной крепи.

Нагрузки на крепь (напряжения на контакте крепи с породами) определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} P &= P_0 + P_2 \cos 2\theta; \\ q &= q_2 \sin 2\theta, \end{aligned} \right\} \quad (4.2.5)$$

где P – радиальные напряжения (нагрузки);

q – касательные напряжения;

θ – полярный угол, отсчитываемый в горизонтальной плоскости от направления наибольших напряжений N_I ;

$$\left. \begin{aligned} P_0 &= a^* N_1 \left(\frac{1 + \xi}{2} \right) (1 - k_0^*); \\ P_2 &= a^* N_1 \left(\frac{1 - \xi}{2} \right) (1 - k_{11}^* + k_{12}^*); \\ q &= a^* N_1 \left(\frac{1 - \xi}{2} \right) (-1 - k_{21}^* + k_{22}^*); \end{aligned} \right\} \quad (4.2.6)$$

здесь

$$\xi = \frac{N_2}{N_1};$$

k_0^* ; k_{11}^* ; k_{12}^* ; k_{21}^* ; k_{22}^* – коэффициенты передачи дополнительных (снимаемых) напряжений, определяемые по формулам:

$$k_0^* = \frac{\chi_1 + 1}{c_1^2(\chi_1 - 1) + 2 + 2(c_1^2 - 1) \frac{G_1}{G_2}}; \quad (4.2.7)$$

$$\left. \begin{aligned} k_{11}^* &= \frac{1}{B'} (\delta_1 b_3' - \delta_2 b_3); \\ k_{12}^* &= \frac{1}{B'} (\delta_2 b_4 - \delta_1 b_4'); \\ k_{21}^* &= \frac{1}{B'} (\gamma_1 b_3' - \gamma_2 b_3); \\ k_{22}^* &= \frac{1}{B'} (\gamma_2 b_4 - \gamma_1 b_4'). \end{aligned} \right\} \quad (4.2.8)$$

где

$$B' = \gamma_2 \delta_1 - \gamma_1 \delta_2; \quad \delta_1 = b_2 - \chi''; \quad \delta_2 = b_2' - \chi''; \quad \gamma_1 = b_1 + \chi''; \quad \gamma_2 = b_1' - \chi'';$$

$$b_1 = c_1^4(3 + c_1^2) - D_1; b_2 = c_1^4(3 - c_1^2) + D_1; b_3 = c_1^2(3c_1^2 + 1); b_4 = c_1^2(3c_1^2 - 1);$$

$$b'_1 = 2c_1^4 + c_1^2 + 1 + D_1; b'_2 = c_1^2 + 1 + D_1; b'_3 = c_1^2(c_1^2 + 1) + 2; b'_4 = c_1^2(c_1^2 + 1); c_1 = \frac{R_1}{R_0};$$

$$\chi_1 = 3 - 4\mu_1; D_1 = \frac{(c_1^2 - 1)^3}{\chi_1 + 1}; \chi'' = \frac{E_1}{E} \left(\frac{1 + \mu}{1 + \mu} \right) D_1$$

Далее определяются нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах сечения крепи по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta}^{\text{BH}} &= n_p P_0 m_1 - (P_2 n_1 - q_2 n_2) \cos 2\theta; \\ \sigma_{\theta}^{\text{HAP}} &= n_p p_0 m'_1 + (p_2 n'_1 - q_2 n'_2) \cos 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (4.2.9)$$

где $m_1 = \frac{2c_1^2}{c_1^2 - 1}; m'_1 = m_1 - 1; n_1 = 4c_1^2 \frac{c_1^2 + 1}{(c_1^2 - 1)^2}; n'_1 = \frac{c_1^4 + 6c_1^2 + 1}{(c_1^2 - 1)^2};$

$$n_2 = \frac{4c_1^2}{(c_1^2 - 1)^2}; n'_2 = 2 \frac{2c_1^2 + 1 - c_1^4}{(c_1^2 - 1)^2}$$

n_p – коэффициент перегрузки, в СП 91.13330.2012 заменен на следующие коэффициенты:

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности;

γ_d – коэффициент условий работы.

n_n – коэффициент приведения к расчетному (максимальному) давлению при неравномерной эпюре нагрузок.

Коэффициенты надежности по нагрузкам, по ответственности и коэффициент сочетания нагрузок приняты в соответствии с СП 20.13330.2016 и СП 91.13330.2012 и приведены в табл. 4.2.2.

Таблица 4.2.2 – Коэффициенты надежности и сочетания нагрузок

п/п	Тип крепи	γ_f	γ_n	γ_d	n_n	ψ
1	Набрызгбетонная	1,17	1,2	0,5	2	1
2	Монолитная	1,17	1,2	0,8	2	1

Упрочнение породы анкерами можно учесть с помощью коэффициента $k_{упр}$ согласно п. 4.26 и Приложения 14 «Руководства по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи» [103]. Временное сопротивление анкера на разрыв 340 кН, расчетная несущая способность анкера составляет $P_c=166,8$ кН, плотность установки анкеров – 1 анкер на m^2 , тогда принимаем $k_{упр}=1,7$.

Далее определим экстремальные значения напряжений при $\theta=0^0$ и $\theta=90^0$.

Проверка прочности крепи производится сравнением максимальных экстремальных значений тангенциальных напряжений в крепи с расчетным сопротивлением материала крепи с учетом коэффициентов надежности.

Результаты расчета приведены в таблице 4.2.3. Экстремальные значения напряжений при $\theta=0^0$ (по направлению действия в массиве максимальных напряжений $\sigma_{y.max}$) и $\theta=90^0$ (по направлению действия в массиве минимальных напряжений $\sigma_{x.min}$).

Таблица 4.2.3 – Результаты определения напряжений в набрызгбетонной крепи при $\theta=0^0$ и $\theta=90^0$

№ п/п	Интервал, м	Класс бетона	Контактные напряжения p_θ , МПа		Нормальные тангенциальные напряжения σ_θ , МПа	
			0^0	90^0	0^0	90^0
1	1300÷1335	B25	0,123	0,298	2,904	8,028
2	1335÷1350	B25	0,241	0,490	5,874	13,145
При увеличении плотности установки анкеров:						
2	1350÷1350	B25	0,179	0,363	4,353	9,748

Из таблицы 4.2.3 видно, что условие прочности для набрызгбетонной крепи в интервале от 1300 м до 1350 м - выполняется. Крепь не испытывает

растягивающих напряжений. Величины действующих максимальных тангенциальных напряжений в крепи не превышают расчетного сопротивления бетона В25 на сжатие $R_b = 9,8$ МПа.

В интервале от 1350 м до 1350 м в более слабых породах набрызгбетонная крепь испытывает напряжения, превышающие расчетное сопротивление для бетона В25. На данном интервале после наблюдений за смещениями временной крепи и определения границы стабилизации смещений и разгрузки массива горных пород следует принять решение о величине отставания возведения постоянной монолитной бетонной крепи, не превышающей 15 м от забоя. При этом При условии увеличения плотности установки анкеров до 1,25 анкер/м² ($k_{ур} = 1,78$) допускается применение бетона класса В25.

Не рекомендуется увеличивать толщину набрызгбетона, т.к. это негативно сказывается на восприятии изгибающих моментов и ведет к интенсивному трещинообразованию под изгибающими нагрузками.

В целом рассмотренный пример расчета подтверждает возможность применения комбинированной крепи в достаточно сложных горно-геологических условиях, однако рассмотренная методика не позволяет учесть все влияющие факторы на участках стволов на участках сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений. Кроме того в ней не учитываются такие факторы как ориентация трещин в массиве, гидрогеологические условия и др.

4.3 Порядок определения параметров крепи на участках взаимовлияющих сопряжений

Предлагаемая схемы крепления в отличии от совмещенной технологической схемы проходки, позволяет выполнить более качественную оценку состояния пород массива в призабойной зоне ствола и оценить его устойчивость с использованием современных рейтинговых критериев.

На основе анализа классических зарубежных трудов в области геомеханики [104-108] можно отметить, что наиболее универсальной сегодня является рейтинг MRMR (Mining Rock Mass Rating), предложенный Д. Лобширом.

Градация пород на отдельные классы по устойчивости предусматривает выделение пяти категорий пород, на каждую из которых приходится двадцать условных баллов рейтинга (табл. 4.3.1). Суммарный балл суммируется из частных рейтингов (IRMR), которые учитывают прочность пород, количественные и качественные характеристики трещиноватости массива, степень выветрелости пород, ориентацию трещин в массиве, параметры напряженного состояния и гидрогеологические условия.

Таблица 4.3.1 – Категории устойчивости в соответствии с рейтингом MRMR

Диапазон значения рейтинга MRMR	0 ... 20	21 ... 40	41 ... 60	61 ... 80	81 ... 100
Класс	5	4	3	2	1
Устойчивость пород	Очень низкая	Низкая	Средняя	Высокая	Очень высокая

Общий алгоритм определения рейтинга MRMR представлен на рис. 4.3.1 [108], используемые при его определении расчетные выражения и частные методики общеизвестны и далее не приводятся.

Использование рейтинга MRMR представляется весьма оправданным, так как на всех рудниках России в настоящее время выбор и обоснование параметров комбинированной крепи капитальных горных выработок осуществляется по аналогичному принципу. Также следует отметить, что действие СП 91.13330.2012. «Свод правил. Подземные горные выработки. Актуализированная редакция СНиП II-94-80» в целом не распространяется на участки стволов в рассматриваемых горно-геологических условиях, а фактор глубины, во многом определяющий величину критерия устойчивости пород C здесь не будет играть определяющей роли.

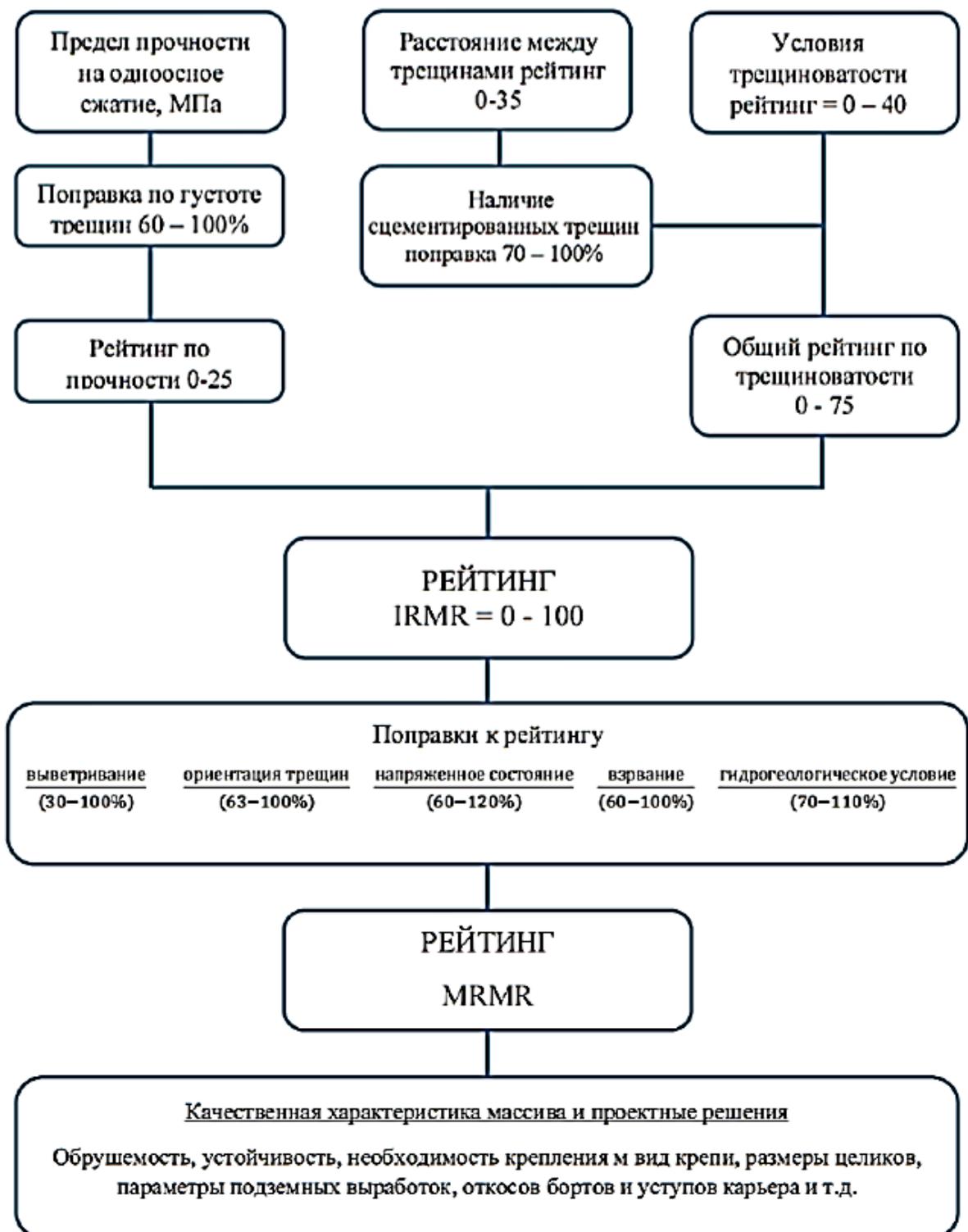


Рисунок 4.3.1 – Алгоритм определения рейтинга MRMR

Таким образом, определение параметров комбинированного крепления целесообразно осуществлять с учетом рейтинга MRMR пород, категории устойчивости, а также соотношения величин максимальных и минимальных

горизонтальных тектонических напряжений в околоствольных породах.

Для оценки работоспособности анкерной крепи в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений методами численного моделирования выполнена серия расчётов при варьировании величины максимальных горизонтальных напряжений в массиве пород σ_{hmax} , соотношения $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin}$, где σ_{hmin} – величина минимальных горизонтальных напряжений в массиве пород, горно-геологических условий и параметров анкеров. Примеры результатов моделирования в виде эпюр внутренних усилий в стержнях трехуровневой анкерной крепи контактного типа различной длины приведена на рис. 4.3.2 - 4.3.8. В рассматриваемых примерах диаметр ствола в черне составил 9,0 м, длина анкеров: $L_1 = 2,5$ м; $L_2 = 2,75$ м; $L_3 = 3,0$ м.

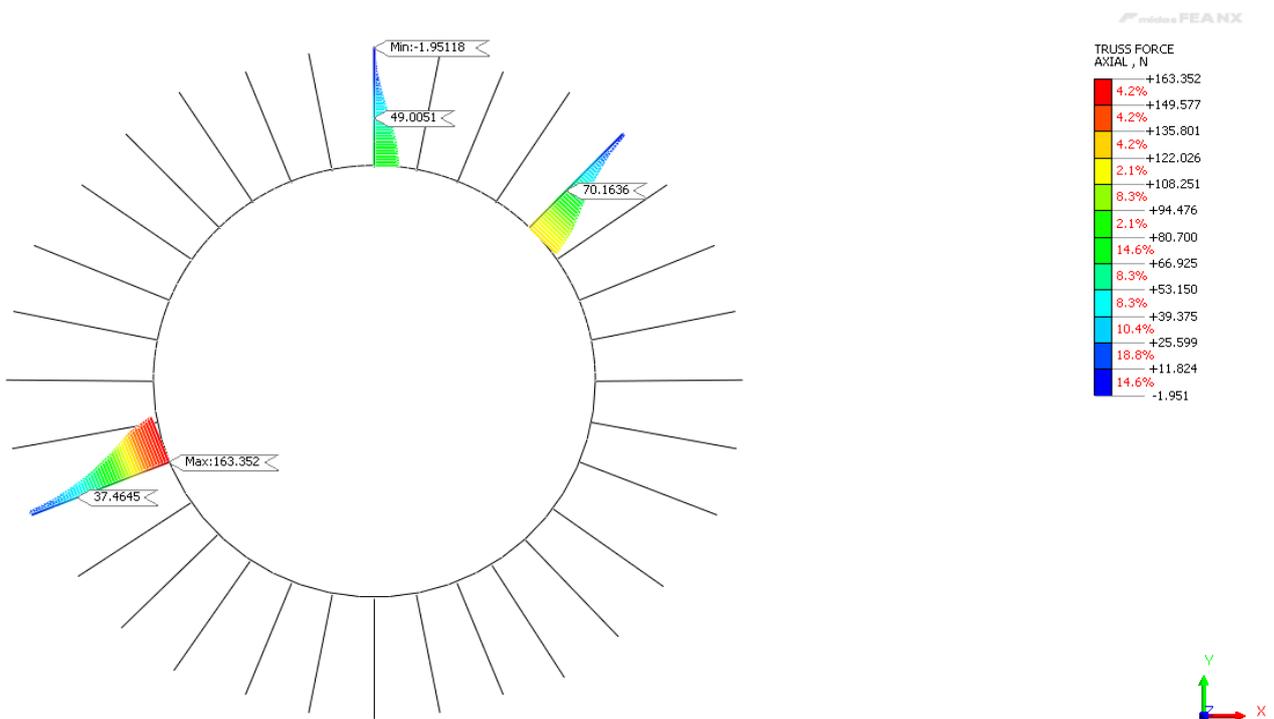


Рисунок 4.3.2 – Расчетные усилия в анкерах при $\sigma_{hmax} = 20$ МПа,

$$\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin} = 1,5$$

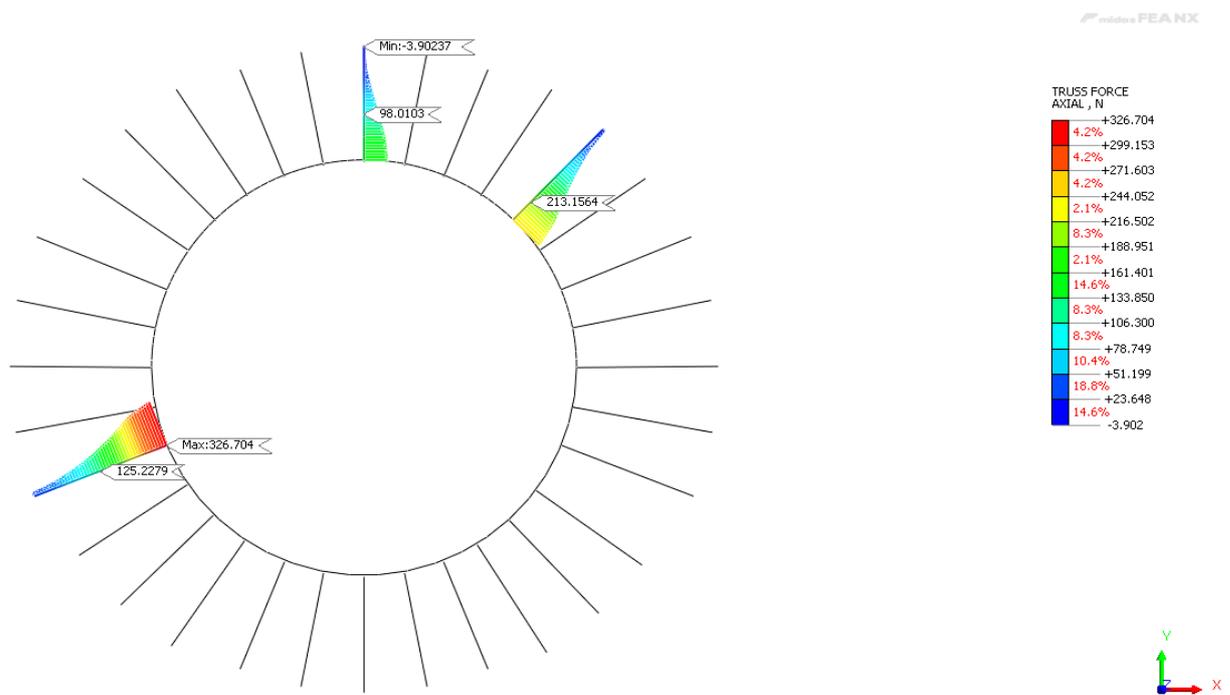


Рисунок 4.3.3 – Расчетные усилия в анкерах при $\sigma_{hmax} = 40$ МПа,
 $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin} = 1,5$

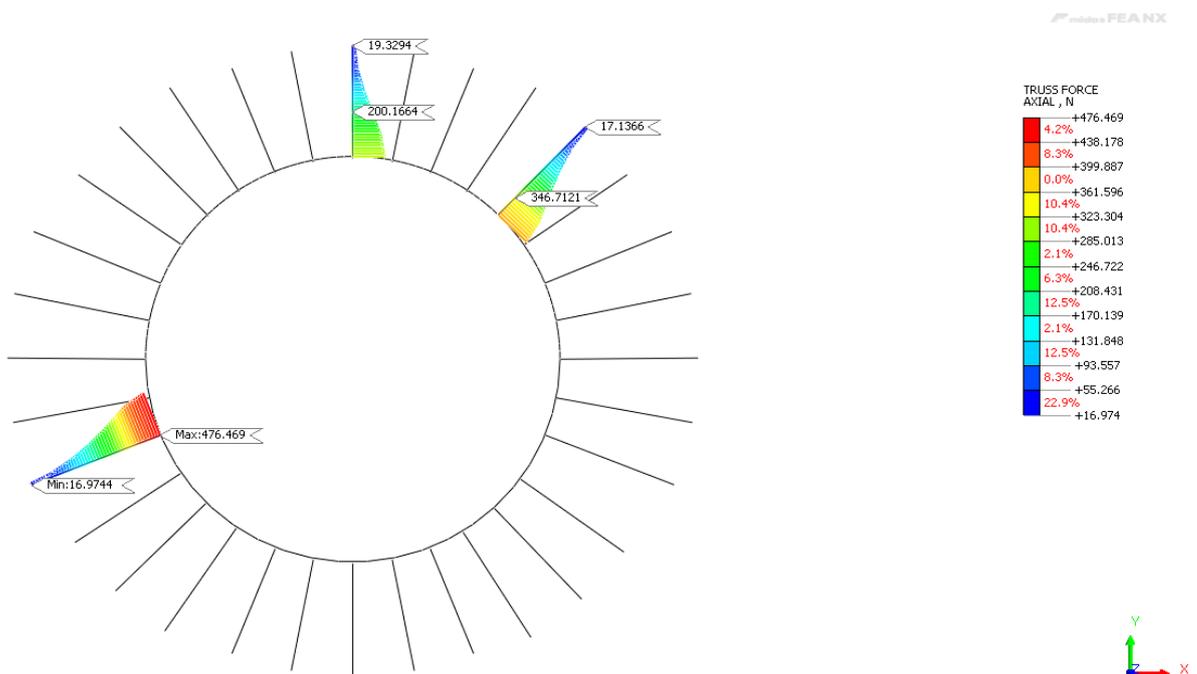


Рисунок 4.3.4 – Расчетные усилия в анкерах при $\sigma_{hmax} = 60$ МПа,
 $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin} = 1,25$

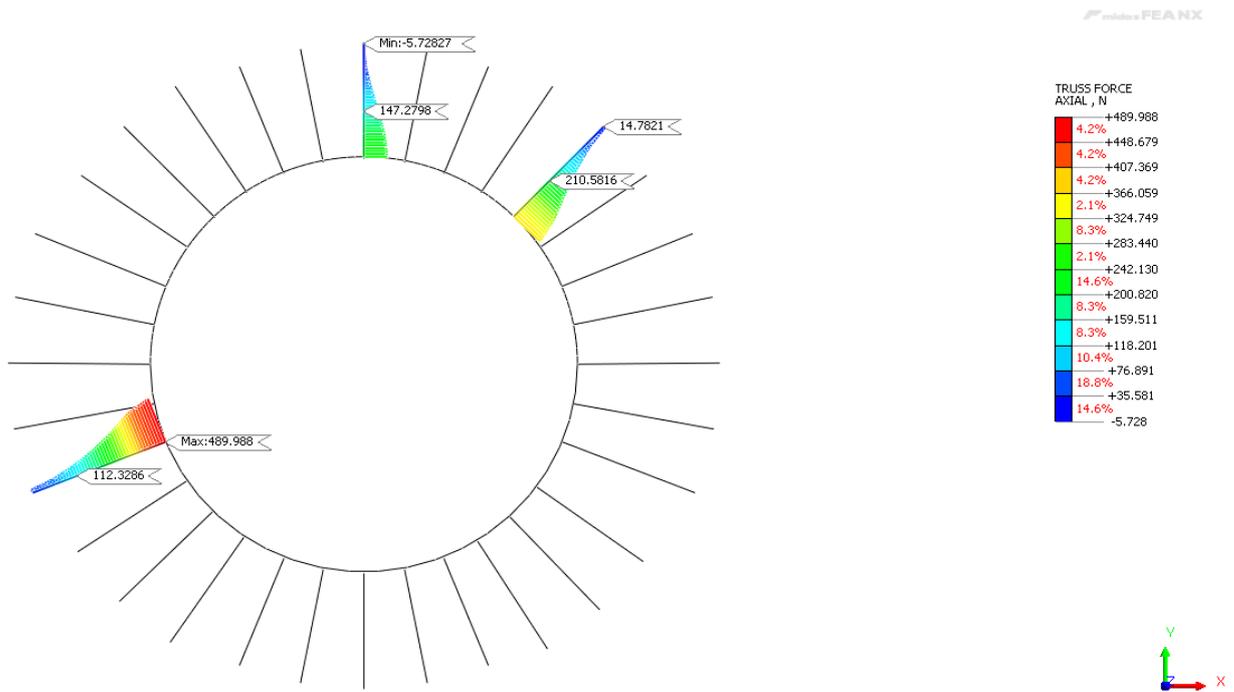


Рисунок 4.3.5 – Расчетные усилия в анкерах при $\sigma_{hmax} = 60$ МПа,
 $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin} = 1,5$

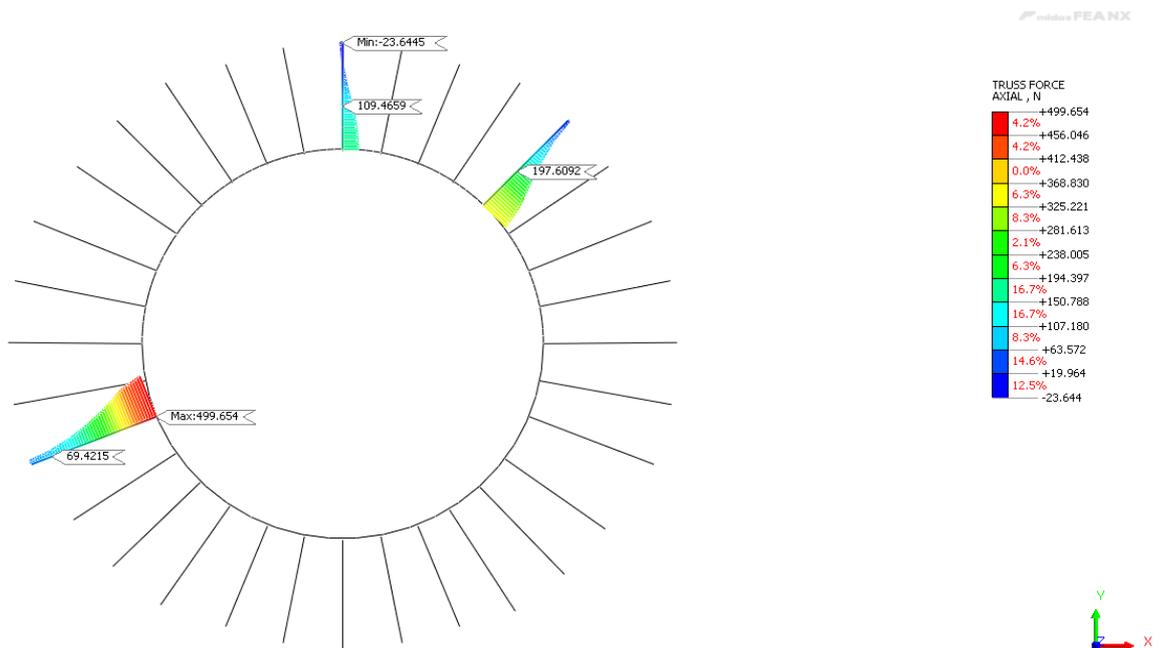


Рисунок 4.3.6 – Расчетные усилия в анкерах при $\sigma_{hmax} = 60$ МПа,
 $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin} = 1,75$

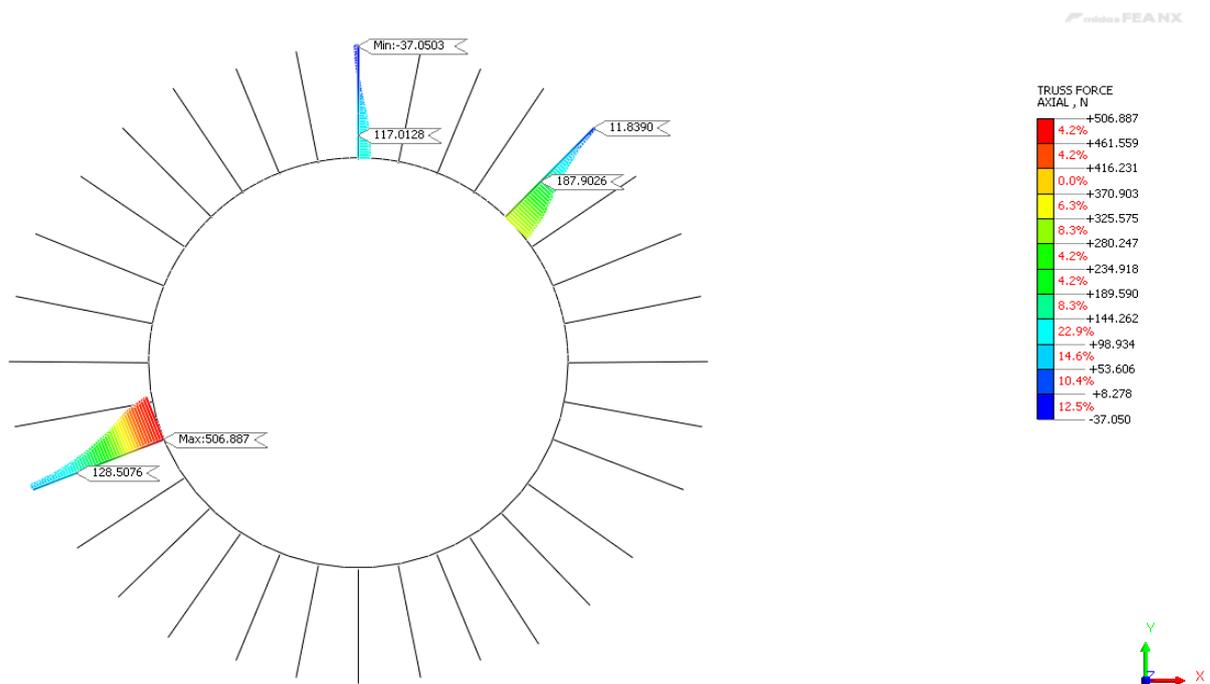


Рисунок 4.3.7 – Расчетные усилия в анкерах при $\sigma_{hmax} = 60$ МПа,
 $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin} = 2,0$

Анализ полученных данных показывает, что максимальные усилия в анкерных стержнях трёхуровневой крепи увеличиваются, как с ростом величины максимальных горизонтальных напряжений, так и соотношения горизонтальных напряжений $\sigma_{hmax} / \sigma_{hmin}$.

На основании обработки полученных данных определены оптимальные параметры передовой комбинированной и основной бетонной крепи шахтных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений. Результаты сведены в удобную для практического использования табличную форму (табл. 4.3.2).

Параметры конструкций крепи принимаются в зависимости от значения рейтинга пород MRMR, категории устойчивости и других влияющих факторов. Указанные диапазоны изменения показателей прочности набрызгбетона и бетона основной крепи, а также их толщины, позволяют увеличить при необходимости несущую способность крепи.

Параметры передовой комбинированной и основной бетонной крепи принимаются для каждого характерного участка ствола на участках сопряжений в соответствии с указаниями табл. 4.3.2.

Таблица 4.3.2 – Определение параметров комбинированной крепи стволов

Параметр	Интервалы значений						
	100-81	80-61		60-41		40-21	
Категория устойчивости массива	I	II		III		IV	
Отношение $\sigma_{hmax}/\sigma_{hmin}$	$\leq 1,5$	$\leq 1,5$	$> 1,5$	$\leq 1,5$	$> 1,5$	$\leq 1,5$	$> 1,5$
Длина анкеров, м	-	$L=1,5 \cdot k_l$	$L_1 = 1,5 \cdot k_l$ $L_2 = 1,75 \cdot k_l$	$L_1 = 1,75 \cdot k_l$ $L_2 = 2,0 \cdot k_l$	$L_1 = 1,75 \cdot k_l$ $L_2 = 2,0 \cdot k_l$ $L_3 = 2,25 \cdot k_l$	$L_1 = 2,25 \cdot k_l$ $L_2 = 2,5 \cdot k_l$	$L_1 = 2,25 \cdot k_l$ $L_2 = 2,5 \cdot k_l$ $L_3 = 2,75 \cdot k_l$
Диаметр стрежней сетки/армокаркаса	-	-	4 - 5	4 - 6	5 - 6,5	6,5 - 8	5 - 8 / 10 - 12
Размер ячейки *, мм			100 - 150	100 - 150	100	100	70 - 100 (сетка) 150 - 200 (армокаркас)
Толщина передовой набрызгбетонной крепи	50	80	80-100	100-120	120-150	150-180	180-200
Класс бетона передовой крепи	B20	B20 - B22,5	B22,5 - B25	B20 - B22,5	B22,5 - B25	B25 - B30	B30 - B35
Толщина основной крепи	250-300	250-300	300-350	300-400	350-400	400-500	450-500
Класс бетона основной крепи	B15 - B20	B20 - B25	B20 - B25	B25 - B30	B25 - B30	B30 - B35	B30 - B35

*Приведенные размеры могут изменяться в зависимости от горнотехнических условий.

Корректирующий коэффициент к длине анкеров k_l может быть принят по графикам на рис. 4.3.8 в зависимости от диаметра ствола D и величины максимальных горизонтальных напряжений в массиве σ_{hmax} . При этом во всех случаях не рекомендуется принимать минимальную длину анкеров менее 1,4 м.

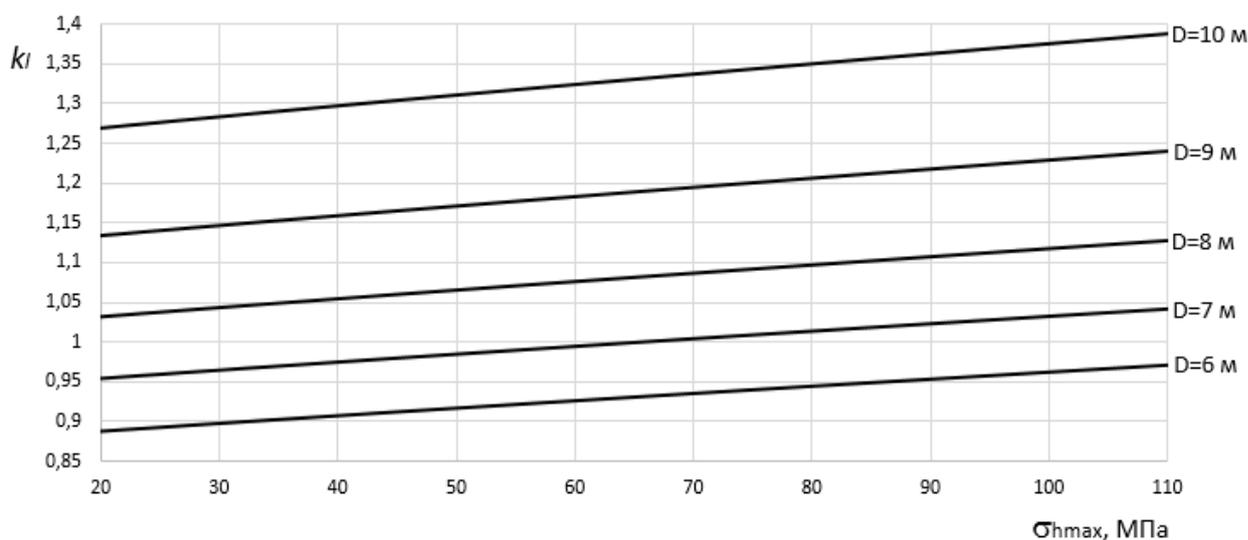


Рисунок 4.3.8 – Графики для определения коэффициента k_l

Методика позволяет принять предварительные параметры крепи с их окончательным уточнением по данным моделирования, расчетов, а также геотехнического мониторинга в призабойной зоне ствола в период проходки.

4.4 Апробация разработанных решений на практике

Предложенные в диссертационной работе решения были апробированы в ряде проектов и нормативных документов, разработка и научное сопровождение которых осуществлялись в НИТУ МИСИС на кафедре «Строительство подземных сооружений и горных предприятий». В силу конфиденциальности основной информации ниже приводится краткая справка по выполненным работам, в Приложении Б также приведены титульные листы разработанных нормативных документов.

Так разработаны и согласованы в Минстрое РФ специальные технические условия на проектирование объектов, включая сопряжения стволов, в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений:

- на проектирование подземных горных выработок по объекту: «АО «Учалинский ГОК. Ново-Учалинский подземный рудник» в составе проектной документации «ОАО «Учалинский ГОК». Ново-Учалинский подземный рудник. Отработка запасов месторождения на полное развитие – 4,5 млн.

т/год»;

- «Рудник «Таймырский» Восстановление крепи и работоспособности ствола ВС-5»;

- «Ствол шахты «Скипо-Клетевая», в составе проектной документации «ООО «Башкирская медь». Месторождение «Юбилейное». Подземный рудник. Корректировка проекта. Отработка VI залежи»;

- «АО «Учалинский ГОК. Ново-Учалинский подземный рудник». Ствол шахты «Скипо-Клетевая» в составе проектной документации «ОАО «Учалинский ГОК». Ново-Учалинский подземный рудник. Отработка запасов месторождения на полное развитие – 4,5 млн. т/год».

На всех объектах поле напряжений имело тектоническую природу. Например на месторождении «Юбилейное» наибольшее главное напряжение « σ_1 » имеет широтное направление и действует субгоризонтально. Соотношение главных компонентов напряжений составляет:

$$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = 1 : 0,55 : 0,5.$$

- наибольшее главное напряжение « σ_1 » имеет субширотное направление (вкрест простирания залежи), горизонтальное залегание и превышает вертикальную компоненту в $1,8 \div 2,0$ раза;

- вертикальная составляющая напряжений « σ_2 » соответствует весу налегающей толщи пород

$$\sigma_2 = \gamma H;$$

- наименьшее главное напряжение σ_3 субмеридиональное, горизонтально направленное (по простиранию рудных тел) по величине близко к вертикальной составляющей

$$\sigma_3 = (0,9 \div 1,0) \gamma H.$$

Месторождение «Юбилейное» отнесено к склонным по горным ударам с отметки поверхности, как по наличию хрупких и упругих пород и руд, слагающих массив, так и по прогнозируемому уровню напряжений возникающих при отработке рудных залежей.

В качестве основных рекомендации для таких условий, в том числе на

участках сопряжений, заложена необходимость научно-технического сопровождения и геомеханического мониторинга на наиболее опасных участках, который должен осуществляться специализированной научно-исследовательской организацией.

Опасными участками ствола, прежде всего, следует считать: протяженные участки ствола, отнесенные к IV категории устойчивости и участки интенсивной трещиноватости пород ($k_c = 0,2$); участки сопряжений ствола с горизонтами.

К основным задачам научно-технического сопровождения и геомеханического мониторинга при этом относятся:

- уточнение фактических свойств и трещиноватости породного массива, анализ их соответствия принятым в проекте;
- исследование графика роста нагрузок на крепь и определение фактических условий работы крепи;
- контроль за соответствием фактических нагрузок на крепь и расчетных, определенных проектом;
- определение фактических напряжений в основной крепи ствола на различных стадиях строительства и эксплуатации, оценка запаса несущей способности крепи.

Для решения этих задач в стволах организуется система мониторинга, обеспечивающая оперативное измерение, сбор, хранение данных, обработку информации и первичный анализ. Проектный срок мониторинга должен составлять не менее пяти лет.

В случае выявления несоответствия между фактическими и принятыми в проекте характеристиками пород и нагрузками, а также развития опасных геомеханических процессов, оперативно изменяются параметры проходки ствола.

К основным управляющим воздействиям, обеспечивающим безопасную совместную работу системы «крепь – массив» относятся:

- увеличение класса бетона крепи, использование при необходимости

сталефибробетона вместо обычного монолитного бетона;

- анкерное упрочнение неустойчивых пород в призабойной зоне с варьированием длины и плотности установки анкеров в зависимости от фактических горно-геологических условий и результатов мониторинга;
- устройство дополнительных деформационных швов в крепи.

В качестве примера на рис. 4.4.1 также приведены схемы крепления участков сопряжений, разработанные с учетом предложенных решений для стволов Норильского промышленного района и предусматривающие использование двухуровневой анкерной крепи.

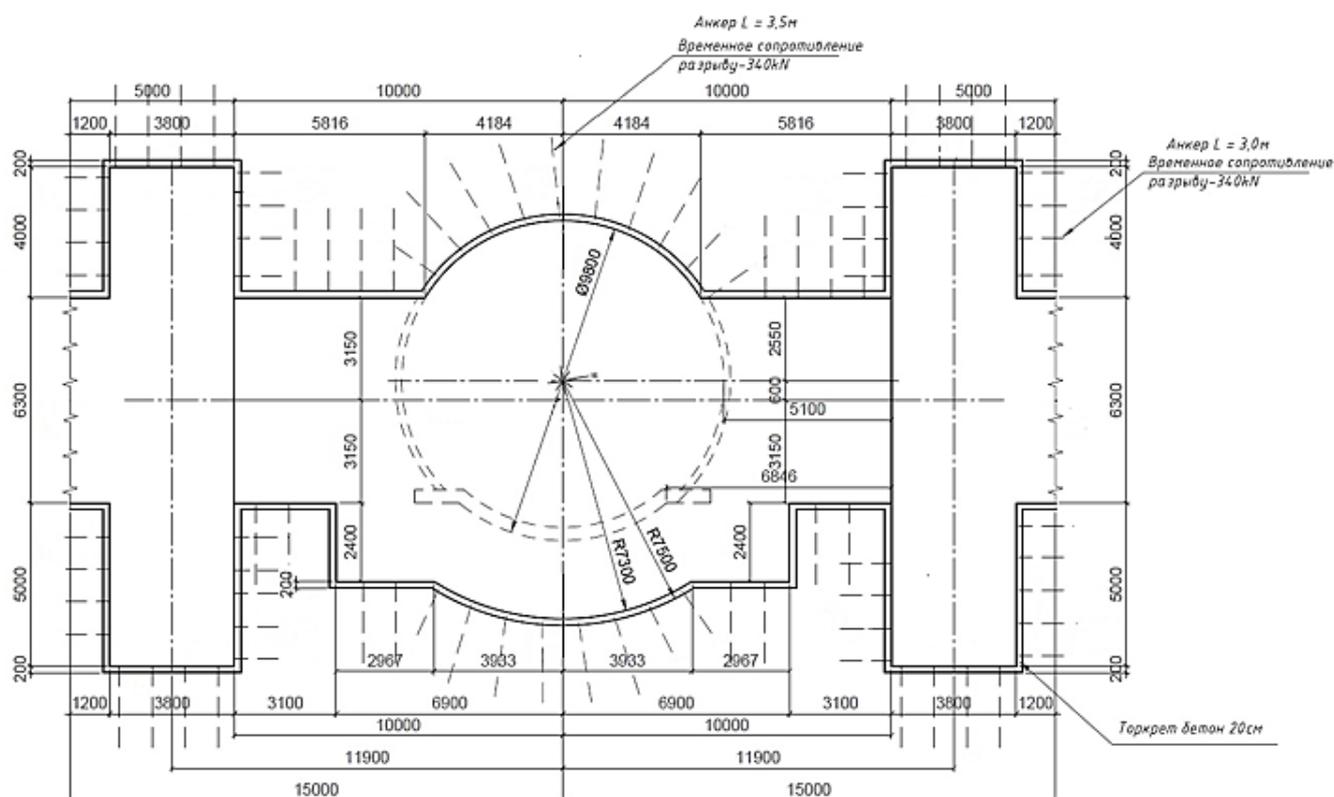


Рисунок 4.4.1 – Схема передового комбинированного крепления сопряжения первого типа

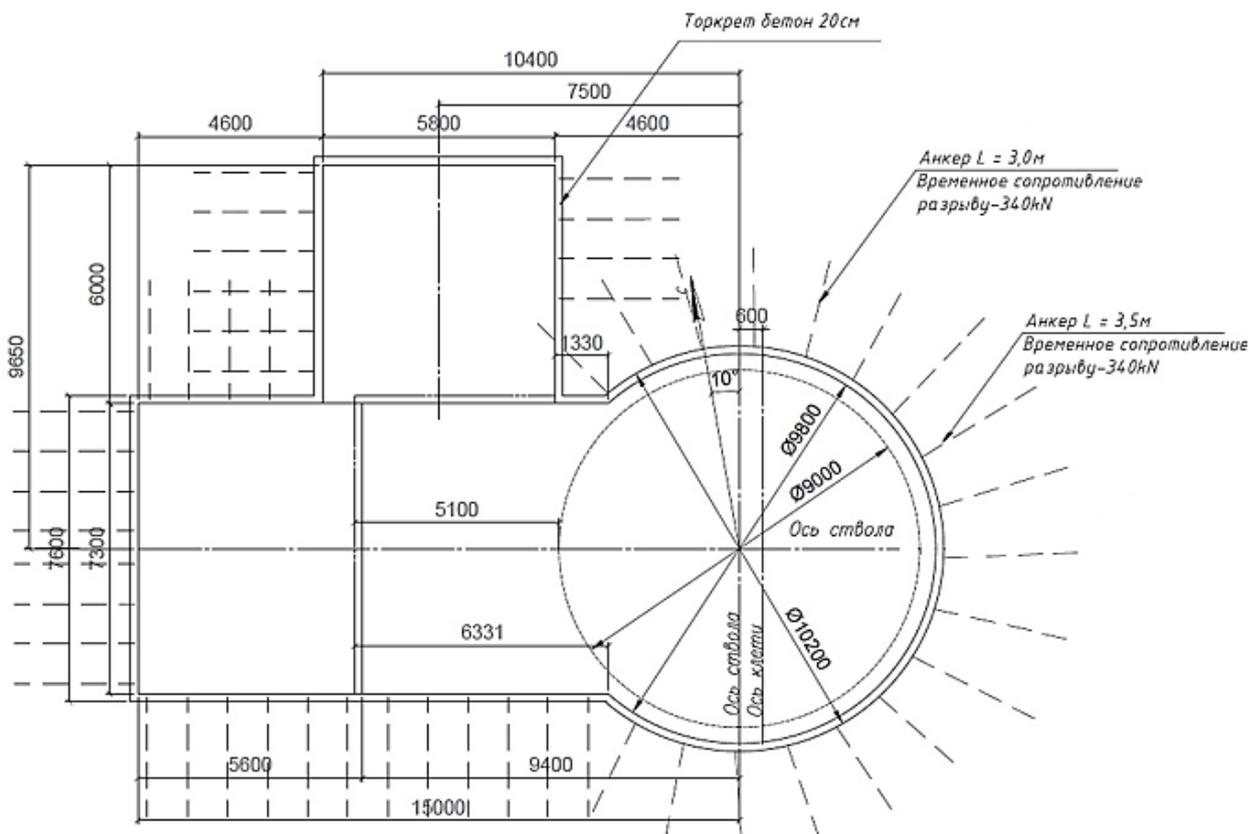


Рисунок 4.4.2 – Схема передового комбинированного крепления сопряжения второго типа

В рассматриваемых проектных решениях на участках сопряжений применена двухуровневая анкерная крепь типа СЗА длиной $L_1 = 3,0$ м и $L_2 = 3,5$ м. Плотность установки анкеров 1 анк/м². Набрызгбетонная крепь класса В25 имеет толщину 200 мм. Дополнительно применяется сетка с ячейками 100x100 мм с диаметром прутков 6,5 мм.

Основная бетонная крепь толщиной 500 мм возводится после проходки приствольных выработок на расстояние не менее 15 м от стенок ствола. Это обеспечивает минимизацию негативного влияния расчески сопряжений на напряженно-деформированное состояние основной крепи, а основную неравномерную нагрузку на себя воспринимает передовая комбинированная крепь.

Описанные решения обеспечили сокращение затрат на крепление участков сопряжений на 23,4%.

Выводы по главе 4 диссертационной работы

1. Предложен альтернативный подход к проходке и креплению стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях действия неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений, который заключается в применении параллельной технологической схемы с возведением в призабойной зоне ствола передовой крепи с переменным по сечению ствола сопротивлением. Передовая крепь включает в себя двух- или трехуровневые анкера, сетку, армокаркасы усиления и слой набрызгбетона. Постоянная монолитная бетонная крепь возводится с отставанием до 35 м от забоя ствола.

2. Разработаны рекомендации по организации геомеханического мониторинга приконтурных пород и крепи ствола в призабойной зоне в период проходки, позволяющие уточнить фактическое напряженно-деформированное состояние рассматриваемой геотехнической системы и скорректировать при необходимости параметры крепления.

3. Выполнены расчеты аналитическими методами и методами численного моделирования параметров крепи стволов в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

4. Разработан порядок определения параметров крепи для участков стволов между взаимовлияющими сопряжениями, предусматривающая применение крепи переменного сопротивления по сечению ствола. Он позволяет принять предварительные параметры крепи с их окончательным уточнением по данным моделирования, расчетов, а также геотехнического мониторинга в призабойной зоне ствола в период проходки.

5. Описаны примеры применения разработанных решений на рудниках горной промышленности российской Федерации в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

По результатам исследований сформулировано **третье научное положение:**

Применение комбинированной конструкции крепи, возведенной по параллельной технологической схеме, позволяет сократить затраты и более чем в два раза сроки проходки стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, при этом при отношении максимальных горизонтальных напряжений к минимальным в породном массиве более 1,5 в состав комбинированной крепи следует включать двух-или трехуровневые анкеры, длина которых зависит от интенсивности напряжений в массиве, диаметра ствола и устойчивости околоствольных пород.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В диссертации, являющейся законченной научно-квалификационной работой, на основе выполненных теоретических и экспериментальных исследований разработаны новые технические и технологические решения по креплению стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, что имеет существенное значение для развития строительной геотехнологии, а также повышения экономической эффективности проходки шахтных стволов.

Основные научные и практические результаты диссертационной работы заключаются в следующем:

1. Выполнен анализ объемно-планировочных и конструктивных решений вертикальных стволов на участках взаимовлияющих сопряжений, а также произведена оценка возможности применения различных методов расчёта крепи стволов, сооружаемых в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений.

2. Проведены экспериментальные исследования взаимодействия крепи и околоствольных пород на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений. Определены значения коэффициентов неравномерности деформаций в передовой и основной крепи ствола в период проходки и эксплуатации ствола, дана оценка запаса несущей способности крепи с учетом влияющих факторов.

3. Рассмотрены основные расчетные предпосылки и разработаны пространственные конечно-элементные модели участков стволов на участках взаимовлияющих сопряжений четырех типов: расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным в одной плоскости; расположение одностороннего (двухстороннего) сопряжения над аналогичным перпендикулярно друг другу; одностороннее примыкание камер в одной плоскости с незначительным разнесением по глубине; одностороннее примыкание камер к стволу в перпендикулярных плоскостях с незначительным разнесением по глубине. В результате расчетов пространственных численных моделей определены параметры напряженно-деформированного состояния крепи на

участках сопряжений и произведена общая оценка запаса ее несущей способности в различных горно-геологических условиях.

4. Установлено, что при увеличении значений коэффициента неравномерности горизонтальных напряжений запас несущей способности крепи снижается в 1,5 - 1,75 раз и более, при этом величины напряжений на участках взаимовлияющих напряжений на 7 - 10% выше, чем на участках одиночных напряжений. В широком диапазоне условий несущая способность бетонной крепи, возведенной по совмещённой схеме проходки, является недостаточной.

5. Предложен альтернативный подход к проходке и креплению стволов на участках взаимовлияющих сопряжений в условиях действия неравнокомпонентного поля горизонтальных напряжений, который заключается в применении параллельной технологической схемы с возведением в призабойной зоне ствола передовой крепи с переменным по сечению ствола сопротивлением. Передовая крепь включает в себя двух- или трехуровневые анкера, сетку, армокаркасы усиления и слой набрызгбетона. Постоянная монолитная бетонная крепь возводится с отставанием до 35 м от забоя ствола.

6. Разработан порядок определения параметров крепи для участков стволов между взаимовлияющими сопряжениями, предусматривающий применение крепи переменного сопротивления по сечению ствола. Он позволяет принять предварительные параметры крепи с их окончательным уточнением по данным моделирования, расчетов, а также геотехнического мониторинга в призабойной зоне ствола в период проходки.

СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ ОПУБЛИКОВАНО:

в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки

1. Маркин И. В. Напряженно-деформированное состояние крепи вертикальных стволов в неравномерном тектоническом поле напряжений: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). — 2023. № 11 (специальный выпуск 11). 20 с.

2. Маркин И. В. Оценка несущей способности крепи и устойчивости ствола в неравномерном тектоническом поле напряжений // Инновации при строительстве глубоких вертикальных стволов: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2024. № 1 (специальный выпуск 3). С. 25-36.

3. Панкратенко А.Н., Маркин И.В. Технология комбинированного крепления шахтных стволов в условиях неравномерного тектонического воздействия // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2024. № 2. С. 415-424.

4. Панкратенко А.Н., Маркин И.В. Повышение эффективности крепления стволов в тектонически напряженном массиве пород // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2024. № 3. С. 407-419.

В прочих изданиях:

5. Маркин И.В. Особенности проектирования и расчета анкерной крепи при ремонте и восстановлении горных выработок // Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики. Материалы 18-ой Международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики. Под общей редакцией Р.А. Ковалева. Тула, 2022. С. 127-132.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Технология строительства вертикальных горных выработок: учебное пособие для обучающихся по направлению специалитета "Горное дело" / А.С. Исаев, В.Ю. Бугаев, М.С. Плешко, А.Н. Панкратенко. – Новочеркасск: Лик, 2018. 330 с.
2. Плешко М.С., Лобанов Е.А., Муштекенов Т.С., Волков Д.С. Опыт проходки и крепления сверхглубоких горных выработок рудника «Скалистый» ЗФ ПАО «ГМК «Норильский никель» // Горный журнал. 2022. № 7. С. 32-37. <https://doi.org/10.17580/gzh.2022.07.05>.
3. Xingdong Zhao, Lei Deng, Xin Zhou, Yifan Zhao, Zhenpeng Guo. A Primary Support Design for Deep Shaft Construction Based on the Mechanism of Advanced Sequential Geopressure Release. *Processes* 2022, 10, 1376. <https://doi.org/10.3390/pr10071376>.
4. Xingdong Zhao, Yangyang Li. Estimation of support requirement for a deep shaft at the Xincheng Gold Mine, China. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* (2021) 80:6863–6876. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02350-y>.
5. Yuezheng Zhang, Hongguang Ji, Hanhua Xu. Study on the Law of Rock Anelastic Recovery and the Characteristics of In Situ Stress Field of 2000 m Deep Stratum in Metal Mines of Coastal Area. *Hindawi Advances in Materials Science and Engineering* Volume 2022, Article ID 2152814, 11 pages <https://doi.org/10.1155/2022/2152814>.
6. Chengwei Zhao, Xiaoming Sun, Yong Zhang, Shangkun Zhang, Jiaxuan Zhang. Optimization analysis of NPR cable support considering bearing structure in the NSF condition of deep shaft based on Daqiang coal mine. *Arabian Journal of Geosciences* (2021) 14: 1942 <https://doi.org/10.1007/s12517-021-08274-x>.
7. Shengrong Xie , Zaisheng Jiang , Dongdong Chen, En Wang. Study on Zonal Cooperative Control Technology of Surrounding Rock of Super Large Section Soft Rock Chamber Group Connected by Deep Vertical Shaft. *Hindawi Advances*

in Civil Engineering. Volume 2022, Article ID 4220998, 17 pages.
<https://doi.org/10.1155/2022/4220998>.

8. Xiaoming Sun, Gan Li, Chengwei Zhao, Yangyang Liu, Chengyu Miao. Investigation of Deep Mine Shaft Stability in Alternating Hard and Soft Rock Strata Using Three-Dimensional Numerical Modeling. Processes 2019, 7(1), 2; <https://doi.org/10.3390/pr7010002>.

9. Fan Wu Yueping Qin, Hao Xu, Fengjie Zhang, Xiangyu Chu. Numerical Simulation of Deformation and Failure Mechanism of Main Inclined Shaft in Yuxi Coal Mine, China. Appl. Sci. 2022, 12, 5531. <https://doi.org/10.3390/app12115531>.

10. Shuai Li, Chao Zheng, Yong Zhao. Numerical Modeling on Blasting Stress Wave in Interbedding Rheological Rockmass for the Stability of the Main Shaft of Mine. ORIGINAL RESEARCH published: 27 June 2022. doi: 10.3389/feart.2022.930013.

11. Cheng W., Zhishu Y., Weipei X., Ping Z., Fang Y. Experimental study on the dynamic mechanical properties of high-performance hybrid fiber-reinforced concrete of mine shaft lining // Journal of Materials Research and Technology. 2021. 14(05). DOI: 10.1016/j.jmrt.2021.07.015.

12. Xiuchang Shi, Jixing Zhang, Guoqing Li. Characteristics of in situ stress field in the Huainan mining area, China and its control factors. Environmental Earth Sciences. 2021. Volume 80. № 682. 18 p. <https://doi.org/10.1007/s12665-021-09991-y>.

13. Сильченко Ю.А., Плешко М.С. О проблеме учета технологии работ при определении параметров крепи вертикальных стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2020. № 11. С. 96-107.

14. Деев П.В., Цуканов А.А. Оценка напряженного состояния неоднородного массива пород вблизи горной выработки // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2019. – №5. – С. 56-59.

15. Боликов В.Е., Рыбак С.А., Озорнин И.Л. К вопросу о проведении стволов в тектонически-напряженном горном массиве // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2014. № 10. С. 163-171.

16. Сидоров Д.В., Потапчук М.И., Сидляр А.В. Прогнозирование удароопасности тектонически нарушенного рудного массива на глубоких горизонтах Николаевского полиметаллического месторождения // Записки Горного института. 2018. Т. 234. С. 604. DOI: 10.31897/PMI.2018.6.604.

17. Казикаев Д.М., Савич Г.В. Практический курс геомеханики подземной и комбинированной разработки руд: Учебное пособие. 2-е изд. М.: Издательство «Горная книга», 2013. 224 с.

18. Павлов А.М. Исследование геомеханического состояния массива горных пород рудного тела глубокое Зун-Холбинского месторождения // Международный научно-исследовательский журнал. 2024. № 2 (140). 6 с. <https://doi.org/10.23670/IRJ.2024.140.90>.

19. Фрейдин А.М., Неверов С.А., Неверов А.А. Исходное поле напряжений в массивах горных пород и его изменение с ростом глубины залегания // Фундаментальные и прикладные вопросы горных наук. 2014. № 1. Т. 1. С. 328-336.

20. Серебряков Е.В., Гладков А.С. Геолого-структурная характеристика массива глубоких горизонтов месторождения Трубка «Удачная» // Записки Горного института. 2021. Т. 250. С. 512-525. DOI: 10.31897/PMI.2021.4.4

21. Корчак П.А., Карасев М.А. Геомеханическое обоснование формирования зон хрупкого разрушения пород в окрестности сопряжений горных выработок рудников АО "Апатит" // Устойчивое развитие горных территорий. 2023. Т. 15. № 1 (55). С. 67-80. DOI: 10.21177/1998-4502-2023-15-1-67-80.

22. Amie M. Lucier, Mark D. Zoback, Vincent Heesakkers, Ze'ev Reches, Shaun K. Murphy. Constraining the far-field in situ stress state near a deep South African gold mine // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 46 (2009) 555-567.

23. Плешко М. С., Сильченко Ю. А., Панкратенко А. Н., Насонов А. А. Совершенствование расчетно-экспериментальных методов проектирования шахтных стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2019. № 12. С. 55 – 66.

24. Иголка Д.А., Франк О. Ускоренная проходка шахтных стволов механизированным способом // Горная промышленность. 2020. № 6. С. 22-29.

25. Баклашов, И.В. Геомеханика: учеб. для вузов: В 2 т. – М.: Изд-во Моск. гос. горн. ун-та, 2004. - Т. 1. Основы геомеханики. – 208 с.

26. Баклашов, И.В. Геомеханика. Т. 2. Геомеханические процессы: учебник для вузов: В 2 т. / И.В. Баклашов [и др.]. – М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2004. – 249 с.

27. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах/ Н.С. Булычев – М.: Недра, 1989. – 272 с.

28. Зубков А.В. Влияние пульсирующей составляющей тектонических напряжений на устойчивость крепи стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2008. № 5. С. 233-237.

29. Временная инструкция по расчету крепи вертикальных шахтных стволов вне зоны существенного влияния очистных работ применительно к условиям типа Донбасса. Ленинград: ВНИМИ, 1964. 33 с.

30. Плешко М. С. Крепь глубоких вертикальных стволов. Перспективы совершенствования // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2010. – № 4. – С. 159-165.

31. Плешко М.С., Курнаков В.А. Анализ нормативной базы и научных исследований в области крепления вертикальных стволов. Направления их дальнейшего развития // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2011. – № 4. – С. 49-53.

32. Плешко М.С., Плешко М.В. Инновационные подходы к проектированию конструкций крепи глубоких вертикальных стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2012. – № 7. – С. 223-227.

33. Протосеня А.Г., Вербило П.Э. Изучение прочности на сжатие трещиноватого горного массива // Записки горного института. 2017. 223. С. 51-57. DOI: 10.18454/PMI.2017.1.51
34. Каспарьян Э.В., Федотова Ю.В., Кузнецов Н.Н. Развитие представлений о естественном напряженном состоянии массивов скальных пород // Труды Кольского научного центра РАН. 2019. 10. №6-1. С. 110-128. DOI: 10.25702/KSC.2307-5252.2019.6.016.
35. Каюмова А.Н., Балек А.Е., Харисов Т.Ф. Оценка безопасности проходки сближенных капитальных камерных выработок в сложных горно-геологических и геотехнических условиях // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2022. № 7. С. 131-147. DOI: 10.25018/0236_1493_2022_7_0_131.
36. Киброев И.С., Манжосов А.С., Алексеев А.А., Ханина И. А. Методы неразрушающего контроля при оценке состояния бетонной крепи и закрепного пространства в шахтных стволах рудников Талнаха // Горный журнал. 2022. №10. С. 77-82. DOI: 10.17580/gzh.2022.10.12.
37. Гзовский М.В. Тектонические поля напряжений // Изв. АН СССР. Сер. Геофизическая. №5. С. 390-410.
38. Heim A. Untersuchungen uber den mechanismus der gebirgsbildung. Bd 1-2. Atlas. Basel.
39. Динник А.Н. О давлении горных пород и расчет крепи круглой шахты // Инж. работник. 1925. № 7. С.1 12.
40. Геомеханика: учеб. пособие / Э. В. Каспарьян, А. А. Козырев, М. А. Иофис, А. Б. Макаров. М.: Высш. шк., 2006. 503 с.
41. Борщ Компониец В.И. Практическая механика горных пород. М.: Горная книга, 2013. 322 с.
42. Hast N. The measurements of rock pressure in mines // Sveriges Geol. Undersokning, Ser. C., Stockholm, 1958. 560. P.1-183.
43. Obert. I. In situ determinations of stress in rock. Min. Eng. 1962. V.13. № 8. P.51-58.

44. Leeman E.R. Rock Stress measurements using the frepanning stress relieving technique – Mine and Quarry Engineering. V.30, 6, 1964. P.250-255.

45. Марков Г.А., Турчанинов И.А. О напряженном состоянии массива скальных пород, нарушенного выработками // Проблемы механики горных пород. Наука. Алма-Ата, 1966. С.260-267.

46. Батугин С.А., Шаманская А.Т. Исследование напряженного состояния массива горных пород методом разгрузки в условиях Таштагольского железорудного месторождения // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 1965. №2. С.28-33.

47. Тектонические напряжения в земной коре и устойчивость горных выработок / И.А. Турчанинов, Г.А. Марков, В.И. Иванов, А.А. Козырев. Л.: Наука, 1978. 256 с.

48. Марков Г.А., Савченко С.Н. Напряженное состояние пород и горное давление в структурах гористого рельефа. Л.: Наука, 1984. 140 с.

49. Синкевич Н.И. Влияние факторов на исходное поле напряжений в районе абаканского железорудного месторождения // Безопасность Труда в Промышленности. 2011. № 2. С. 34-38.

50. Иголка Д.А. Современные тенденции проектирования крепи вертикальных шахтных стволов // Горная механика и машиностроение. № 4. 2012. С. 34-39.

51. Савин И.И. Экспериментально-аналитический подход к расчету крепи вертикальных шахтных стволов // Известия Тульского государственного университета. Естественные науки. 2009. Вып. 1. С. 251-258.

52. Шустов Д.В., Ермашов А.О. Прогноз сдвижений и деформаций горного массива Тишинского месторождения методами конечных и дискретных элементов // Вестник ПНИПУ. Геология. Нефтегазовое дело. 2012. № 5. С. 89-96.

53. Давыдов А.А., Соннов М.А., Румянцев А.Е., Головченко Ю.Ю., Трофимов А.В. Геотехническое обоснование первоочередной разрезки залежей

богатых руд шахты «Глубокая» методами пошагового численного моделирования в условиях гравитационно-тектонического поля напряжений. Горная промышленность. 2022. № 5. С. 83-91.

54. Мельницкая М.Е. Разработка методов прогноза удароопасности блочного массива на основе деформационного мониторинга: диссертация ... кандидата технических наук: 25.00.20 / Мельницкая Милитина Евгеньевна. Санкт-Петербург, 2018. 116 с.

55. Господариков А. П., Морозов К. В., Ревин И. Е. О методе обработки данных сейсмического и деформационного мониторинга при ведении подземных горных работ на примере Кикусвумчоррского месторождения АО «Апатит» // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2019. № 8. С. 157 - 168.

56. Сергеев С.В., Зайцев Д.А. Перспективные методы контроля деформирования закладочного массива при слоевой системе разработки богатых железных руд // «Известия ТулГУ. Науки о земле». Вып. 1. Тула: Изд-во ТулГУ, 2011. С. 365-371.

57. Зинченко А.В. Оценка нагрузок на перемычки при закладке отработанных камер отходами обогащения // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2004. № 6. С. 268-271.

58. Марысюк В. П., Муштекенов Т. С., Панкратенко А. Н., Каледин О.С. Геомеханический мониторинг и оценка напряженно-деформированного состояния системы «крепь – массив» при проходке сверхглубокого ствола СКС-1 рудника «Скалистый». Горный журнал. 2020. № 6. С. 23-27.

59. Дарбинян Т.П., Былков А.В., Цымбалов А.А. Плешко М.С. Исследование деформационных процессов в крепи приствольных выработок глубокого шахтного ствола рудника «Скалистый» // Горный журнал. 2023. С. 36-40.

60. Осика В.И., Кочетков Б.М., Павлов Е.И., Качан И.П. Мониторинг деформационного состояния ответственных и технически сложных объектов // Научное приборостроение. 2017. Т. 27. № 1. С. 46 - 52.

61. Travush V.I., Shakhramanyan A.M., Kolotovichev Y.A., Shakhvorostov A.I., Desyatkin M.O., Shulyatyev O.A., Shulyatyev S.O. «Ляхта Центр»: автоматизированный мониторинг деформаций несущих конструкций и основания. *Academia. Архитектура и строительство*. 2018. № 4. С. 94 - 108.

62. Zhao X.; Deng, L.; Zhou X. A Primary Support Design for Deep Shaft Construction Based on the Mechanism of Advanced Sequential Geopressure Release. *Processes*. 2022(10). P. 1376.

63. Chao C., Jian Z., Tao Z., Weixun Y. Evaluation of vertical shaft stability in underground mines: comparison of three weight methods with uncertainty theory. *Natural Hazards*. 2021(109). Pp. 1 – 23.

64. Bruneau G., Tyler D.B., Hadjigeorgiou J., Potvin Y. Influence of faulting on a mine shaft - a case study: part I - background and instrumentation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2003(40). P. 95 – 111.

65. Pleshko M., Meskhi B., Pleshko M. A new method for calculating the combined anchor-concrete support of underground structures. *MATEC Web of Conferences*. 2018(170). 03023.

66. Шокарев Д.А., Шапошник Ю.Н., Конурич А.И. Внедрение технологии крепления усиленной комбинированной крепью при проходке горных выработок на шахте «Артемьевская» // *Вестник Кузбасского государственного технического университета*. 2018. № 2. С. 21 – 29.

67. Каюмова А.Н., Балек А.Е., Харисов Т.Ф. Оценка безопасности проходки сближенных капитальных камерных выработок в сложных горно-геологических и геотехнических условиях // *Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал)*. 2022. № 7. С. 131 – 147.

68. Корчак П.А., Карасев М.А. Геомеханическое обоснование формирования зон хрупкого разрушения пород в окрестности сопряжений горных выработок рудников АО "Апатит" // *Устойчивое развитие горных территорий*. 2023. Т. 15. № 1 (55). С. 67 – 80.

69. Онуприенко В.С. Еременко А.А., Шапошник Ю.Н., Копытов А.Н. Выбор типов и параметров крепей в условиях подземной отработки апатит-

нефелиновых месторождений // Bulletin of the Kuzbass State Technical University. 2023. № 2. С. 56 – 70.

70. Соколов М.В., Покатилов А.В. Перспективы применения численного моделирования в Кузбассе на примере геотехнического вычислительного комплекса GTS NX // Электронный сборник научных трудов по материалам II Международной научно-практической конференции «Новый взгляд на систему образования». <https://science.kuzstu.ru/wp-content/Events/Conference/nv/newview/pages/Articles/081.pdf>.

71. Кириенко Ю.А. Расчет крепи сопряжений стволов в породах, склонных к ползучести // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2021. № 8. С. 142-153.

72. Кириенко Ю.А. Обоснование конструкции крепи сопряжения шахтного ствола, пройденного в солях. Горный информационно-аналитический бюллетень. 2022. № 6. С. 20-34.

73. Кириенко Ю.А. Влияние технологической схемы проходки на напряженное состояние крепи в породах, склонных к ползучести. Горный информационно-аналитический бюллетень. 2024. № 7. С. 38-48.

74. Кириенко Ю.А. Особенности разработки конструктивных решений общешахтного бункера рудника, пройденного в солях. Метро и тоннели. 2024. №1. С. 46.

75. Маркин И. В. Напряженно-деформированное состояние крепи вертикальных стволов в неравномерном тектоническом поле напряжений: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2023. № 11. 20 с.

76. Маркин И. В. Оценка несущей способности крепи и устойчивости ствола в неравномерном тектоническом поле напряжений // Инновации при строительстве глубоких вертикальных стволов: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2024. № 1. С. 25 – 36.

77. Александров А.С., Долгих Г.В. Модификация критерия Кулона – Мора для расчета конструкций лесных дорог по сопротивлению сдвигу. Часть

1. Ввод третьего параметра материала // Международный научно-исследовательский журнал. 2016. № 6 (48). Часть 2. С. 6-9.

78. Чусов. В. В. Модифицированные критерии Писаренко - Лебедева и Кулона - Мора, учитывающие меры теории накопления повреждений // Молодой ученый. 2016. № 9 (113). С. 338-341.

79. Higo, Y., et al. A three-dimensional elasto-viscoplastic strain localization analysis of water-saturated clay // GeoResearch Institute, Osaka, Japan. Vol. 86, 2006. Pp. 3205-3240.

80. Huang, W., Sloan, S., Fityus, S. Incorporating a predefined limit condition in a hypoplastic model by means of stress transformation // Mechanics of materials. 2008. Vol. 40. Pp. 796 – 802.

81. Грищенко Н.Н., Скаженик В.Б., Бардакова Е.А., Чернышенко И.В. Пространственное моделирование зон многократной подработки горными выработками участков со сложной структурой рельефа. Журнал теоретической и прикладной механики. 2024. № 3 (88) С. 89-99.

82. Malinowska A. Ground Movements Modeling Applying Adjusted Influence Function / A. Malinowska, R. Hejmanowski, H. Dai // International Journal of Mining Science and Technology. 2020. Vol. 30. № 2. P. 243–249.

83. Cheng H. A New Dynamic Prediction Model for Underground Mining Subsidence Based on Inverse Function of Unstable Creep / H. Cheng, L. Zhang, L. Guo, X. Wang, S. Peng // Advances in Civil Engineering. 2021. Vol. 2021. Article ID 9922136.

84. Xu N. Surface subsidence prediction for the WUTONG mine using a 3-D finite difference method / N. Xu, N. Kulatilake, P.H. Tian, H. Wu, X. Nan, T. Wei // Computers and Geotechnics. 2013. Vol 48. P. 134–145.

85. Глебко В.В., Борщевский С.В. К вопросу обоснования параметров крепи сопряжения вертикальных стволов // Проблемы горного давления. 2015. № 1 (26). С. 58-68.

86. Борщевский С.В., Головнева Е.Е., Бородуля А.А. Исследование деформационно-силовых характеристик вертикальных стволов в окрестности

сопряжений // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2010. № 2. С. 189-198.

87. Борщевский С.В., Прокопов А.Ю., Формос В.Ф., Глебко В.В. К вопросу исследования основных причин нарушений крепи вертикальных стволов Донбасса // Вісті Донецького гірничого інституту. 2013. №1(32). С. 47-52.

88. Манец И.Г., Снегирев Ю.Д., Паршинцев В.П. Техническое обслуживание и ремонт шахтных стволов. М.: Недра, 1987. 327 с.

89. Кравченко Г.И. Облегченные крепи вертикальных выработок. М.: Недра, 1974. 208 с.

90. Степанян М.Н. Расчет анкерной крепи замкового типа // Механика подземных сооружений / Сб. науч. тр. Тула: ТулПИ, 1989. С. 16 - 20.

91. Завьялов Р.Ю. Теория и методы расчета анкерной крепи протяженных выработок. – Тула, изд. ТулГУ, 2000. 162 с.

92. Привалов А.А. Взаимодействие анкерной крепи и вмещающих пород вблизи выработок. – Ростов-на-Дону: Изд-во СКНЦ ВШ, 2002. 56 с.

93. Рыльникова, М. В. Выбор типа и обоснование конструкции анкерной крепи горных выработок при разработке глубокозалегающих месторождений калийных солей / М. В. Рыльникова, Е. М. Сахаров, С. С. Неугомонов // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2023. № 3. С. 279-293.

94. Рыльникова, М. В. Перспективы совершенствования способов крепления горных выработок в соляных породах разной прочности / М. В. Рыльникова, Е. М. Сахаров, Е. Н. Есина // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2023. № 3. С. 268-279.

95. Заятдинов Д.Ф. и [др.]. Результаты испытаний анкеров, установленных на ампулы АМК ДК при различном характере нагрузок // «Маркшейдерия и недропользование». № 4. 2014. С. 25 – 29.

96. Плешко М.С., Плешко М.В. Инновационные подходы к проектированию конструкций крепи глубоких вертикальных стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2012. № 7. С. 223-227.

97. Плешко М.С. Аналитическое исследование способов повышения несущей способности монолитной бетонной крепи вертикальных стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2008. № 8. С. 263-268.

98. Голик В.И., Масленников С.А., Нуньес Родригес А.М., Анищенко В.И. Исследование ослабленности массива пород при подземной добыче руд // Горные науки и технологии. 2019. Т. 4. № 4. С. 251-261.

99. Алиев С.Б. Расчет параметров анкерного крепления при проведении горных выработок в условиях угольных шахт / С.Б. Алиев, В.Ф. Дёмин, А.Н.Томилов, Н.А. Милетенко // Уголь. 2021. № 4. – С. 15-19.

100. Ануфриев В.Е. Опыт применения канатных анкеров в качестве крепи усиления демонтажных камер и выработок, поддерживаемых на границе с выработанным пространством, и методика расчета их параметров / В.Е. Ануфриев, М.Г. Лупий, С.И. Калинин и др. – Кемерово: Изд-во ИУУ СО РАН, 2008. 220 с.

101. Франкевич Г.С. Обоснование параметров в разработка крепей капитальных горных выработок с управляемой несущей способностью: дис. ... докт. техн. Наук. М.: МГГУ, 1998 г.

102. ФНиП «Инструкция по расчёту и применению анкерной крепи на угольных шахтах» утверждена приказом Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 19 ноября 2020 года № 448.

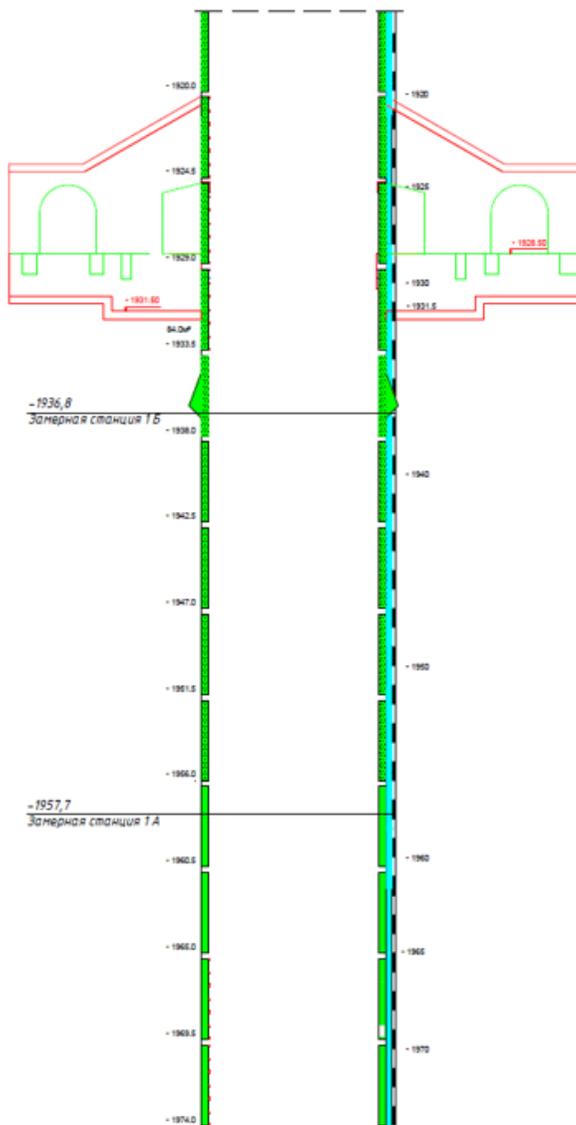
103. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи // ВНИМИ, ВНИИОМШС Миуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.

104. Beniaowski Z.T., 1989. Engineering Rock Mass Classification. Wiley. New York. 251 p.

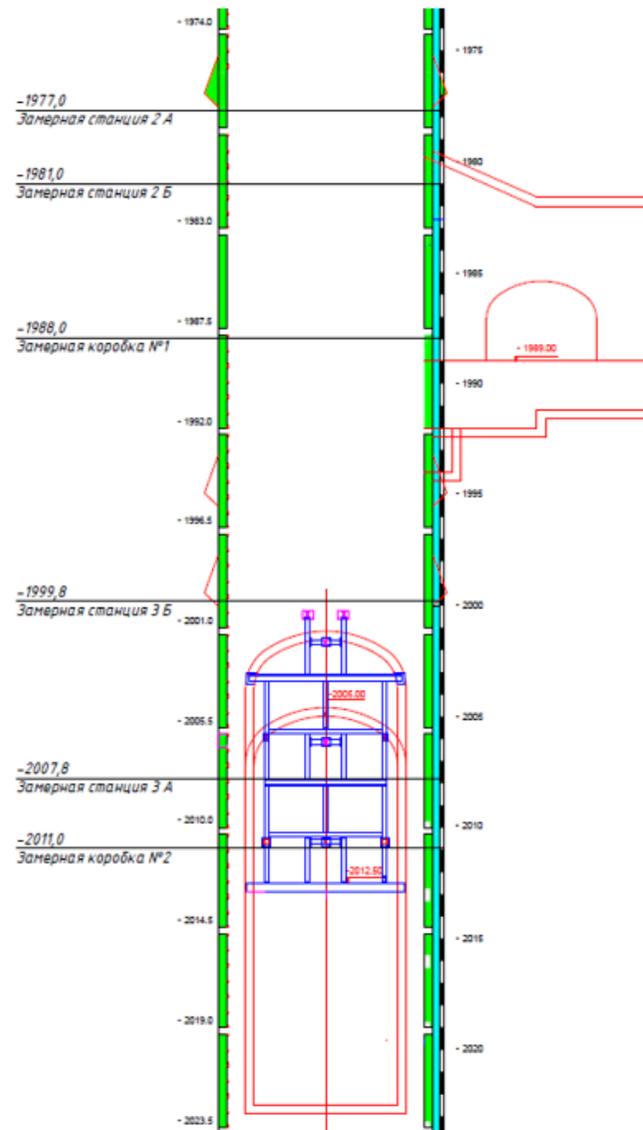
105. Laubscher D.H., 1990. A Geomechanics Classification System for the Rating of Rock mass in Mine Design, J Sth. Afr. Inst. Min. Met. 90(10). Pp.257-73.
106. Laubscher D.H., Jacubec J. The MRMR Rock Mass Classification for jointed rock masses. Foundations for Design. 2000. Pp. 413-421.
107. Jacubec J., Laubscher D.H. The MRMR Rock Mass Classification in Mining Practice. Brisbane. 2000. Pp. 415-481.
108. Каныбекулы Б.Б. Разработка и обоснование конструкции крепи вертикального ствола сооружаемой в сложных горно-геологических условиях (на примере шахты ДНК) // Дисс...канд. техн. наук. Республика Казахстан. Алматы, 2022. 180 с.
109. Каледин О.С. Инновационные технологии строительства сверхглубоких шахтных стволов // Горный журнал. 2014. № 4. С. 77-81.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. Схема системы мониторинга ствола

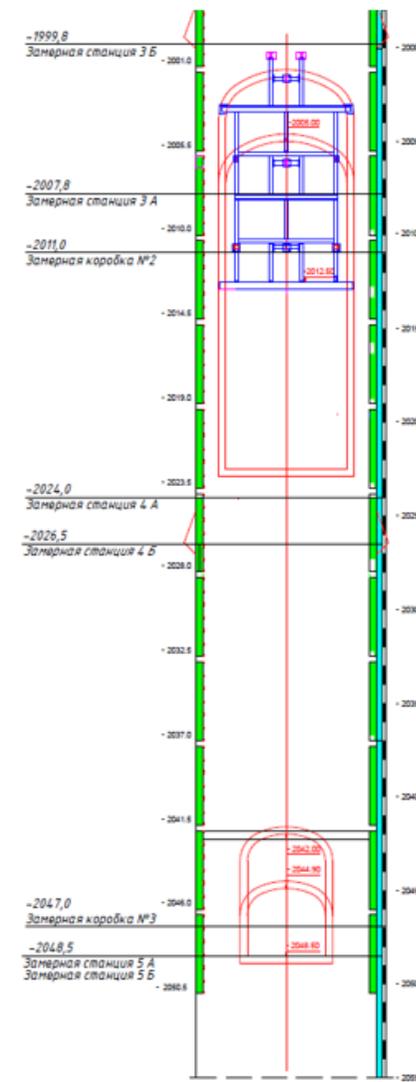
1 участок



2 участок



3 участок



ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Примеры разработанных нормативно-технических документов



**МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-
КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

**ПЕРВЫЙ ЗАМЕСТИТЕЛЬ
МИНИСТРА**

Садовая-Самотечная ул., д. 10,
строение 1, Москва, 127994
тел. (495) 647-15-80, факс (495) 645-73-40
www.minstroyrf.gov.ru

02.06.2021 № 22659-АЛ/03

На № _____ от _____

АО «Учалинский ГОК»

ugok@ugok.ru

Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации рассмотрело документы АО «Учалинский ГОК» от 11.05.2021 № 32-147 (вх. от 12.05.2021 № 49026/ГУ) для согласования специальных технических условий (далее – СТУ) на проектирование подземных горных выработок по объекту: «АО «Учалинский ГОК. Ново-Учалинский подземный рудник» в составе проектной документации «ОАО «Учалинский ГОК». Ново-Учалинский подземный рудник. Отработка запасов месторождения на полное развитие - 4,5 млн. т/год» и сообщает следующее.

В соответствии с Порядком разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства, утвержденным приказом Минстроя России от 30.11.2020 № 734/пр (далее – Порядок), и приказом Минстроя России от 03.07.2017 № 959/пр «Об организации работы Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации по согласованию специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства», по результатам рассмотрения представленной документации Минстроем России принято решение о согласовании указанных СТУ.

Приложение: согласованные СТУ 1 книга в 1 экз.

Справочная по государственным услугам
тел.: +7 (495) 647-15-80



А.Н. Ломакин

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
«МИСиС» (НИТУ «МИСиС»)

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК ПО ОБЪЕКТУ:
«АО «Учалинский ГОК. Ново-Учалинский подземный рудник» в
составе проектной документации «ОАО «Учалинский ГОК». Ново-
Учалинский подземный рудник. Отработка запасов месторождения на
полное развитие - 4,5 млн. т/год».

Разработано:

Проректор по науке и
инновациям НИТУ МИСиС,
проф., д.т.н.



М.Р. Филонов

Москва
2021



**МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-
КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

**ПЕРВЫЙ ЗАМЕСТИТЕЛЬ
МИНИСТРА**

Садовая-Самотечная ул., д. 10,
строение 1, Москва, 127994
тел. (495) 647-15-80, факс (495) 645-73-40
www.minstroyrf.gov.ru

03.10.2021 № 42317-АЛ/03

На № _____ от _____

ООО «Башкирская медь»

bashmed@ufamts.ru

Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации рассмотрело документы ООО «Башкирская медь» от 07.09.2021 № 9/620 (вх. 07.09.2021 № 95737/ГУ) для согласования специальных технических условий (далее – СТУ) на проектирование объекта: «Ствол шахты «Скипо-Клетевая», в составе проектной документации «ООО Башкирская медь». Месторождение «Юбилейное». Подземный рудник. Корректировка проекта. Отработка VI залежи» и сообщает следующее.

В соответствии с Порядком разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства, утвержденным приказом Минстроя России от 30.11.2020 № 734/пр, и приказом Минстроя России от 03.07.2017 № 959/пр «Об организации работы Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации по согласованию специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства» по результатам рассмотрения представленной документации Минстроем России принято решение о согласовании указанных СТУ.

Приложение: согласованные СТУ 1 книга в 1 экз.

Справочная по государственным услугам
тел.: +7 (495) 647-15-80



А.Н. Ломакин

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
«МИСиС» (НИТУ «МИСиС»)

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБЪЕКТА:
«Ствол шахты «Скипо-Клетевая», в составе проектной документации «ООО
«Башкирская медь». Месторождение «Юбилейное». Подземный рудник.
Корректировка проекта. Отработка VI залежи»

Разработано:

Проректор по науке и
инновациям НИТУ МИСиС,
проф., д.т.н.




М.Р. Филонов

Москва
2021



**МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-
КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

**ПЕРВЫЙ ЗАМЕСТИТЕЛЬ
МИНИСТРА**

Садовая-Самотечная ул., д. 10,
строение 1, Москва, 127994
тел. (495) 647-15-80, факс (495) 645-73-40
www.minstroyrf.gov.ru

19.01.2022 № 1390-АЛ/03

На № _____ от _____

ЗФ ПАО «ГМК
«Норильский никель»

nord@normik.ru

Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации рассмотрело документы ЗФ ПАО «ГМК «Норильский никель» от 20.12.2021 № 3Ф/59950-исх (вх. от 21.12.2021 № 141663/ГУ) для согласования специальных технических условий (далее – СТУ) на проектирование объекта: «Рудник «Таймырский». Восстановление крепи и работоспособности ствола ВС-5» и сообщает следующее.

В соответствии с Порядком разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства, утвержденным приказом Минстроя России от 30.11.2020 № 734/пр, и приказом Минстроя России от 03.07.2017 № 959/пр «Об организации работы Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации по согласованию специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства», по результатам рассмотрения представленной документации Минстроем России принято решение о согласовании указанных СТУ.

Приложение: согласованные СТУ 1 книга в 1 экз.

Справочная по государственным услугам
тел.: +7 (495) 647-15-80



А.Н. Ломакин

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
«МИСиС» (НИТУ «МИСиС»)

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБЪЕКТА:
«Рудник «Таймырский». Восстановление крепи и работоспособности
ствола ВС-5»

Разработано:

Проректор по науке и
инновациям НИТУ МИСиС,
проф., д.т.н.



М.Р. Филонов



Москва
2021



**МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-
КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

**ПЕРВЫЙ ЗАМЕСТИТЕЛЬ
МИНИСТРА**

Садовая-Самотечная ул., д. 10,
строение 1, Москва, 127994
тел. (495) 647-15-80, факс (495) 645-73-40
www.minstroyrf.gov.ru

21.04.2021 № 16422-АЛ/03

На № _____ от _____

АО «Учалинский ГОК»

pleshko.misis@yandex.ru

ugok@ugok.ru

Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации рассмотрело документы АО «Учалинский ГОК» от 23.03.2021 № 19-244 (вх. от 24.03.2021 № 29684/ГУ) для согласования специальных технических условий (далее – СТУ) на проектирование объекта: «АО «Учалинский ГОК. Ново-Учалинский подземный рудник. Ствол шахты «Скипо-Клетевая» в составе проектной документации «ОАО «Учалинский ГОК». Ново-Учалинский подземный рудник. Отработка запасов месторождения на полное развитие – 4,5 млн. т/год» и сообщает следующее.

В соответствии с Порядком разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства, утвержденным приказом Минстроя России от 30.11.2020 № 734/пр (далее – Порядок), и приказом Минстроя России от 03.07.2017 № 959/пр «Об организации работы Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации по согласованию специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства», по результатам рассмотрения представленной документации Минстроем России принято решение о согласовании указанных СТУ.

Приложение: согласованные СТУ 1 книга в 1 экз.

Справочная по государственным услугам
тел.: +7 (495) 647-15-80



А.Н. Ломакин

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
«МИСиС» (НИТУ «МИСиС»)

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБЪЕКТА:

«АО «Учалинский ГОК. Ново-Учалинский подземный рудник. Ствол шахты «Скипо-Клетевая» в составе проектной документации «ОАО «Учалинский ГОК». Ново-Учалинский подземный рудник. Отработка запасов месторождения на полное развитие - 4,5 млн. т/год»

Разработано:

Проректор по науке и
инновациям НИТУ МИСиС,
проф., д.т.н.



М.Р. Филонов

Москва
2021

СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ

Руководитель НИР, зав. кафедрой СПСиГП, д-р техн. наук, проф.	 подпись	А.Н. Панкратенко
Отв. исполнитель, проф. кафедры СПСиГП, д-р техн. наук, проф.	 подпись	М.С. Пleshко
Исполнители:		
Инженер научного проекта	 подпись	А.П. Давыденко
Инженер научного проекта	 подпись	А.В. Портнова
Инженер научного проекта	 подпись	Ю.А. Кириенко
Инженер научного проекта	 подпись	Г.В. Володин
Заведующий лабораторией	 подпись	В.Н. Кузнецов
Лаборант-исследователь	 подпись	Т.В. Панин
Лаборант-исследователь	 подпись	А.Р. Попов
Аспирант	 подпись	И.В. Маркин
Нормоконтроль	 подпись	К.А. Лайшева