

Федеральное государственное бюджетное учреждение науки
«Институт горного дела Уральского отделения Российской академии наук»

На правах рукописи



СЕНТЯБОВ СЕРГЕЙ ВАСИЛЬЕВИЧ

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННОГО
СОСТОЯНИЯ МОНОЛИТНОЙ БЕТОННОЙ КРЕПИ ШАХТНЫХ
СТВОЛОВ**

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

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель –
доктор технических наук
Зубков Альберт Васильевич

Екатеринбург 2016

Оглавление

| | стр. |
|---|------|
| ВВЕДЕНИЕ | 5 |
| Глава 1. СОСТОЯНИЕ ИЗУЧЕННОСТИ ВОПРОСА, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ | 12 |
| 1.1. Обоснование геомеханических факторов, влияющих на эффективность и безопасность ведения горных работ..... | 12 |
| 1.2. Обзор способов крепления вертикальных стволов..... | 12 |
| 1.3. Физико-механические свойства горных пород..... | 17 |
| 1.4. Анализ напряженного состояния массива горных пород..... | 19 |
| 1.4.1. Гипотеза гидростатического сжатия..... | 20 |
| 1.4.2. Гипотеза преимущественного действия в массиве пород гравитационных сил..... | 20 |
| 1.4.3. Гипотеза действия в массиве наряду с гравитационными сжимающих или растягивающих тектонических сил преимущественно субгоризонтальной ориентации..... | 22 |
| 1.4.4. Гипотеза формирования напряженного состояния массива горных пород, изменяющегося во времени..... | 24 |
| 1.5. Анализ методик расчета напряжений в массиве пород и крепи стволов..... | 28 |
| 1.6. Обзор состояния проблемы, сравнение основных характеристик с отечественным и зарубежным уровнем..... | 36 |
| 1.7 Задачи и методы исследований..... | 38 |
| Глава 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД | 42 |
| 2.1. Закономерности формирования природных напряжений в различных регионах мира..... | 42 |
| 2.2. Исследование формирования переменных напряжений в земной коре..... | 48 |
| 2.3. Напряженное состояние массива горных пород на Гайском месторождении..... | 58 |

| | |
|--|------------|
| Выводы..... | 60 |
| Глава 3. ФОРМИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОННОЙ КРЕПИ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ..... | 62 |
| 3.1. Фактическое состояние массива и бетонной крепи шахтных стволов подземного рудника | 62 |
| 3.2. Совершенствование метода расчета напряжений в бетонной крепи ство- лов при совмещенном способе проходки..... | 70 |
| 3.3. Результаты измерения напряжений в бетонной крепи стволов..... | 78 |
| 3.4. Измерение напряжений в бетонной крепи стволов во времени..... | 82 |
| 3.5. Расчет напряженного состояния бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» до 2020 года..... | 96 |
| Выводы..... | 99 |
| Глава 4. РЕШЕНИЕ ТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ ПО ПОВЫШЕНИЮ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МОНОЛИТНОЙ БЕТОННОЙ КРЕПИ ПРИ ЭКСТРИМАЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЯХ ПЕРЕМЕННЫХ ВО ВРЕМЕ- НИ НАПРЯЖЕНИЙ..... | 100 |
| 4.1. Основные положения..... | 100 |
| 4.2. Определение исходных данных для выбора и расчета параметров крепи и методов управления горным давлением..... | 104 |
| 4.3. Расчет влияния анкерования приконтурного массива, установленного через бетонную крепь шахтных стволов..... | 108 |
| 4.4. Оценка эффективности комбинированного крепления..... | 111 |
| 4.5. Технические решения по обеспечению устойчивости бетонной крепи вертикальных стволов | 115 |
| 4.5.1. Повышение устойчивости бетонной крепи стволов..... | 115 |
| 4.5.2. Технические решения по технологии крепления вновь строящихся стволов шахт..... | 116 |
| Выводы..... | 118 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ..... | 120 |

| | |
|---------------------------------------|-----|
| БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК | 122 |
| ПРИЛОЖЕНИЕ А | 133 |

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Одной из важнейших задач экономики России в XXI веке является эффективное развитие горнодобывающей промышленности, направленное на сохранение и увеличение объемов добычи рудных и минеральных полезных ископаемых, что связано, в частности при подземной разработке со вскрытием месторождения через вертикальные стволы.

Введение в эксплуатацию новых производственных мощностей характеризуется постоянным увеличением глубины разработки и протяженности вертикальных стволов, являющихся основными вскрывающими выработками подземных горнодобывающих предприятий.

Глубина строящихся вертикальных стволов в нашей стране перешагнула двухкилометровую отметку при средних значениях 900–1200 м. На их долю приходится до 30% стоимости и до 50% общей продолжительности строительства шахты или рудника. Значительная часть этих затрат связана с креплением выработок.

В настоящее время в России и странах СНГ при проходке вертикальных стволов практически не имеет конкурентов совмещенная технологическая схема проходки, характеризующаяся возведением монолитной бетонной крепи вслед за продвижением забоя ствола.

Устойчивость крепи стволов зависит от напряжений, сформировавшихся в крепи, и прочности крепи.

Напряжения в бетонной крепи вертикальных стволов, по данным Н.С.Булычева, И.В.Баклашова, Б.А.Картозии, Г.А.Крупенникова, А.Г.Протосени, А.М.Козела, В.Е.Боликова, формируются при действии постоянных во времени природных напряжений, являющихся суммой гравитационных и тектонических напряжений. Выполненные этими учеными исследования легли в основу метода расчета крепи по схеме контактного взаимодействия с массивом. Достоинством этих методов является то, что влияние технологической схемы проходки учитывается путем введения в формулы по определению расчетных напряжений вокруг выработки корректирующего множителя α^* . Это позволяет свести расчет шахтных

крепей к известным аналитическим и численным решениям плоской контактной задачи двух упругих тел (т.е. крепи и окружающего массива, контактирующих друг с другом и линейно деформирующихся).

Основным недостатком вышеуказанного метода является то, что при определении корректирующего множителя α^* не учитывается действие вертикальных напряжений σ_z , а также модуль упругости бетона E_b , который изменяется от нуля при скоростной проходке до максимальных значений E_b при длительных остановках крепления. Следует, однако, отметить, что действующие методы оценки влияния схем проходки на нагруженность крепи стволов являются приближенными и нуждаются в дальнейшем совершенствовании, так как при проектировании не учитываются вновь выявленные закономерности формирования напряженного состояния в массиве горных пород с учетом изменения его во времени.

В последние годы установлено, что природные напряжения в массиве горных пород, в результате которых формируются напряжения в крепи, изменяются во времени и эти изменения могут приводить к увеличению напряжений в крепи, составляющих $\approx 30 \div 70\%$ от нормативной прочности бетона. Изменение природных напряжений происходит с периодичностью от часов до сотен лет, и механизм формирования напряжения в крепи за счет этих напряжений неизвестен, хотя установлены случаи крупных разрушений крепи на десятках рудников в периоды, когда переменные во времени напряжения достигают своих экстремальных значений.

Вследствие этого поиск и выявление механизма формирования напряжений в крепи при действии природных напряжений с учетом их вариаций во времени является актуальной задачей современного шахтного строительства.

Целью работы является совершенствование метода расчета напряжений бетонной крепи для обеспечения устойчивости шахтных стволов на весь срок эксплуатации с учетом параметров переменного напряженного состояния массива горных пород.

Идея работы заключается в том, что расчет напряженно-деформированного состояния бетонной крепи шахтных стволов необходимо про-

изводить с учетом природных напряжений, рассматривая их вариации во времени.

Объект исследования – природно-техногенная система, бетонная крепь стволов и окружающий ее массив горных пород.

Предмет исследования – закономерности формирования напряженного состояния крепи стволов при взаимодействии с массивом горных пород.

Задачи исследований:

1. Анализ современных представлений о формировании напряженно-деформированного состояния массива горных пород и методов расчета напряжений в бетонной крепи шахтных стволов во времени.

2. Разработка экспериментальных методов исследования напряженно-деформированного состояния бетонной крепи вертикальных стволов на различных базах.

3. Определение первоначальных напряжений и выявление закономерности формирования напряженно-деформированного состояния природно-техногенной системы крепь – массив по всей глубине ствола.

4. Усовершенствование методов расчета напряжений в бетонной крепи стволов с обоснованием исходных параметров природных напряжений массива горных пород с учетом их вариаций во времени.

5. Обоснование технических решений по повышению несущей способности монолитной бетонной крепи.

Достоверность научных положений обеспечивается надежностью и представительностью исходных данных, представительным объемом лабораторных исследований, теоретическим обобщением выявленных закономерностей, сопоставимостью результатов исследований с практическими данными, полученными в процессе длительных шахтных экспериментов, сходимостью аналитических результатов с результатами ранее проведенных опытно-промышленных исследований лабораторией геодинамики и горного давления Института горного дела Уральского отделения Российской академии наук (ИГД УрО РАН).

Научные положения, выносимые на защиту:

1. Напряженное состояние бетонной крепи шахтных стволов формируется как функция конструктивных параметров ствола, полного тензора напряжений, включающего в себя гравитационно-тектонические и переменные во времени напряжения, действующие в массиве горных пород на момент начала исследований, с учетом физико-механических свойств породного массива, модуля упругости бетона, который зависит от скорости усадки и дополнительных напряжений, вызванных последующим изменением поля напряжений, обусловленных вне зоны влияния горных работ циклическим изменением природных напряжений, а в зоне влияния выработанного пространства – изменением вторичного поля напряжений.

2. Теоретические и экспериментальные исследования доказывают, что иерархически блочный массив магматических и метаморфических горных пород ведет себя как упругая и изотропная среда. Это установлено при определении изменения природных напряжений в массиве на базе 5–7 рангов геоблоков, в результате которого формируются напряжения в приконтурной части ствола на базе 2–3 рангов геоблоков, упруго влияющие на изменение напряженно-деформированного состояния бетонной крепи шахтных стволов.

Методы исследований. В работе использован комплексный метод исследований, включающий: научный анализ и обобщение опыта; долгосрочный геодеформационный мониторинг деформации бетонной крепи стволов в шахтных условиях; статистическую обработку результатов; аналитические методы исследований и промышленные эксперименты по исследованию напряженно-деформированного состояния массива и бетонной крепи стволов.

Научная новизна работы заключается в том, что:

1. В дополнение к природным напряжениям в массиве, сформировавшимся в результате суммирования гравитационных γH и статических тектонических σ_m напряжений по гипотезам А.Гейма, А.Н.Динника и Н.Хаста, необходимо учитывать переменную во времени составляющую $\sigma_{\Delta\Phi}$.

$$\sigma_z^n = -\gamma H + \sigma_{zm} + \sigma_{A\Phi},$$

$$\sigma_x^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{xm} + \sigma_{A\Phi},$$

$$\sigma_y^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{ym} + \sigma_{A\Phi},$$

2. Массив магматических и метаморфических горных пород ведет себя как упругая и изотропная среда.

3. В соответствии с предложенной методикой установлено, что изменяющиеся природные напряжения в массиве горных пород вызывают повышение напряжения в крепи, достигающего $\approx 30\div 70\%$ от нормативной прочности бетона.

Личный вклад автора состоит:

1. В анализе литературных источников и научно-технической документации.

2. В постановке цели и задач работы.

3. В разработке метода расчета напряженного состояния бетонной крепи с учетом природных напряжений, изменяющихся во времени.

4. В разработке оборудования, методик постановки натурных экспериментов, обработке опытных данных и обобщении их результатов.

5. В обосновании мероприятий по обеспечению устойчивости крепи стволов.

Научное значение работы заключается в установлении закономерностей формирования напряженно-деформированного состояния монолитной бетонной крепи при действии природных напряжений, рассмотрении их вариации во времени. Результаты длительного геодеформационного мониторинга природных напряжений на рудниках Урала, проводимого лабораторией геодинамики и горного давления ИГД УрО РАН в течение последних 18 лет, и анализ данных измерения за 50 лет в основных горнодобывающих регионах мира дали основание предложить новую, более современное представление о структуре поля природных напряжений с привязкой их изменения ко времени.

Практическое значение работы:

1. Разработан, в том числе защищенный патентом, способ определения природных напряжений в массиве горных пород с учетом переменной составляющей.

2. Усовершенствованы методы расчета напряженного состояния бетонной крепи при действии переменных во времени напряжений, которые необходимо учитывать при проектных работах.

3. Обосновано, что для эффективного и безопасного ведения горных работ на каждом месторождении необходимо произвести измерение напряжений именно на этом месторождении и определить тренд изменения переменных во времени напряжений σ_{Af} на ближайшие 10–20 лет.

4. В процессе выполнения работы определено первоначальное напряженное состояние бетонной крепи вертикальных стволов на глубоких горизонтах месторождения.

5. Представлен обоснованный подход к определению вида и параметров крепи и ее устойчивости на весь срок эксплуатации горного предприятия.

Реализация работы. Основные результаты исследований рекомендованы к использованию ПАО «Гайский ГОК» для расчетного прогноза напряженного состояния бетонной крепи вертикальных стволов.

Апробация работы. Результаты диссертационной работы доложены на международных научных симпозиумах и конференциях: «VII- X Всероссийская молодежная научно-практическая конференция по проблемам недропользования» (г. Екатеринбург, 2013 – 2016гг.); «V Уральский горнопромышленный форум» (г. Екатеринбург, 2013г.); Всероссийская научно-техническая конференция с международным участием «Геомеханика в горном деле», посвященная 90-летию Влоха Н.П. (г. Екатеринбург, 2014г.); «VI Уральский горнопромышленный форум» (г. Екатеринбург, 2015г.).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 12 научных работ, в том числе 4 статьи в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России, а также получен 1 патент.

Структура и объем диссертационной работы. Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка использованных источников из 105 наименований. Содержит 135 страниц машинописного текста, 46 рисунков и 17 таблиц.

Диссертационная работа выполнена в рамках темы НИР 80.04 «Разработка методов прогноза и построение трендовой модели изменения напряженно-деформированного состояния массива горных пород во времени» 2012-2015гг., в рамках работы по программе фундаментальных исследований президиума РАН №12-П-5-1022 «Исследование периодического расширения и сжатия Земли как основного механизма природных катаклизмов» 2012-2015гг., выполняемой в Федеральном государственном бюджетном учреждении науки Институт горного дела Уральского отделения Российской академии наук (ИГД УрО РАН), НИР «Исследование и прогноз устойчивости крепи стволов и целиков на глубоких горизонтах Гайского рудника» 2013г., «Мониторинг напряженно-деформированного состояния и обеспечение устойчивости крепи стволов на глубоких горизонтах Гайского рудника» 2014г., «Исследование по снижению риска геодинамических явлений на шахтах ВГОК» 2013г., в которых автор принимал непосредственное участие в качестве исполнителя научно-исследовательских работ.

Автор благодарит своих коллег – сотрудников лаборатории геодинамики и горного давления ИГД УрО РАН принимавших участие в лабораторных и производственных экспериментах, а также горняков, геомехаников, маркшейдеров и геологов ПАО «Гайский ГОК» за проявленный интерес к содержанию работы и оказанное всемерное содействие при ее выполнении.

Автор выражает глубокую признательность вдохновителям данной работы кандидату технических наук Липину Якову Ивановичу и заведующему лабораторией, кандидату технических наук Феклистову Юрию Георгиевичу, а также коллеге Бирючеву Ивану Владимировичу.

Особую благодарность выражают своему учителю, доктору технических наук Зубкову Альберту Васильевичу, под руководством которого проходил обучение в аспирантуре после окончания Уральского государственного горного университета. Именно он показал мне всю сложность, глубину и практическую значимость геомеханики.

Глава 1. СОСТОЯНИЕ ИЗУЧЕННОСТИ ВОПРОСА, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1. Обоснование геомеханических факторов, влияющих на эффективность и безопасность ведения горных работ

Добыча твердых полезных ископаемых связана с проникновением человека в недра путем создания или относительно простых или чрезвычайно сложных сооружений (подземные рудники). Все горные работы безопасно и эффективно можно вести лишь на основе расчета устойчивости этих сооружений, которые базируются на знании физико-механических свойств и напряженного состояния массива горных пород [91], закономерностей их перераспределения и формирования в горных конструкциях.

Факторами, влияющими на устойчивость обнажений горных пород, являются: форма и площадь поперечного сечения выработок; естественное поле напряжений в горном массиве; глубина заложения выработки и ее расположение относительно фронта горных работ; прочностные и деформационные характеристики массива пород; блочное строение массива (количество систем трещин, их интенсивность и пространственная ориентация, механические характеристики поверхностей контакта) [68].

1.2. Обзор способов крепления вертикальных стволов

Шахтные вертикальные стволы являются основными вскрывающими выработками большинства горнодобывающих предприятий, связывающими подземные добычные горизонты с земной поверхностью. Стволы относятся к капитальным подземным сооружениям, и срок их эксплуатации может достигать 60–80 лет и более. В течение этого периода ствол в зависимости от своего назначения должен обеспечивать безаварийную выдачу полезного ископаемого и породы, спуск-подъем людей, материалов, оборудования, необходимый режим вентиляции и др.

Технико-экономические показатели проходки ствола, состав и последовательность выполнения работ, номенклатура применяемого оборудования, вид

крепи и другие параметры определяются выбранной технологической схемой проходки.

Применяемые в отечественной и зарубежной практике технологические схемы проходки стволов можно разделить на три основные группы: схемы с последующим, параллельным и совмещенным креплением (рисунок 1.1). В нашей стране на практике наибольшее распространение получила совмещенная технологическая схема, а в европейских странах достаточно широкую область применения имеет параллельная технологическая схема с опережающей анкерной крепью или без нее.

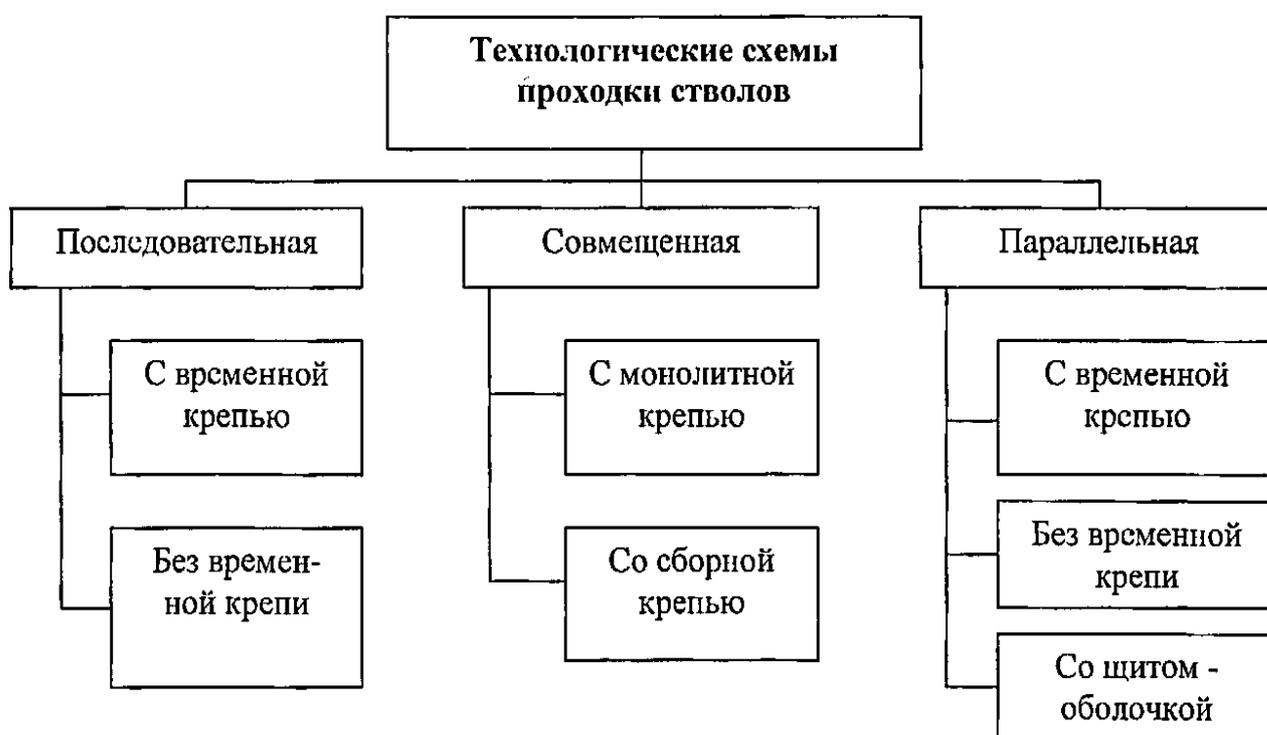


Рисунок 1.1 – Классификация технологических схем проходки вертикальных стволов

Переходя к анализу отечественного опыта строительства вертикальных стволов, можно отметить, что совмещенная схема проходки стволов начала внедряться с конца 50-х годов XX века. Предпосылками ее создания стали многочисленные исследования отечественных ученых и специалистов, направленные на отказ от применения в стволах временной крепи. Первоначально эта проблема была решена путем разработки технологии крепления стволов железобетонными тубингами в направлении сверху вниз вслед за подвиганием забоя. Однако высо-

кая трудоемкость возведения и стоимость такой крепи, а также нецелесообразность ее применения в устойчивых породах потребовали дальнейшего совершенствования совмещенной схемы.

Свои окончательные очертания совмещенная схема приобрела после разработки технологии возведения монолитной бетонной крепи в забое ствола с помощью передвижной опалубки при спуске бетона с поверхности по трубопроводам. После ряда опытных внедрений эта схема стала широко распространяться и постепенно вытеснила все остальные. По совмещенной схеме было построено около 85 % стволов в нашей стране.

Такое положение обусловлено рядом известных достоинств совмещенной схемы: простой организацией работ с их концентрацией в забое ствола, минимальным числом лебедок на поверхности, высоким уровнем механизации и безопасности работ и др. Также, несмотря на увеличение последовательно выполняемых процессов по сравнению с параллельной схемой, на ряде проходок были достигнуты очень высокие технико-экономические показатели строительства стволов.

В настоящее время эта технология практически не испытывает конкуренции. Применительно к ней разработаны основные нормативные документы и унифицированные технические решения, включая технологические карты проходки и армирования стволов, технологические схемы оснащения стволов к проходке, нормы технологического проектирования оснащения проходки стволов с использованием передвижного проходческого оборудования, унифицированные сечения вертикальных стволов, схемы армировки и другие проектные решения.

Недостатки совмещенной схемы второй группы (рисунок 1.2) обусловлены использованием в вертикальных стволах в качестве постоянной крепи монолитного бетона и вытекают из целого ряда технических и технологических особенностей.

Технологическая схема строительства ствола определяет в частности величину отставания постоянной крепи от забоя выработки. Различными исследованиями [6, 39, 9, 82] было установлено, что взаимодействие системы бе-

тонная крепь – породный массив во времени подразделяется на два периода. Первый характеризуется интенсивным ростом объема смещений пород, второй их медленным увеличением. При этом после обнажении пород в процессе проведения выработки происходит смещение обнаженной поверхности еще до возведения крепи. Смещение пород, продолжающееся после возведения крепи, встречает ее сопротивление, вызывает взаимодействие крепи с массивом и обуславливает величину установившихся нагрузок на крепь.



Рисунок 1.2 – Классификация недостатков совмещенной схемы проходки

В методике расчета крепи стволов [9], основанной на схеме контактного взаимодействия крепи и окружающего массива, влияние технологической схемы проходки учитывается путем введения в формулы по определению расчетных напряжений вокруг выработки корректирующего множителя α^* . Его физический смысл можно представить в виде выражения

$$\alpha^* = 1 - \frac{N_0}{N_\infty}, \quad (1.1)$$

где N_0 – начальные смещения выработки до установки крепи;

N_∞ – полные смещения выработки в случае ее оставления без крепи.

Определение коэффициента α^* возможно в результате анализа механических моделей массива, обработки результатов натурных измерений, численного моделирования и др. Как правило, он представляется в виде функциональной зависимости от параметра L/R , где L – отставание постоянной крепи от забоя, R – радиус ствола.

Величина коэффициента α^* оказывает существенное влияние на результаты расчета крепи. Расчетные нагрузки на крепь при совмещенной схеме проходки выше, чем при параллельной или последовательной схемах.

Следует, однако, отметить, что действующие методы оценки влияния схем проходки на нагруженность крепи стволов являются приближенными и нуждаются в дальнейшем совершенствовании, так как при проектировании не учитывают возможности деформирования самой крепи от изменяющихся во времени напряжений.

В целом технология возведения монолитной бетонной крепи вслед за продвижением забоя ствола может привести к авариям и нарушениям крепи.

Для более правильного обоснования параметров крепи стволов в современных обстоятельствах, характеризующихся увеличением глубины проходки, ухудшением горно-геологических условий, необходимо учитывать изменяющиеся во времени напряжения на этапе проектирования ствола. Так, комплексные лабораторные исследования, выполненные в работе [82], позволили получить зависимо-

сти снижения прочности бетона в результате действия на него нагрузки в начальный период твердения.

Анализ лабораторных исследований, выполненных в работе [79], показывает, что воздействие пригрузок на бетон на ранних этапах твердения наиболее существенно влияет на его конечную прочность. Эти данные свидетельствуют о весьма интенсивном влиянии нагружения бетона крепи во времени на такой важнейший параметр материала крепи, как прочность, и позволяют утверждать, что неучет при проектировании изменяющихся во времени напряжений может являться одной из причин снижения долговечности крепи в период эксплуатации.

В связи с этим необходимо развивать основные направления повышения несущей способности и долговечности бетонной крепи действующих стволов при экстремальных значениях переменных во времени напряжений.

1.3. Физико-механические свойства горных пород

Оценка устойчивости горных конструкций, возведенных в массиве горных пород, должна базироваться на знании природного поля напряжений на территории объекта (напряженно-деформированного состояния массива пород (НДС)) его перераспределения в элементах конструкций и сравнении с прочностными и деформационными характеристиками материала конструкции (горной породы, бетона и т.п.). К таким конструкциям относятся горные выработки, конструктивные элементы систем разработки для добычи полезных ископаемых.

Физико-механические свойства горных пород обычно определяют при проведении геологоразведочных работ и в лабораториях исследовательских организаций при испытании на разрушение образцов горных пород [90].

Обычно для перехода от прочности горной породы в образце к ее прочности в массиве используют коэффициент структурного ослабления (K_{co}), который зависит от размеров структурных блоков, заполнителя трещин и т.п. [27].

$$[\sigma]_M = [\sigma] \cdot K_{co}. \quad (1.2)$$

Для определения коэффициента структурного ослабления была принята зависимость, полученная Кимом [40].

$$K_{co} = \frac{l}{0,53(l/l_{co}+1,75)} + 315, \quad (1.3)$$

где l – линейный размер оцениваемого на прочность участка массива, м;
 l_{co} – линейный размер структурного блока, м.

Эта зависимость оправдала себя за сорокалетний срок прогнозирования устойчивости конструктивных элементов систем разработки, сложенных крепкими магматическими и метаморфическими породами. С одной стороны, в десятках случаев подтвердилось прогнозируемое самообрушение горных конструкций при достижении ими расчетных параметров, а с другой стороны, при коэффициенте запаса прочности 1,3 была обеспечена устойчивость сотен конструктивных элементов систем разработки. Формулы (1.2) и (1.3) справедливы при действии сжимающих напряжений в зоне обнажения горных конструкций, откуда прежде всего и начинаются все разрушения. При действии растягивающих напряжений K_{co} можно определить лишь опытным путем.

Полученные значения прочности горных пород при сжатии соответствуют одноосной нагрузке. Известно, что в массиве прочность породы является функцией действующих в нем трех главных напряжений ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Однако исследованиями М.М.Протоdjeяконова и др. [65] установлено, что на прочность горной породы оказывает влияние лишь соотношение σ_1 и σ_3 , т.е. максимального и минимального напряжений, в плоскости которых действует максимальное касательное напряжение. Напряжение σ_2 на прочность породы не влияет. Следовательно, на обнажении горных пород, где $\sigma_1 = 0$, прочность породы будет соответствовать ее значению, полученному при одноосном сжатии образца. В тех случаях, когда $\sigma_1 \neq 0$, скол горной породы может произойти лишь при выполнении следующего условия [18]:

$$B_{ck} = \frac{2C_n - (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{tg} \varphi}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \leq 1, \quad (1.4)$$

где $C_n = \frac{[\sigma_{сж}](\sin \varphi - 1)}{2 \cos \varphi}$ – сцепление пород, МПа;

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{[\sigma_{сж}] - [\sigma_p]}{[\sigma_{сж}] + [\sigma_p]}.$$

Угол, под которым произойдет скол, составит:

$$0,5(\arcsin B_{ск} - \varphi) < \theta_{ск} < 0,5(180^\circ - \arcsin B_{ск} - \varphi), \quad (1.5)$$

где $\theta_{ск}$ – угол между площадкой скола и направлением действия σ_3 , град.

Подобный механизм разрушения наблюдается при стрельбании, толчках и горных ударах, когда разрушается приконтурная часть выработок и целиков. В этих случаях скол массива идет не по естественной трещиноватости, а по монолитной части структурных блоков и с высокой степенью их дробления (до щебня размером в несколько сантиметров) или отстрела пластин толщиной 2–10 см и площадью до 1,1–1,5 м².

1.4. Анализ напряженного состояния массива горных пород

Земная кора в целом и верхняя ее часть как область, представляющая практический интерес, в пределах которой ведутся горные работы, подвержена действию различных механических силовых полей, т. е. находится в некотором напряженном состоянии. Основными являются два независимых силовых поля: гравитационное, обусловленное действием закона всемирного тяготения Ньютона, и тектоническое, связанное с неравномерным распределением в пространстве скорости тектонических движений и, как следствие, скорости деформаций земной коры, т. е. наличием градиента тектонических движений. Кроме того, в различных участках земной коры возможно проявление локальных силовых полей, связанных с неравномерностью тепловых потоков, порождающих дополнительные механические напряжения, действием подземных напорных вод и т. д. В сейсмически активных районах, а также при ведении массовых взрывов возможно наложение на статические силовые поля кратковременных динамических полей, которые в ряде случаев существенно влияют на устойчивость горных конструкций.

При расчете напряженного состояния горных конструкций на ранних стадиях становления геомеханики в качестве граничных условий использовали природ-

ные напряжения при формировании их в соответствии с гипотезами А.Гейма (1878 г.), А.Н.Динника (1926 г.) и Н.Хаста (1960 г.).

1.4.1. Гипотеза гидростатического сжатия

Первая гипотеза о напряженном состоянии горных пород была выдвинута в 1878 г. швейцарским ученым А.Геймом [87] на основе результатов наблюдения за проходкой трансальпийских туннелей. Он считал, что горные породы даже на небольшой глубине находятся в скрыто-пластическом состоянии. Согласно этой гипотезе, все 3 составляющие главных напряжений, действующих на элемент массива, в этих условиях равны между собой и не превышают сил тяжести столба налегающих пород:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \leq -pgH = -\gamma H, \quad (1.6)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – составляющие главных напряжений, МПа;

p – плотность налегающих горных пород, кг/м³;

g – ускорение свободного падения, м/с²;

γ – удельный вес пород, Н/м³;

H – мощность налегающих горных пород, м.

А.Гейм считал, что такое напряженное состояние характерно для жидкостей и называется гидростатическим. Считалось, что массив горных пород на большой глубине (1000 м и более) находится в аналогичном состоянии.

1.4.2. Гипотеза преимущественного действия в массиве пород гравитационных сил

На состоявшейся в апреле 1951 г. в г. Льеже (Бельгия) международной конференции по горному давлению была заслушана большая серия докладов и ряд выступлений ведущих специалистов по вопросам горного давления из стран западной Европы. В качестве сил, обуславливающих горное давление, все они рассматривали исключительно гравитационные силы, действующие в земной коре. Ни в докладах, ни в дискуссии не поднимался вопрос о существовании в горных

массивах сил, отличных от гравитационных. Профессор Л.Доноэль (Бельгия) в "Обзоре теории горного давления" подчеркивал: "Первоначальное напряжение в горных породах является результатом их веса и возрастает пропорционально глубине". Профессор Г.Шпаккелер (Германия) отмечал, что явления, происходящие в породах, управляются действием их веса.

В 1920–60-е годы теоретические представления о природе горного давления на основе гравитационной гипотезы, о напряженно-деформированном состоянии верхнего слоя земной коры, о силах, обуславливающих горное давление, сформулированы и советской школой геомехаников: М.Протодьяконовым, А.Динником, Л.Шевяковым, П.Цимбаревичем, В.Слесаревым, К.Руппенейтом, В.Давидянцем. Исходя из модели горной породы как дискретной среды М. Протодьяконов еще в начале 20-го века сформулировал применительно к определению давления на крепь горизонтальных подготовительных выработок гипотезу свода, которая нашла в свое время широкое применение в среде геомехаников и горных инженеров. В конце 20-х годов А.Динник, полагая, что горные породы можно моделировать упругим телом, сформулировал теоретические основы гравитационной гипотезы и получил формулы для вычисления компонент тензора напряжений в массиве пород, а также вывел широко известную формулу о боковом распоре в условиях действия гравитационных сил [31]. Согласно этой гипотезе, вертикальные напряжения превышают по величине горизонтальные, а последние равны между собой в различных направлениях и определяются величиной коэффициента Пуассона:

$$\sigma_x = \sigma_y = K_p \sigma_z = -\frac{\mu}{1-\mu} \gamma H, \quad (1.7)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – составляющие главных напряжений, МПа;

K_p – коэффициент бокового распора (определяемый коэф. Пуассона);

γ – удельный вес пород, Н/м³;

H – мощность налегающих горных пород, м.

Описанные представления сводились к выводу, что земная кора находится в равновесном состоянии и единственной причиной напряжений в горных породах

является гравитационная сила. Напряжения в земной коре, даже если они изменяются под действием каких-либо факторов, со временем релаксируют, выравниваются. Гипотеза позволяла выполнять теоретические расчеты в практике ведения горных работ, получила развитие в научной и методической литературе по горному делу, нашла отражение в учебной литературе.

Таким образом, вопрос о силах, обуславливающих горное давление и напряженное состояние верхних слоев литосферы, казался ясным и очевидным – это гравитационные силы, вес горных пород в гравитационном поле Земли.

1.4.3. Гипотеза действия в массиве наряду с гравитационными сжимающих или растягивающих тектонических сил преимущественно субгоризонтальной ориентации

Создание современных инструментальных методов исследования напряженно-деформированного состояния массива горных пород породило серию открытий высоких горизонтальных напряжений в некоторых участках верхних слоев земной коры в пределах всех континентов [17]. Было установлено, что горизонтальные составляющие напряжений, как правило, превышают величину вертикальной компоненты и не равны между собой. Тогда как, согласно гравитационной гипотезе А.Динника, горизонтальные напряжения должны быть меньше вертикальных и равны во всех направлениях. Таким образом, экспериментальные результаты разошлись с предсказаниями существовавшей теории.

Повышенные горизонтальные напряжения были экспериментально зарегистрированы в период 1960–1980 гг. В геомеханической литературе принято считать, что повышенные горизонтальные напряжения впервые экспериментально обнаружил шведский геомеханик Н.Хаст при измерениях в Скандинавии [64]. Высокие горизонтальные напряжения, в 5–10 раз превышающие вертикальные, зарегистрированы И.Турчаниновым, Г.Марковым, А.Козыревым и другими в апатитовых рудниках Кольского полуострова в 1966 г. Повышенные горизонтальные напряжения обнаружены С.Батугиным, А.Шаманской, П.Егоровым на Таштагольском железорудном месторождении в Горной Шории (1966, 1967, 1968).

Высокие горизонтальные напряжения регистрируются с 1968 г. А.Зубковым, А.Сашуриным и другими сотрудниками ИГД УрО РАН на ряде рудников Урала [36, 71, 19, 58, 7, 16] и др. Повышенные горизонтальные напряжения, превышающие вертикальную компоненту, установлены в пределах территории СНГ: на Душанбинском полигоне, в Джезказгане, на Урале, в горнорудных районах Средней Азии, на месторождениях Курской магнитной аномалии, на рудниках Норильска, Забайкалья, на месторождениях Приморья. Высокие горизонтальные напряжения широко регистрировались и за рубежом: в Южной Африке, США, на территории Канады, в Европе, Японии, Китае, Корее, Скандинавии, Австралии.

Силы, ответственные за повышенные горизонтальные напряжения в земной коре, установленные в результате экспериментальных инструментальных измерений, специалисты геомеханики договорились называть тектоническими силами. Открытие тектонических сил, действующих в отдельных участках земной коры, привело к коренному пересмотру основ современной геомеханики. Гипотеза тектонических сил позволила по-новому подойти к вопросам горного давления, к проблеме горных ударов. Стало ясно: напряжения, обусловленные тектоническими силами, рассчитать невозможно, в отличие от напряжений, связанных с гравитационными силами:

$$\sigma_z = -pgH, \quad (1.8)$$

$$\sigma_x = K_p \sigma_z + T_1, \quad (1.9)$$

$$\sigma_y = K_p \sigma_z + T_2. \quad (1.10)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – составляющие главных напряжений, МПа;

K_p – коэффициент бокового распора (определяемый коэф. Пуассона);

p – плотность налегающих горных пород, кг/м³;

g – ускорение свободного падения, м/с²;

H – мощность налегающих горных пород, м;

T_1, T_2 – главные статические составляющие тектонических сил, МПа.

Их необходимо измерять. Если в условиях гравитационной гипотезы расчет исходных (начальных) напряжений был проблематичен вследствие неоднородно-

сти свойств массивов пород, то теперь добавился непредсказуемый силовой фактор – тектонические напряжения.

1.4.4. Гипотеза формирования напряженного состояния массива горных пород, изменяющегося во времени

При оценке природных напряжений одной из главных проблем является определение изменяющихся во времени напряжений, величина которых под влиянием космического излучения различной физической природы изменяется с периодичностью от нескольких лет до сотен лет и т.д. [98].

Были установлены подземные наблюдательные станции – вне зоны влияния горных работ, и измерения проводились 3–4 раза в год. В ходе анализа результатов натурных исследований было установлено явление периодического изменения НДС массива горных пород вследствие расширения и сжатия земной коры (Земли) с временным интервалом, в среднем, 11 лет (рисунок 1.3) [33].

Наблюдения проводились на подземных геодинамических полигонах в г. Краснотурьинск Свердловской области (глубина -520 м), г. Кушва Свердловской области (-590 м), г. Нижний Тагил Свердловской области (-460 м), г. Березовский Свердловской области (-512 м), г. Гай Оренбургской области (-830 м) и в п. Яковлево Белгородской области (-425 м).

Для подземных полигонов выбраны различно ориентированные выработки на рудниках, в которых заложены реперные линии на базах 40–50 м. Расстояния между реперами измеряются рулеткой по методике гибких нитей, что обеспечивает точность измерения изменения базы до 0,2 мм [73].

Исследование характера переменных напряжений [27] заключалось в следующем.

1. Выбиралась база измерения длиной L_0 , относительно которой оценивали изменение длины реперной линии при последующих замерах.

2. На каждом пункте измерения по каждому направлению реперных линий изучалось геолого-тектоническое строение участков и оценивались упругие параметры массива

$$E_M = 0,9^n E_0, \quad (1.11)$$

где E_M, E_0 – модули упругости массива и образца, МПа;

n – число рангов геоблоков на базе реперных линий.

3. На геодинамическом полигоне производят 3–4 цикла наблюдений в год способом приведенного к горизонту расстояния между опорными точками [73].

4. По полученным изменениям длины линий $\Delta L_j = (L_j - L_0)$ определяли относительную деформацию массива горных пород ε_j .

5. По комбинации измерений на трех наблюдательных линиях, азимуты которых отличаются более чем на 25–30°, определяли изменения величины действующих горизонтальных напряжений и азимутов их действия.

$$\operatorname{tg} 2\alpha_{1-1} = \frac{(E_I \varepsilon_I - E_{II} \varepsilon_{II}) \sin^2 \alpha_{I-III} - (E_I \varepsilon_I - E_{II} \varepsilon_{II} - E_{III} \varepsilon_{III}) \sin^2 \alpha_{I-II}}{(E_I \varepsilon_I - E_{III} \varepsilon_{III}) \sin 2\alpha_{I-II} - (E_I \varepsilon_I - E_{II} \varepsilon_{II}) \sin 2\alpha_{I-1}}, \quad (1.12)$$

$$\Delta\sigma_{1,2} = \frac{A(1 + \mu) \pm (E_I \varepsilon_I - E_{II} \varepsilon_{II})(1 - \mu)}{B(1 - \mu^2)}, \quad (1.13)$$

где $A = E_I \varepsilon_I \cos 2(\alpha_{I-1} + \alpha_{I-III}) - E_{III} \varepsilon_{III} \cos 2\alpha_{I-1}$;

$B = \cos 2(\alpha_{I-II} + \alpha_{I-III}) - \cos 2\alpha_{I-II}$;

$\alpha_{I-II} + \alpha_{I-III}$ – углы, отсчитываемые от первой реперной линии ко второй и третьей против хода часовой стрелки, град;

α_{I-1} – азимут действия $\Delta\sigma_1$, отсчитываемый от направления $E_I \varepsilon_I$ по часовой стрелке, град;

E_I, E_{II}, E_{III} – модули деформации массива по реперным линиям с учетом тектоники массива;

μ – коэффициент Пуассона массива;

$\varepsilon_I, \varepsilon_{II}, \varepsilon_{III}$ – относительная деформация массива на длине реперных линий.

6. После статистической обработки получали средние значения $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$, и азимут действия максимального сжимающего напряжения α_1 .

7. За весь период наблюдений находили средний азимут действия $\Delta\sigma_1$ или $\Delta\sigma_2$, который принимается за ось абсцисс X , и выбирали $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_{xy}$ так, чтобы средние значения $\Delta\tau_{xy}$ были минимальными.

По результатам измерений с помощью данного метода были получены следующие показатели, представленные на рисунке 1.3.

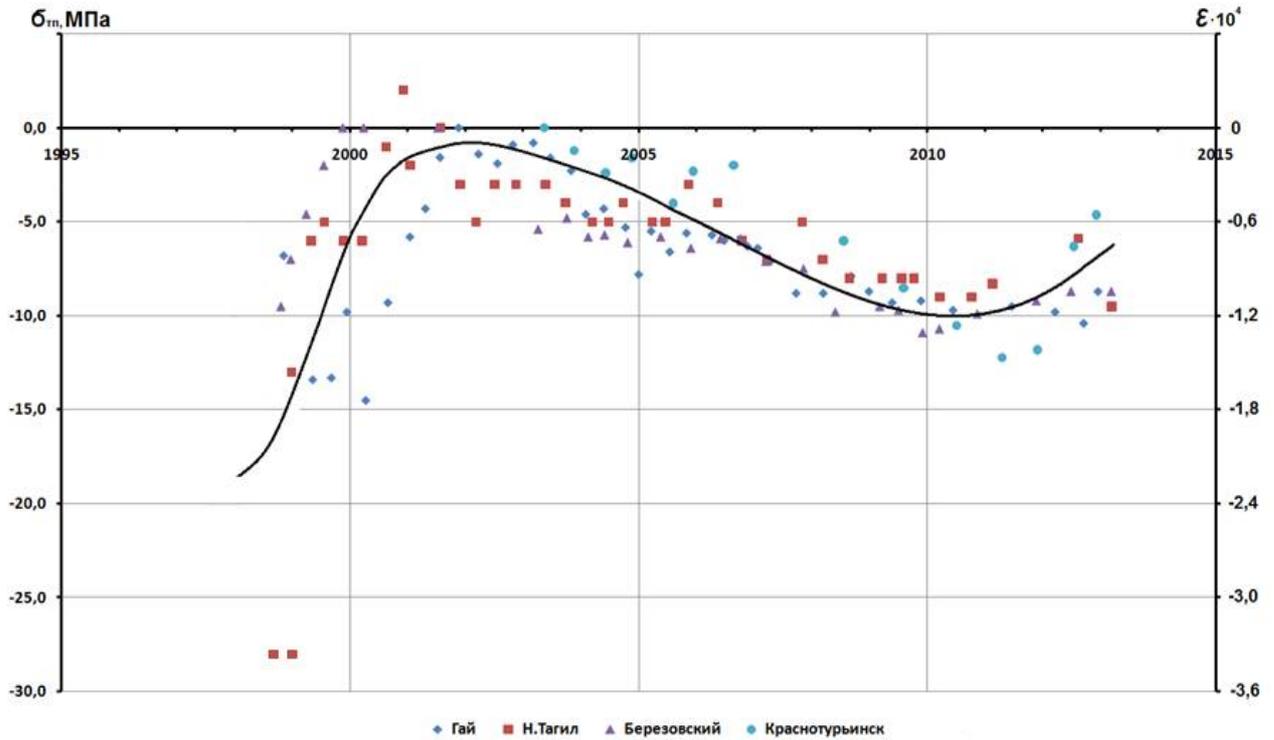


Рисунок 1.3 – Изменение НДС массива на рудниках в городах Урала

На основании вышеизложенного ИГД УрО РАН предложена новая гипотеза формирования природных напряжений в массиве горных пород, в которой, наряду с условно постоянными гравитационно-тектоническими напряжениями, присутствует переменная во времени составляющая $\sigma_{тн}$, вызванная влиянием астрофизических полей и излучений, одинаково воздействующих на Солнце и Землю [34] (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Гипотезы формирования природных напряжений в массиве горных пород

| Автор гипотезы | Гипотеза |
|-------------------------|--|
| А.Гейм, 1878 г. | $\sigma_x^n = \sigma_y^n = \sigma_z^n = -\gamma H$ |
| А.Н.Динник, 1926 г. | $\sigma_z^n = -\gamma H$ $\sigma_x^n = \sigma_y^n = -\lambda\gamma H$ |
| Н.Хаст, 1960 г. | $\sigma_z^n = -\gamma H$ $\sigma_x^n = -\lambda\gamma H + T_1$ $\sigma_y^n = -\lambda\gamma H + T_2$ |
| ИГД УрО РАН, 2013 г. | $\sigma_z^n = -\gamma H + \sigma_{zm} + \sigma_{mn}$ $\sigma_x^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{xm} + \sigma_{mn}$ $\sigma_y^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{ym} + \sigma_{mn}$ где $\sigma_{xm} + \sigma_{mn} = T_1$ $\sigma_{ym} + \sigma_{mn} = T_2$ $\sigma_{mn} = \sum_{i=K21}^{K12} \sigma_{i(t)}$ |

где $\sigma_x^n, \sigma_y^n, \sigma_z^n$ – составляющие главных напряжений, МПа;

γ – удельный вес пород, Н/м³;

H – мощность налегающих горных пород, м;

λ – коэффициент бокового распора (определяемый коэффициентом Пуассона);

T_1, T_2 – главные статические составляющие тектонических сил, МПа;

$\sigma_{zm}, \sigma_{xm}, \sigma_{ym}$ – главные статические составляющие постоянных тектонических сил, МПа;

σ_{mn} – тектонически-переменная составляющая (МПа);

$\sum_{i=K21}^{K12} \sigma_{i(t)}$ – суммарный вклад величин изменения НДС различных геологических циклов.

ских циклов.

При сопоставлении данных графика на рисунке 1.3 напрашивается вывод о том, что Земля, в том числе верхняя часть земной коры, в течение периода, примерно равного 11 годам, подвергается процессам сжатия и расширения. Период сжатия составляет примерно 5–6 лет, а период расширения около 4–5 лет.

1.5. Анализ методик расчета напряжений в массиве пород и крепи стволов

Современный уровень научной и практической базы проектирования и строительства вертикальных стволов накоплен благодаря труду ученых и специалистов научно-исследовательских, проектно-конструкторских, производственных организаций и высших учебных заведений России и стран СНГ.

Вопросам совершенствования технологии проходки и крепления стволов посвящены работы Р.А.Тюркяна [54, 88, 89], А.Г.Гузеева [25], Н.М.Покровского [63], А.А.Пшеничного [81], Ф.И.Ягодкина [97, 95, 96], И.С.Стоева [76], П.С.Сыркина [83, 84, 80] и др. Итогом данных работ стало широкое внедрение в нашей стране совмещенной схемы проходки стволов с монолитной бетонной крепью, характеризующейся комплексной механизацией работ по выполнению основных проходческих процессов, стабильными средними скоростями проходки и высоким уровнем безопасности.

В то же время основным направлением повышения несущей способности монолитной бетонной крепи стало увеличение ее толщины или переход на железобетонное крепление, приводящие к значительному росту стоимости и трудоемкости строительства.

Основополагающие результаты по геомеханике массивов горных пород и проектированию параметров крепи вертикальных стволов получены Н.С.Булычевым [10, 8, 11], И.В.Баклашовым [5, 6], Б.А.Картозией [5, 6], Г.А.Крупенниковым [13, 48], А.Г.Протосеней [63], А.М.Козелом [42, 43, 45], Ч.Джегером [26], Р.Гудманом [24], Х.Витке [12], М.Н.Гелескулом [21] и многими другими учеными.

Выполненные этими учеными исследования легли в основу метода расчета крепи по схеме контактного взаимодействия с массивом. Сущность метода заключается в рассмотрении единой системы крепь – порода, функционирование которой во времени подразделяется на два периода.

Первый характеризуется интенсивным ростом смещений пород, второй их медленным увеличением. При этом после обнажении пород в процессе проведения выработки происходит смещение обнаженной поверхности еще до возведения крепи. Смещения пород, продолжающиеся после возведения крепи, встречают ее сопротивление, вызывают взаимодействие крепи с массивом и обуславливают величину установившихся напряжений в крепи [6, 11, 9].

Одними из наиболее перспективных направлений совершенствования крепления вертикальных стволов является применение комбинированных крепей на основе анкеров. Методика проектирования и технология монтажа таких конструкций рассмотрена в работах А.М.Козела [44, 46], Г.И.Кравченко [47] В.В.Левита [49] и др. ученых.

В то же время широкое внедрение комбинированного крепления стволов на практике сдерживается рядом неразработанных вопросов, касающихся аспектов совместной работы системы монолитная бетонная крепь – анкера – породный массив, а также отсутствия эффективной технологии установки анкерной крепи при совмещенной схеме проходки.

Наряду с упомянутыми гипотезами развивалось направление, сводившее изучение горного давления к задаче изучения напряжённо-деформированного состояния массива. Здесь широкое применение нашли методы механики деформируемых сред, в частности теории упругости. Для вертикального ствола упругая задача решена А.Н.Динником в 1926, попутно им дан вывод одной из наиболее распространённых формул для определения коэффициента бокового распора. Принципиальной для развития теории горного давления явилась работа Г.Н.Савина, в которой использовано условие совместности перемещений контактирующих друг с другом точек поверхности выработки и крепи [23]. Это позволило теоретически объяснить влияние податливости крепи на величину горного

давления. В 1954 Г.Н.Кузнецов впервые сформулировал фундаментальные понятия о двух крайних режимах работы крепи: заданной нагрузки и заданной деформации. На основе предложений Г.Н.Савина и А.Лабаса К.В.Руппенейт построил универсальную расчётную схему, позволяющую связать горное давление на крепь с упругими и прочностными свойствами пород. Ю.М.Либерман [51] расчет нагрузки на крепь на стадии предварительного проектирования выполнил по методике К. В. Руппенейта [69], а толщина крепи рассчитана по формуле Ламе-Гадолина [69].

По методике К. В. Руппенейта величина нагрузки на крепь ствола составляет:

$$P = \frac{\left(a - \frac{2}{3} \cdot u_0^*\right) \cdot \int \sigma_\infty \cdot \int_0^1 (1-x)^{k_1-1} \cdot (a+x)^{k_2} \cdot x \cdot dx}{\int_0^1 (1-x)^{k_1-1} \cdot (a+x)^{k_2} \cdot x \cdot \left(a + \frac{a}{x} + a \cdot C_0 \cdot E_0\right) \cdot dx}, \quad (1.14)$$

$$k_1 = \frac{m}{a+1} \cdot (a + a + a \cdot C_0 \cdot E_0), \quad (1.15)$$

$$k_2 = \frac{m \cdot a}{a+1} \cdot (a - 1 + a \cdot C_0 \cdot E_0) - 1, \quad (1.16)$$

$$a = \frac{2 \cdot G_0 \cdot r_0}{\delta \cdot E_0}, \quad (1.17)$$

$$m = \frac{t_0}{t_2}, \quad (1.18)$$

где t_0 – период релаксации напряжения для пород; t_2 – время релаксации модуля упругости бетона; a – константа уровня состояния для пород; C_0 – константа уравнения состояния для бетона; u_0^* – смещение породы до возведения крепи.

Напряженное состояние крепи определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{P_\infty \cdot r_0}{\delta}. \quad (1.19)$$

Очевидно, что величина P в уравнении (1.14) является функцией отношения величины радиуса крепи r к толщине крепи δ .

Несущую способность крепи стволов круглого сечения определяют, исходя из её прочности по методике Ламе-Гадолина:

$$\delta = r_0 \left[\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_0 - 2P_H} \right)^{0.5} - 1 \right], \quad (1.20)$$

$$P_{H(np)} = \frac{1}{2} \sigma_0 \cdot \left(\frac{r^2 - r_0^2}{r^2} \right) \quad (1.21)$$

При проведении горной выработки в массиве горных пород происходит перераспределение напряжений вблизи нее. Новое напряженное состояние вблизи выработки определяется начальным напряженным состоянием массива, формой и расположением выработки, технологией ее проведения, механическими свойствами пород и крепи и горно-геологическими и структурными особенностями залегания пород [75].

Значение касательных сил на внешней поверхности кольцевой монолитной крепи и выбор толщины крепи по заданным неравномерным нагрузкам рассчитывали по методике Козела А.М.

$$\sigma_r = \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \left[g_0 + g_2 \cos 2\theta \left(1 - \frac{3a^2}{r^2} \right) \right] + g_p \frac{a^2}{r^2}, \quad (1.22)$$

$$\sigma_\theta = g_0 \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - g_2 \cos 2\theta \left(1 + \frac{3a^2}{r^2} \right) - g_p \frac{a^2}{r^2}, \quad (1.23)$$

$$\tau_{r\theta} = -g_2 \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta, \quad (1.24)$$

$$g_0 = \frac{1}{2}(p + g); \quad g_2 = \frac{1}{2}(p - g), \quad (1.25)$$

$$\sigma_r^\delta = g_0 \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + g_p \frac{a^2}{r^2} - g_0 = (g_p - g_0) \frac{a^2}{r^2}, \quad (1.26)$$

$$\sigma_\theta^\delta = g_0 \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - g_p \frac{a^2}{r^2} - g_0 = (g_p - g_0) \frac{a^2}{r^2}, \quad (1.27)$$

где p и g – наибольшее и наименьшее значение горизонтального давления в массиве; g_p – давление бурового раствора в стволе; a – радиус круглого сечения; r – текущий радиус ствола.

Введение корректирующего множителя α^* позволяет свести расчет шахтных крепей к известным аналитическим и численным решениям плоской контактной задачи двух упругих тел (т.е. крепи и окружающего массива, контактирующих друг с другом и линейно деформирующихся) и при этом одновременно учесть фактическую нелинейность деформирования горных пород и отставание крепи от забоя, а также все множество технологических факторов: выборку зазоров между элементами крепи, ее конструктивную податливость, уплотнение забутовки в закрепном пространстве и пр.

Для условий деформирования горного массива как идеально упругой среды коэффициент α^* определяется формулой, полученной при моделировании проходки выработки методом конечных элементов М.Баудендистелом:

$$\alpha^* = 0,64 \exp(-1,75l_0 / R), \quad (1.28)$$

где l_0 – отставание крепи от забоя, м;

R – радиус ствола вчерне, м.

Согласно опыту определения коэффициента α^* по данным натуральных замеров, накопленному в ИГД УрО РАН при проходке стволов [60], в реальном породном массиве даже при небольших первоначальных напряжениях коэффициент α^* оказывается на 20 – 30 % выше, чем по формуле (1.28). Соответственно и нагрузка на крепь в реальности, как правило, оказывается выше, и для рассматриваемых условий месторождения выражение (1.28) следует учитывать в следующем виде:

$$\alpha^* = 0,64 \exp(-1,75l_0 / R) 1,3 = 0,83 \exp(-1,75l_0 / R). \quad (1.29)$$

Значения модулей упругости E_0 следует принимать для баз деформирования, соответствующих масштабам рассматриваемой горной выработки (т.е. это порядка нескольких метров, а никак не сантиметров, как при лабораторных испытаниях образцов пород). При расчетах же бетонной крепи данные о начальных модулях упругости бетонов (в частности, табличные данные СНиП 2.03.01- 84) следует уменьшать в 2 раза для учета ползучести бетона в условиях длительного воздействия нагрузки [57].

При проходке стволов в крепких упругих вмещающих породах принято иметь дело со следующими деформационными процессами приконтурного массива горных пород.

После проходки ствола полная конвергенция его стенок в условиях плоской деформации составит

$$U_D = \frac{D(1+\mu)}{2E_n} (\sigma_1 + \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)(3 - 4\mu)\cos 2\theta), \quad (1.30)$$

где U_D – конвергенция стенок ствола по диаметру, м;

D – диаметр ствола, м;

E_n – модуль упругости массива пород, МПа;

μ – коэффициент Пуассона;

σ_1, σ_2 – главные горизонтальные напряжения, МПа;

θ – угловая координата, град.

В зависимости от того, на каком расстоянии возводится постоянная крепь и когда она наберет прочность и упругость, на нее передается оставшаяся часть конвергенции стенок ствола. Следует заметить, что традиционные виды крепи практически не сдерживают эту конвергенцию, поэтому в высоконапряженных массивах горных пород стараются постоянную крепь возводить со значительным отставанием от забоя, уменьшая на нее нагрузку, для чего используют на начальной стадии временную крепь, или вводят элементы податливости. К сожалению, эти признанные приемы проходки и крепления стволов могут оказаться в ряде случаев неэффективными из-за того, что уровень напряжений массива горных пород изменяется с периодичностью 11 лет, совпадающей с циклом солнечной активности (СА) [32], т.е. в дополнение к гравитационно-тектоническим появляется пульсирующая составляющая напряжений σ_{mn} , которая полностью воспринимается крепью.

При внешних напряжениях σ_{mn} смещение контура ствола составит

$$U_r^\circ = \frac{2r \cdot \sigma_{mn} (1 - \mu_n^2)}{E_n}. \quad (1.31)$$

При радиальном противодействии крепи $\sigma_{p(\kappa)}$ смещение контура ствола составит

$$U_{r(\kappa)} = \frac{r \cdot \sigma_{p(\kappa)}(1 + \mu_0)}{E_n}. \quad (1.32)$$

Кольцо крепи под воздействием $\sigma_{p(\kappa)}$ сожмётся на

$$U_r' = \frac{\sigma_{p(\kappa)}(1 + \mu_k)}{E_k} (2r(1 - \mu_k) - 2t + t^2), \quad (1.33)$$

где t – толщина крепи;

E_k – модуль упругости крепи;

μ_k – коэффициент Пуассона для крепи;

r – радиус ствола вчерне.

Следовательно, смещение породного контура совместно с крепью составит

$$U_r^\circ - U_{r(\kappa)} = U_r', \quad (1.34)$$

Откуда

$$\sigma_{p(\kappa)} = \frac{2r \cdot \sigma_{mn}(1 - \mu_n^2)}{E_n \cdot B}, \quad (1.35)$$

$$\sigma_{\Theta(\kappa)} = \frac{U_r'}{r} \cdot E_k = \frac{\sigma_{p(\kappa)}(1 + \mu_k) \cdot A}{r} = \frac{2\sigma_{mn}(1 - \mu_n^2)(1 + \mu_k) \cdot A}{E_n \cdot B}, \quad (1.36)$$

где $\sigma_{p(\kappa)}$, $\sigma_{\Theta(\kappa)}$ – максимальные радиальные и тангенциальные напряжения в крепи;

$$A = 2r(1 - \mu_k) - 2t + t^2, \quad (1.37)$$

$$B = \frac{r(1 + \mu_n)}{E_n} + \frac{(1 + \mu_k)}{E_k} \cdot A. \quad (1.38)$$

Чтобы правильно оценить методы расчета напряжений в крепи, целесообразно установить, насколько бетонная крепь меняет напряженное состояние приконтурного массива пород.

Напряжения, действующие на контуре выработки при условии, что $r = \rho$, $\sigma_x^n = -70$ МПа; $\sigma_y^n = -53$ МПа; $\sigma_{p(\kappa)} = \sigma_x^l = \sigma_y^l$, составят

$$\sigma_{\rho(\kappa)} = \frac{-95,7 \cdot 10^5}{38,3 \cdot 10^5} = -2,4 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(\kappa)} = \frac{2 \cdot (-2,4) \cdot 3,15^2}{3,15^2 - 2,75^2} = -20,1 \text{ МПа}.$$

Рассмотрим, что на бесконечности действуют природные напряжения σ_x^n и σ_y^n , а изнутри на стенки ствола влияет подпор крепи $\sigma_{\rho(\kappa)} = \sigma_x^I = \sigma_y^I$. При условии, что σ_x^n и σ_x^I ; σ_y^n и σ_y^I действуют по одной оси, можно получить уравнение по определению напряжений на контуре породного массива с крепью от действия вышеуказанных напряжений [14].

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[K_1 - \frac{r_1^2}{\rho^2} (K_1 - K_2) \right] + \frac{1}{2} \left[K_3 + K_4 \left(3 \frac{r_1^4}{\rho^4} - 4 \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) \right] \cos 2\theta, \quad (1.39)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[K_1 + \frac{r_1^2}{\rho^2} (K_1 - K_2) \right] - \frac{1}{2} \left[K_3 + 3 \frac{r_1^4}{\rho^4} K_4 \right] \cos 2\theta, \quad (1.40)$$

где $K_1 = \sigma_x^n + \sigma_y^n$; $K_2 = \sigma_x^I + \sigma_y^I$; $K_3 = \sigma_x^n - \sigma_y^n$; $K_4 = (\sigma_x^n - \sigma_y^n) - (\sigma_x^I - \sigma_y^I)$.

При $\theta = 0^0$; $\cos 2\theta = 1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-123 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 4,8) \right] + \frac{1}{2} \left[-17 - 17 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] 1 = -2,4 \text{ МПа}, \quad (1.41)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-123 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 4,8) \right] - \frac{1}{2} \left[-17 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 17 \right] 1 = -86,5 \text{ МПа}. \quad (1.42)$$

При $\theta = 90^0$; $\cos 2\theta = -1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-123 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 4,8) \right] + \frac{1}{2} \left[-17 - 17 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] - 1 = -2,4 \text{ МПа}, \quad (1.43)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-123 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 4,8) \right] - \frac{1}{2} \left[-17 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 17 \right] - 1 = -154 \text{ МПа}. \quad (1.44)$$

При отсутствии радиального противодействия крепи $\sigma_{\rho(\kappa)}$ напряжение на контуре породного массива с крепью составит:

при $\theta = 0^0$; $\cos 2\theta = 1$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-123 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123) \right] - \frac{1}{2} \left[-17 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 17 \right] 1 = -88,9 \text{ МПа}, \quad (1.45)$$

При $\theta = 90^0$; $\cos 2\theta = -1$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \left[-123 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123) \right] - \frac{1}{2} \left[-17 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 17 \right] - 1 = -158,9 \text{ МПа.} \quad (1.46)$$

При сопоставлении полученных результатов напряжений на контуре породного массива с крепью и без крепи получим

$$\text{При } \theta = 0^0; \cos 2\theta = 1$$

$$\frac{-86,5}{-88,9} = 0,972 \text{ МПа,}$$

$$\text{При } \theta = 90^0; \cos 2\theta = -1$$

$$\frac{-154}{-158,9} = 0,969 \text{ МПа.}$$

Было установлено, что при действии σ_{min} напряжения в приконтурном массиве в результате действия радиальных напряжений в крепи $\sigma_{p(k)}$ уменьшаются в среднем не более чем на 5% [29], что не превышает погрешности измерений первоначальных напряжений в массиве.

1.6. Обзор состояния проблемы, сравнение основных характеристик с отечественным и зарубежным уровнем

Работа (хозяйственная деятельность) человека в подземных условиях связана со строительством подземных сооружений различной сложности, устойчивость элементов которых для обеспечения безопасности необходимо рассчитывать. Граничными условиями для таких расчетов являются физико-механические свойства массива горных пород и его напряженно-деформированное состояние (НДС).

На разных стадиях становления геомеханики в граничных условиях величина напряжения определялась в соответствии с теоретически обоснованными гипотезами А.Гейма и А.Д.Динника. После проведения экспериментальных работ по измерению напряжений в массиве горных пород было установлено, что наряду с гравитационными напряжениями действует еще одна составляющая, которую называли тектонической. Основоположником гипотезы гравитационно-тектонических напряжений является Н.Хаст.

Эволюция Земли неразрывно связана с ее периодическим расширением и сжатием. Е.Е.Милановский в обзорной статье по этой проблеме называет это явление пульсацией Земли [53].

Гипотезу о пульсации Земли на фоне общего расширения высказали В. Бухер (1933 г.), М.М.Тетяев (1934 г.), В.А.Обручев (1940 г.), М.А.Усов (1940 г.), Н.Е.Мартьянов (1968 г.), П.Н.Кропоткин (1970 г.), В.Е.Хаин (1973 г.). В своей работе В.Е.Хаин показывает, что за период 5–20 млн лет радиус Земли (R_3) может изменяться на 1–3 % и более [92].

Переменные во времени напряжения изменяются с периодичностью от часов до сотен лет, и механизм формирования напряжения в крепи за счет этих напряжений неизвестен, хотя установлены случаи крупных разрушений крепи на десятках рудников в периоды, когда переменные во времени напряжения достигают своих экстремальных значений. Примеры катастрофического разрушения горных конструкций приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Аварии на рудниках и шахтах

| Объект | Начало строительства (пуск), год | Авария, год | σ_{mn} | Примечание |
|--|----------------------------------|--------------|---------------|--|
| Р-к Таштагольский, шах. Ново-Капитальная | 1960 | 1964 1971 | max min | Разрушение бетонной крепи, перекрепили 112 м железобетонной крепью. Крепь разорвало по 3 азимутам, трещины шириной 20-200 мм, $L = 10$ м |
| Р-к Таштагольский, Ствол «Сибиряк» | Нет данных | 1991 | min | Трещины в бетонной крепи на $H = -560 \div -606$ м и в ж.-б. крепи на $H = -840 \div -965$ м. Перекрепили $H = -756 \div -865$ м |
| Ствол в г. Хромтау | 1980 | 1984 | max | Разрушено 200 м бетонной крепи, $H = -520 \div -720$ м |
| шах. Сан-Хосе (Чили) | Нет данных | 2010 | max | Разрушение вертикального и наклонного стволов, $H = 400$ и 500 м |

Вследствие этого поиск и выявление механизма формирования напряжений в крепи при действии природных напряжений является актуальной задачей современного шахтного строительства.

1.7. Задачи и методы исследований

Введение в эксплуатацию новых производственных мощностей характеризуется постоянным увеличением глубины разработки и протяженности вертикальных стволов, являющихся основными вскрывающими выработками подземных горнодобывающих предприятий.

Глубина строящихся вертикальных стволов в нашей стране перешагнула двухкилометровую отметку при средних значениях 900–1200 м. На их долю приходится до 30% стоимости и до 50% общей продолжительности строительства шахты или рудника. Значительная часть этих затрат связана с креплением выработок.

В настоящее время в России и других странах СНГ при проходке вертикальных стволов практически не имеет конкуренции совмещенная технологическая схема проходки, характеризующаяся возведением монолитной бетонной крепи вслед за продвижением забоя ствола.

Устойчивость крепи стволов зависит от напряжений, сформировавшихся в крепи, и прочности крепи.

Напряжения в бетонной крепи вертикальных стволов, по данным Н.С.Булычева, И.В.Баклашова, Б.А.Картозии, Г.А.Крупенникова, А.Г.Протосени, А.М.Козела, В.Е.Боликова, формируются при действии постоянных во времени природных напряжений, являющихся суммой гравитационных и тектонических напряжений. Выполненные этими учеными исследования легли в основу метода расчета крепи по схеме контактного взаимодействия с массивом. Достоинством этих методов является то, что влияние технологической схемы проходки учитывается путем введения в формулы по определению расчетных напряжений вокруг выработки корректирующего множителя α^* . Это позволяет свести расчет шахтных крепей к известным аналитическим и численным решениям плоской контактной задачи двух упругих тел (т.е. крепи и окружающего массива, контактирующих друг с другом и линейно деформирующихся).

Основным недостатком вышеуказанного метода является то, что при определении корректирующего множителя α^* не учитывается действие вертикальных напряжений σ_z , а также модуль упругости бетона E_b , который изменяется от нуля при скоростной проходке до максимальных значений E_b при длительных остановках крепления. Следует, однако, отметить, что действующие методы оценки влияния схем проходки на нагруженность крепи стволов являются приближенными и нуждаются в дальнейшем совершенствовании, так как при проектировании не учитываются вновь выявленные закономерности формирования напряженного состояния в массиве горных пород с учетом изменения его во времени.

В последние годы установлено, что природные напряжения в массиве горных пород, в результате которых формируются напряжения в крепи, изменяются во времени и эти изменения могут приводить к увеличению напряжений в крепи составляющих $\approx 30\div 70\%$ от нормативной прочности бетона. Изменение природных напряжений происходит с периодичностью от часов до сотен лет, и механизм формирования напряжения в крепи за счет этих напряжений неизвестен, хотя установлены случаи крупного разрушения крепи на десятках рудников в периоды, когда переменные во времени напряжения достигают своих экстремальных значений.

Вследствие этого поиск и выявление механизма формирования напряжений в крепи при действии природных напряжений с учетом их вариаций во времени является актуальной задачей современного шахтного строительства.

На основании этого **целью работы** является совершенствование метода расчета напряжений бетонной крепи для обеспечения устойчивости шахтных стволов на весь срок эксплуатации с учетом параметров переменного напряженного состояния массива горных пород.

Идея работы заключается в том, что расчет напряженно-деформированного состояния бетонной крепи шахтных стволов необходимо производить с учетом природных напряжений, рассматривая их вариации во времени.

Объект исследования – природно-техногенная система, бетонная крепь стволов и окружающий ее массив горных пород.

Предмет исследования – закономерности формирования напряженного состояния крепи стволов при взаимодействии с массивом горных пород.

Задачи исследований:

1. Анализ современных представлений о формировании напряженно-деформированного состояния массива горных пород и методов расчета напряжений в бетонной крепи шахтных стволов во времени.

2. Разработка экспериментальных методов исследования напряженно-деформированного состояния бетонной крепи вертикальных стволов на различных базах.

3. Определение первоначальных напряжений и выявление закономерности формирования напряженно-деформированного состояния природно-техногенной системы крепь – массив по всей глубине ствола.

4. Усовершенствование методов расчета напряжений в бетонной крепи стволов с обоснованием исходных параметров природных напряжений массива горных пород с учетом их вариаций во времени.

5. Обоснование технических решений по повышению несущей способности монолитной бетонной крепи.

Методы исследований. В работе использован комплексный метод исследований, включающий: научный анализ и обобщение опыта; долгосрочный геодеформационный мониторинг деформации бетонной крепи стволов в шахтных условиях; статистическую обработку результатов; аналитические методы исследований и промышленные эксперименты по исследованию напряженно-деформированного состояния массива и бетонной крепи стволов.

Достоверность научных положений обеспечивается надежностью и представительностью исходных данных, представительным объемом лабораторных исследований, теоретическим обобщением выявленных закономерностей, сопоставимостью результатов исследований с практическими данными, полученными в процессе длительных шахтных экспериментов, сходимостью аналитических ре-

зультатов с результатами ранее проведенных опытно-промышленных исследований лабораторией геодинамики и горного давления Института горного дела Уральского отделения Российской академии наук (ИГД УрО РАН).

Глава 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

2.1. Закономерности формирования природных напряжений в различных регионах мира

Учитывая сложность и трудоемкость работ по определению НДС массива горных пород в подземных условиях, на рудниках обычно проводили одну серию измерений в конкретное время и на конкретной глубине и использовали эти результаты в дальнейшем, считая тектоническую составляющую (σ_m) константой. На ряде рудников проводили по две, три, и более серий измерений, по мере вскрытия новых горизонтов. Это дало возможность проследить изменение напряжений с глубиной, и появилась возможность проанализировать изменение этих результатов во времени [27].

К сожалению, из 25 рудников Урала и Казахстана такую информацию удалось получить только на тринадцати. На других рудниках России и мира, как правило, нет точной привязки результатов измерений ко времени и даются лишь усредненные изменения напряжений с глубиной [105].

Ситуация облегчается тем, что тектонически-переменные напряжения σ_m присущи всей земной коре и величина их одинакова как на Урале, так и для всего земного шара [34].

Более детально изменение напряжений с глубиной на рудниках Урала и на некоторых рудниках в других регионах мира отображено в работе [32], из которой следует, что значения напряжений выходят за пределы гравитационной составляющей (γH), т.к. добавляется тектоническая составляющая (σ_T), увеличивающаяся по мере роста глубины и достигающая максимума на отметках 200–500 м.

Закономерности формирования природных напряжений в различных регионах мира представлены в виде графиков на рисунках 2.1–2.9 (сплошная линия – гравитационные напряжения, σ_x – средние горизонтальные напряжения, σ_z – средние вертикальные напряжения).

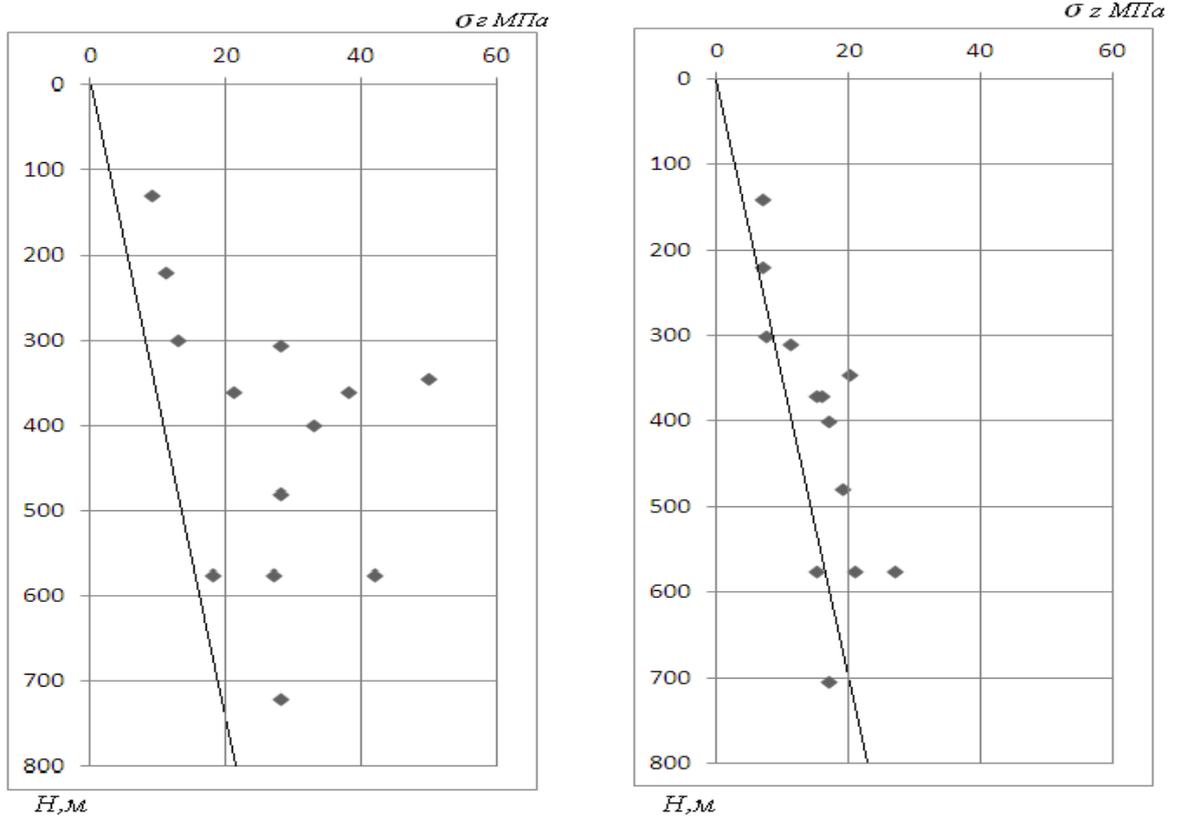


Рисунок 2.1 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в Канаде

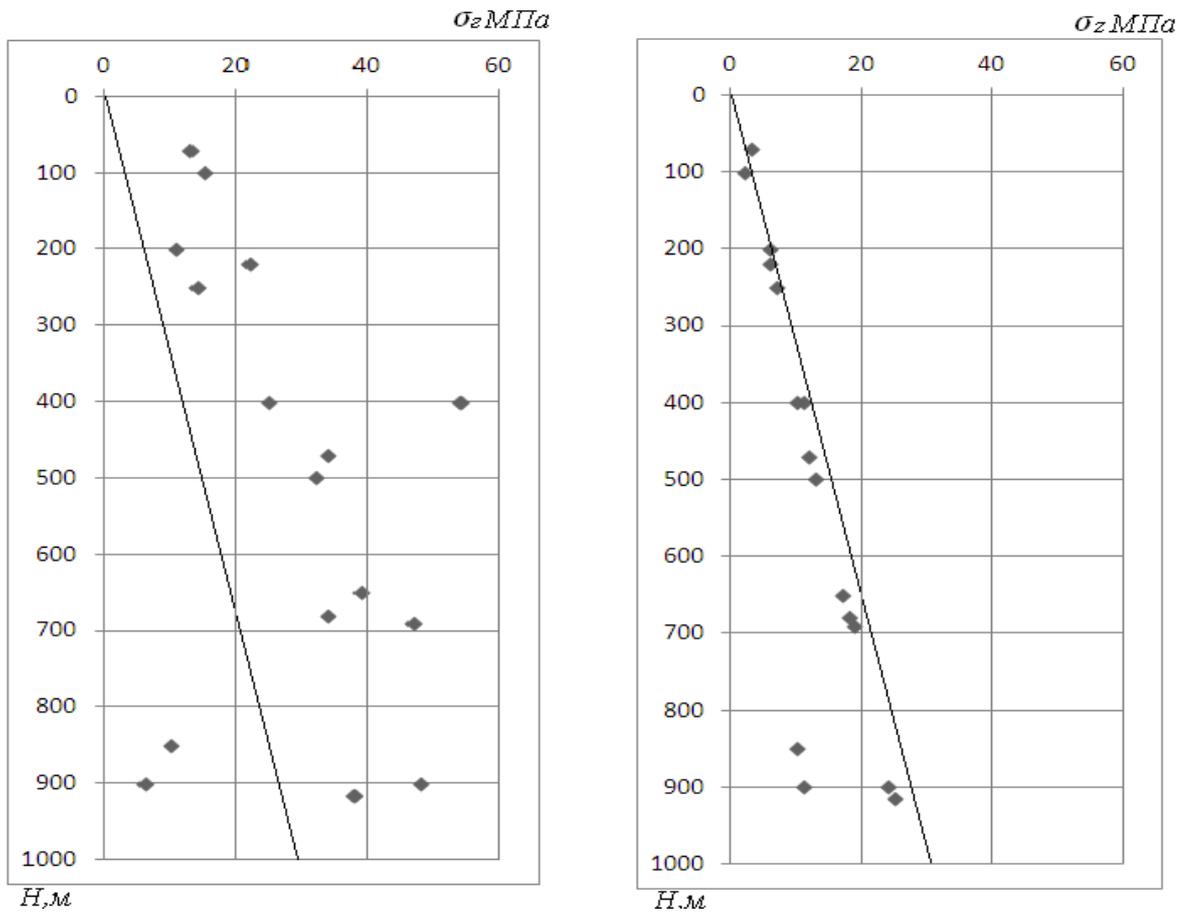


Рисунок 2.2 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в Скандинавии

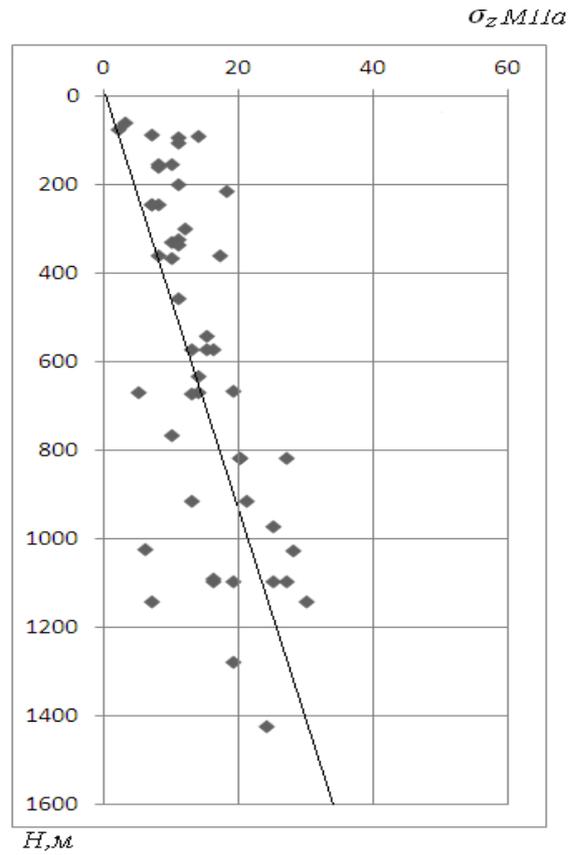
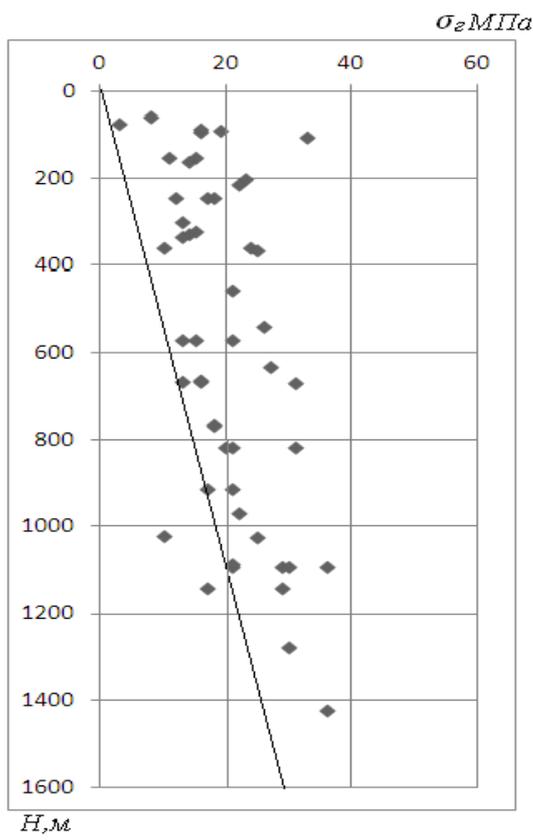


Рисунок 2.3 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в Австралии

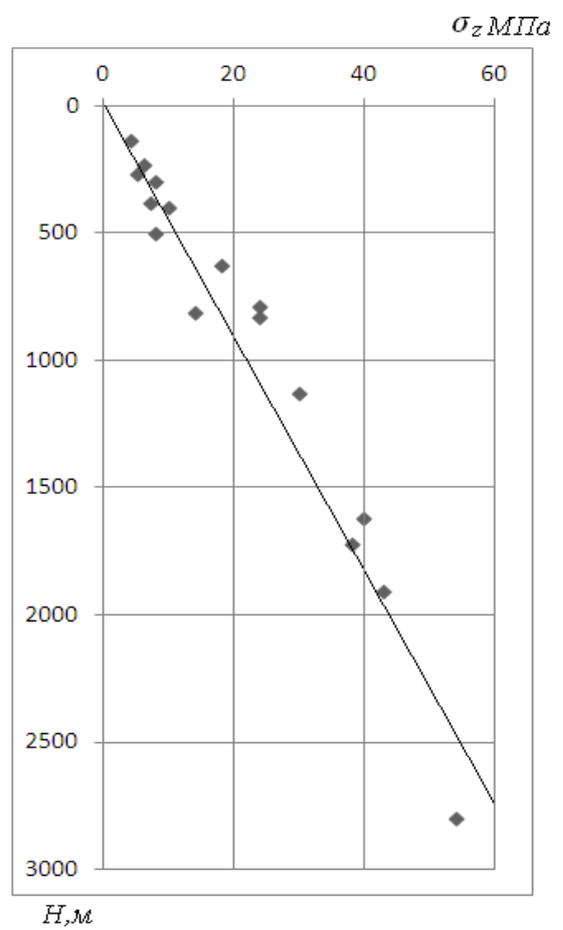
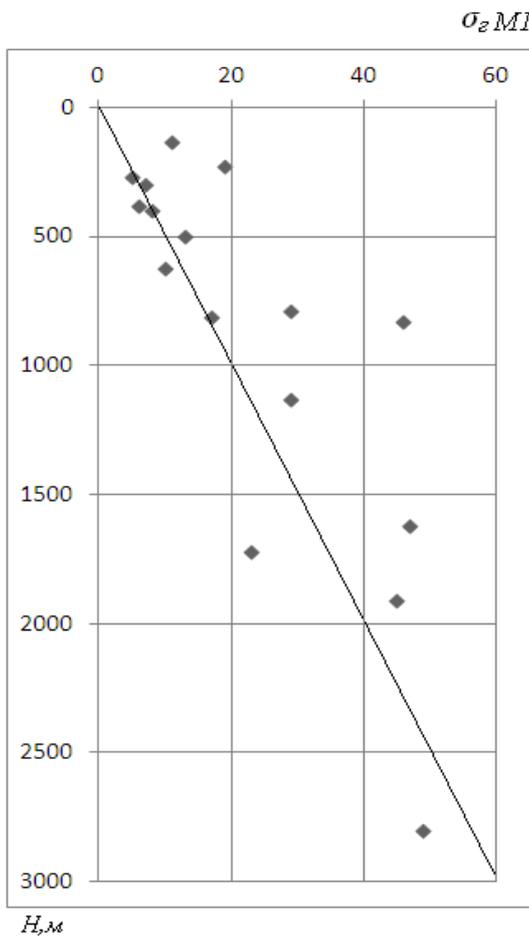


Рисунок 2.4 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в США

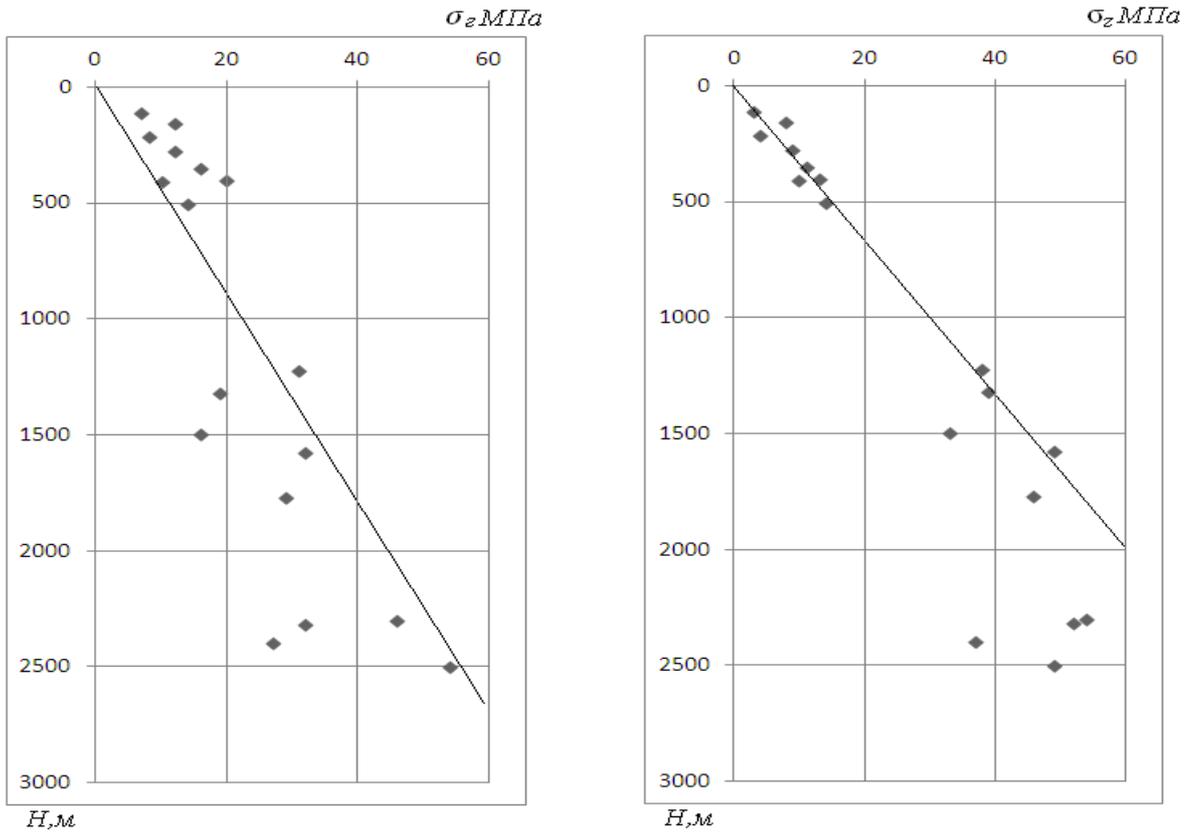


Рисунок 2.5 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в Южной Африке

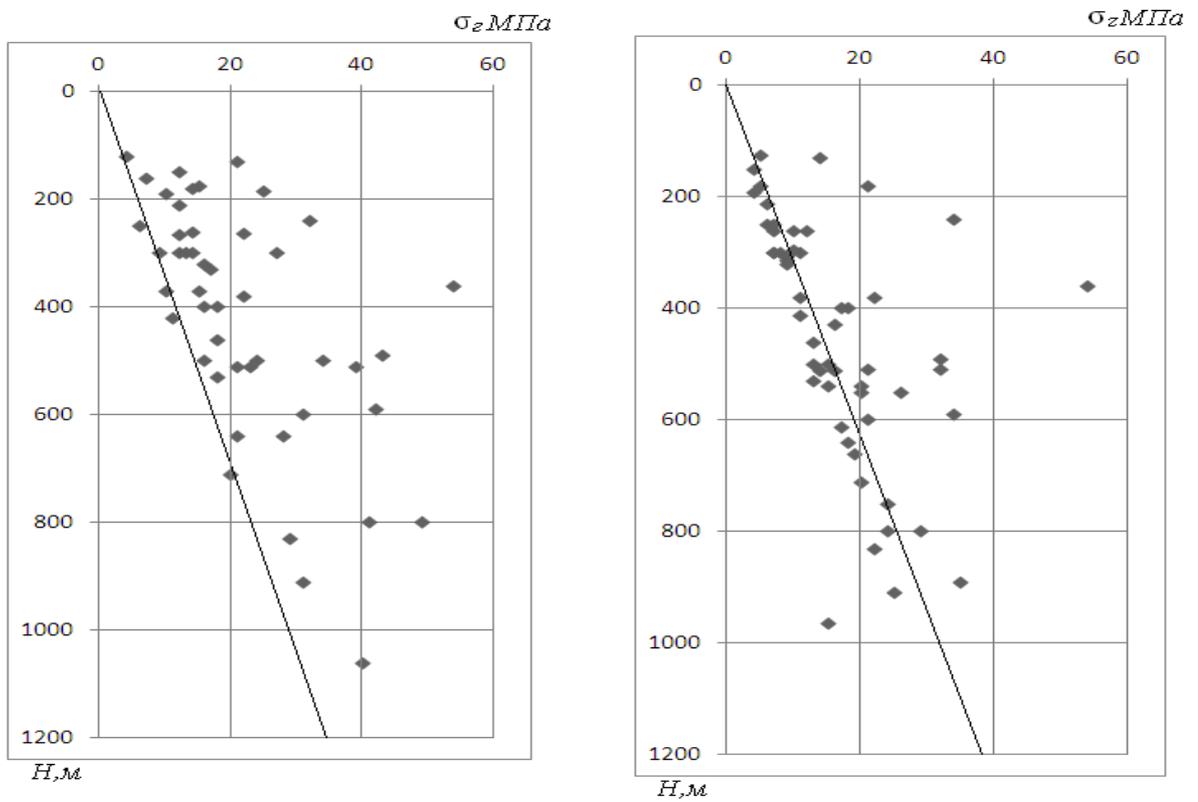


Рисунок 2.6 – Изменение измеренных напряжений с глубиной на Урале

σ, МПа

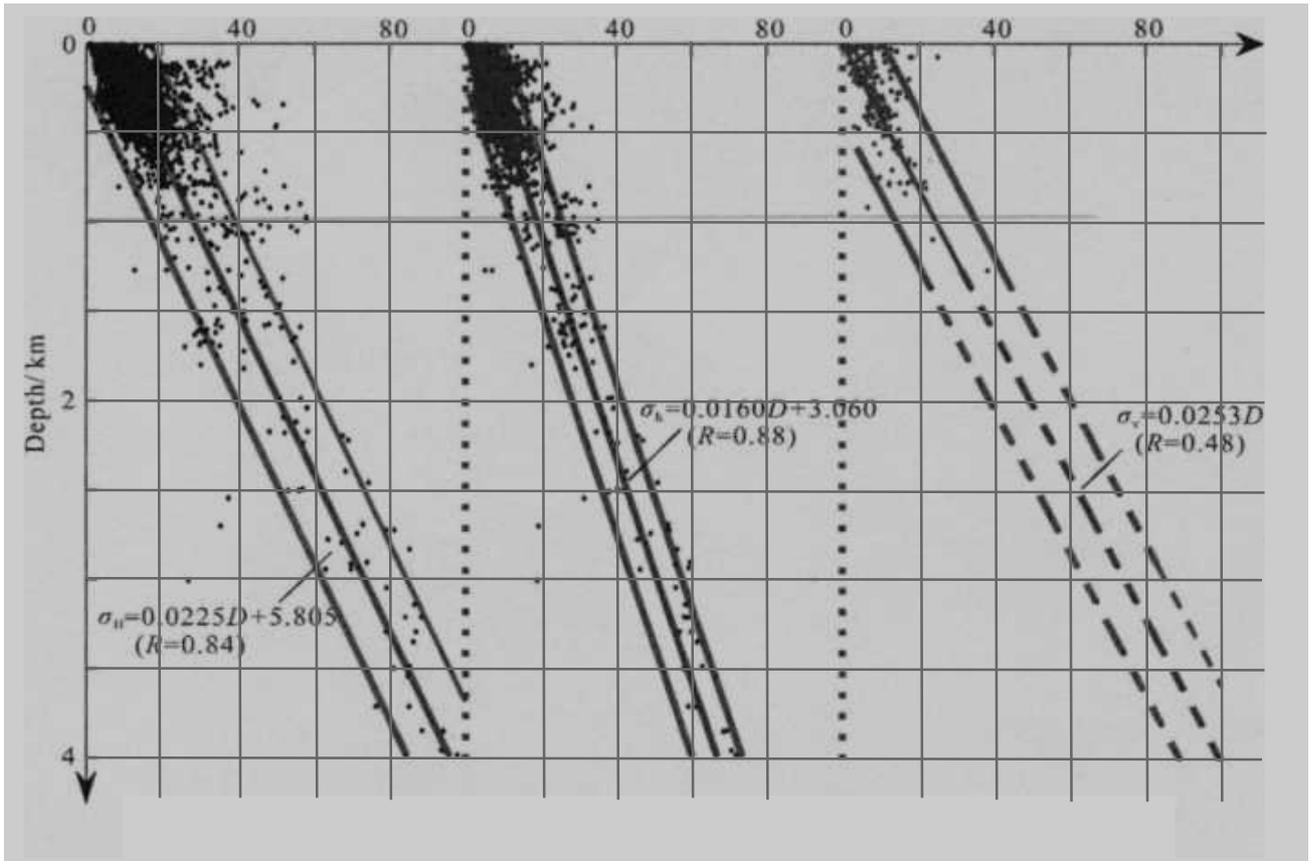


Рисунок 2.7 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в Китае

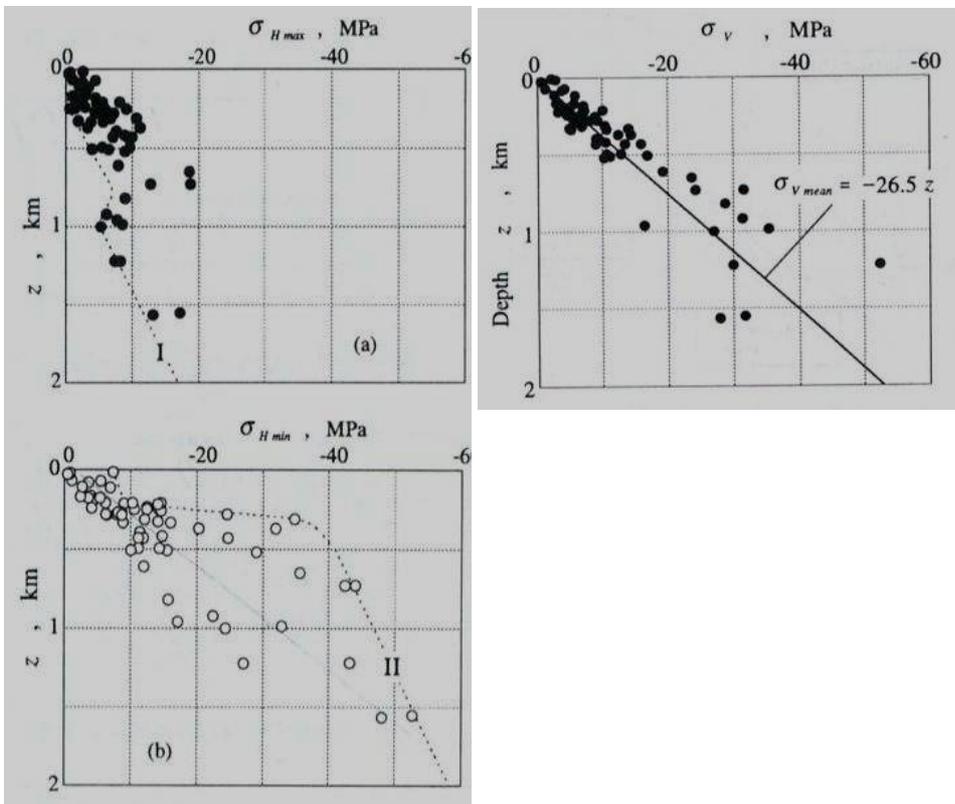


Рисунок 2.8 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в Японии

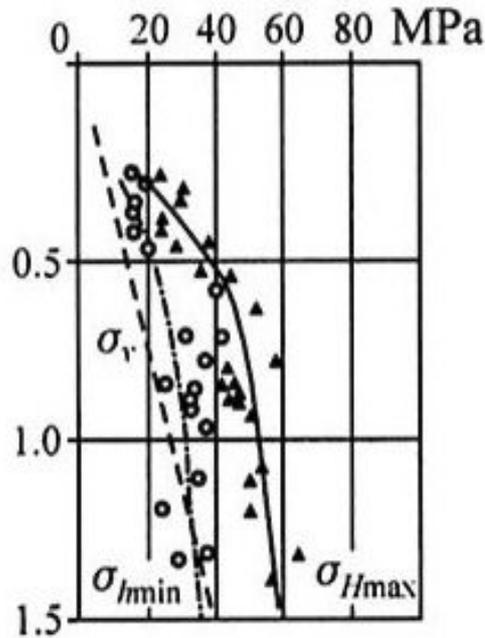


Рисунок 2.9 – Изменение измеренных напряжений с глубиной в областях с наибольшим из горизонтальных напряжений в Японии

Необходимо иметь в виду, что на графиках приведены результаты с учетом присутствия σ_{mn} .

$$\sigma_z^n = -\gamma H + \sigma_{zm} + \sigma_{mn}; \quad (2.1)$$

$$\sigma_z^n = (\sigma_x^n + \sigma_y^n)/2 = -\lambda\gamma H + \sigma_{nm} + (\sigma_{xm} + \sigma_{ym})/2. \quad (2.2)$$

В общем виде приведенные результаты измерения напряжений можно представить зависимостями:

1. Урал [27] $\sigma_z^n = -0,03H$, $\sigma_z^n = -(16 + 0,03H)$;
2. Скандинавия [99] $\sigma_z^n = -0,027H$, $\sigma_z^n = -(17,3 + 0,03H)$;
3. Канада [99] $\sigma_z^n = -0,025H$, $\sigma_z^n = -(12 + 0,04H)$;
4. США [99] $\sigma_z^n = -(0 + 0,027H)$, $\sigma_z^n = -(5,0 + 0,0225H)$;
5. Южная Африка [99] $\sigma_z^n = -0,027H$, $\sigma_z^n = -(7 + 0,012H)$;
6. Китай [104] $\sigma_z^n = -0,0253H$, $\sigma_{z_{\min}}^n = -(5,8 + 0,0225H)$;

$$\sigma_{z_{\max}}^n = -(3,1 + 0,016H);$$

7. Австралия [99] $\sigma_z^n = -0,02H$, $\sigma_z^n = -(17 + 0,009H)$;

8. Япония [103] $\sigma_z^n = -0,0265H$, $\sigma_z^n = \frac{\sigma_{I_{\min}}^n + \sigma_{I_{\max}}^n}{2} = -0,02H$;

9. Япония в областях с наибольшим из горизонтальных напряжений [100]

$$\sigma_z^n = -0,026H, \quad \sigma_z^n = \frac{\sigma_{r\min}^n + \sigma_{r\max}^n}{2} = -2H(0,026H).$$

В результате действия этих напряжений в конструктивных элементах систем разработки и горных выработках формируются техногенные напряжения.

2.2. Исследование формирования переменных напряжений в земной коре

К настоящему времени как в РФ, так и за рубежом накоплена огромная база данных о величине природных напряжений в массивах горных пород как функции гравитационных и тектонических напряжений, являющихся постоянной в исследованной точке горного массива, участка земной коры. В то же время геологи считают, что Земле присущи циклические изменения размеров и вызываемая этим явлением деформация земной коры (массива горных пород). Периодичность геологических циклов деформации Земли – от часов до миллиардов лет, представлена в таблице 2.1. [4]. На фоне расширения Земли происходит периодическое ее поджатие. Так, современное поджатие происходит на фоне плиоцен-четвертичного расширения [41].

Гипотеза о причинах расширения Земли связана с удалением водорода из гидридов Fe, Ni, Co и других элементов во внутреннем ядре Земли. Этот процесс приводит к увеличению объема вещества и перемещению его во внешнее ядро, а затем в мантию [41]. В соответствии с этой гипотезой на начало геологического развития радиус внутреннего ядра составлял 1300 км, внешнего ядра – 3700 км, а полный радиус Земли – 4000 км. В настоящее время радиус внутреннего ядра составляет 1278 км, внешнего – 3488 км, а радиус мантии с литосферой – 6378 км. В отношении же периодического сжатия (образно говоря, «поджатия») Земли убедительной гипотезы нет, есть лишь констатация факта и объяснение этого явления периодическим остыванием мантии. Трудно объяснить пульсирующие изменения размеров земной коры кратковременными изменениями ее температуры, особенно в периоды пико- и наноциклов [3, 33].

Таблица 2.1 – Уровни организации, геологические циклы и физические явления

| Уровни организации | Циклы | | Средняя продолжительность цикла | Геохронологическое подразделение (геологическое время) | Физические явления*, по данным ИГД УрО РАН | |
|--------------------|-------|--------|---|--|--|----------------------|
| | Типы | Классы | | | $\Delta\varepsilon \cdot 10^{-5}$ | $\Delta\sigma$, МПа |
| Оболочки | Мега | 1 | 4,6 млрд. лет | История Земли Мегахрон Эон – Эра | – | – |
| | | 2 | 1,4 млрд. лет | | | |
| | | 3 | 700 млн. лет | | | |
| | | 4 | 215 млн. лет 190 млн. лет | | | |
| Формации | Макро | 5 | 58 млн. лет | Период Эпоха Век | 1000÷3000 | – |
| | | 6 | 14 млн. лет | | | |
| | | 7 | 3,7 млн. лет | | | |
| Пачки | Мезо | 8 | 800 тыс. лет 190 тыс. лет 40 тыс. лет | Фаза Пора Геоминута | – | – |
| | | 9 | | | | |
| | | 10 | | | | |
| Слои | Микро | 11 | 9,5 тыс. лет | Эпизод Полисекунда Геосекунда | 50 | ≈30 |
| | | 12 | 1,6 тыс. лет | | | |
| | | 13 | 220 лет | | | |
| Слойки | Нано | 14 | 60 лет | Вековой наноцикл | | |
| | | 15 | 10-13 лет | Солнечный наноцикл | 13÷26 | 10÷20 |
| | | 16 | 3,5 года | Геотерция | – | – |
| | | 17 | 1 год | Год | – | – |
| Пульситы | Пико | 18 | 3 месяца | Сезонный пикоцикл | – | – |
| | | 19 | 14 дней | Лунный пикоцикл | До 0,8÷1,6 | До 0,8÷1,6 |
| | | 20 | 1 день | Суточный пикоцикл | До 0,3 | До 0,3 |
| | | 21 | 160 минут | Трехчасовой пикоцикл | До 0,08 | До 0,08 |

* $\Delta\varepsilon$ – относительная деформация массива горных пород; $\Delta\sigma$ – изменение напряжений массива горных пород.

Периоды и амплитуды пульсации НДС массива в геологических циклах различного класса (номер класса – согласно таблице 2.1) получены при использовании следующих методик:

К21. Данные получены с использованием кварцевого деформометра с периодичностью замера 20 мин (автоматическая деформационная станция «Массив II») [32];

К20. Данные получены с использованием кварцевого деформометра с периодичностью замера 1 ч («Массив II») [33];

К19. Данные получены с использованием кварцевого деформометра с периодичностью замера 2 ч («Массив II») [33];

К15. Данные получены на подземных экспериментальных полигонах, периодичность замеров 3–4 месяца [73];

К13. Информация получена на основе анализа данных измерения радиуса Земли с 1818 по 1942 г., и она согласуется с излучением солнечной энергии S_0 [35, 92, 99];

К6. Деформация получена по прогнозу В.Е.Хаина на основе анализа данных изменения радиуса Земли [92].

Прежде всего станция Массив II позволит фиксировать изменение пульсирующих тектонических напряжений с интервалом 15–20 мин, заполняя промежутки в 3–4 мес, соответствующие замерам по реперным линиям. В результате будет получена более полная информация о физической сущности этого явления.

Если принять смещение U по прибору в момент установки станции за нулевой U_0 , то любой текущий отсчет U_i покажет по отношению к нулевому деформацию рассматриваемой базы:

$$\Delta U_i = U_i - U_{i(0)}. \quad (2.3)$$

В рассматриваемый момент времени по деформации баз B можно найти изменение напряжений в массиве в направлении этих баз по формулам:

$$\Delta \sigma_z = \frac{E}{C(1-\mu^2)} \left(\frac{\Delta U_z V_{I(t)}}{B_z} - \frac{\Delta U_I V_{Z(t)}}{B_I} \right), \quad (2.4)$$

$$\Delta \sigma_I = \frac{E}{C(1-\mu^2)} \left(\frac{\Delta U_I V_{Z(z)}}{B_I} - \frac{\Delta U_z V_{I(z)}}{B_z} \right), \quad (2.5)$$

где $C = V_{I(I)} V_{Z(Z)} - V_{Z(I)} V_{I(Z)}$;

B_I и B_Z – базы по оси I (горизонтально) и Z (вертикально);

$V_{I(I)}$, $V_{Z(Z)}$ – условный коэффициент концентрации напряжения σ_I по оси I и Z ;

$V_{Z(Z)}$, $V_{I(Z)}$ – то же, от напряжения σ_Z по оси Z и I ;

μ – коэффициент Пуассона массива;

E – модуль упругости.

Условные коэффициенты концентрации вычислены для прямоугольно-эллиптической выработки, выполненной в объёмной модели из пенопласта. При приложении одноосных нагрузок σ_I или σ_Z измерялась конвергенция стенок выработки U_I , а также почвы и кровли U_Z , при известных значениях E и μ для пенопласта. Для круглой выработки $V_{I(I)} V_{Z(Z)} = 3$; $V_{Z(I)} V_{I(Z)} = -1$ – это общеизвестные значения [86].

$$V_{I(I)} = \frac{U_I \cdot E}{B_I (1 - \mu^2) \sigma_I}, \quad (2.6)$$

$$V_{Z(Z)} = \frac{U_Z \cdot E}{B_Z (1 - \mu^2) \sigma_Z}, \quad (2.7)$$

$$V_{Z(I)} = \frac{U_Z \cdot E}{B_Z (1 - \mu^2) \sigma_I}, \quad (2.8)$$

$$V_{I(Z)} = \frac{U_I \cdot E}{B_I (1 - \mu^2) \sigma_Z}. \quad (2.9)$$

Относительные деформации массива (ε_I и ε_Z) для баз и сечения выработки находим по формулам:

$$\varepsilon_I \approx \frac{1}{E} (\Delta \sigma_I - \mu \Delta \sigma_Z), \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_Z \approx \frac{1}{E} (\Delta \sigma_Z - \mu \Delta \sigma_I). \quad (2.11)$$

Исходные данные для определения напряжений и деформации имеет следующие значения:

$$E \approx 0,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}; B_I \text{ и } B_Z = 3,5 \text{ м}; \mu = 0,3; V_{Z(Z)} = 3,5;$$

$$V_{I(I)} = 3,4; V_{I(Z)} = -0,7; V_{Z(I)} = -0,75; C = 11,4;$$

$$\Delta\sigma_I = 6,75 \cdot 10^3 (\Delta U_I \cdot 1,00 - \Delta U_Z \cdot (-0,20));$$

$$\Delta\sigma_Z = 6,75 \cdot 10^3 (\Delta U_I \cdot 0,97 - \Delta U_Z \cdot (-0,21)).$$

По графику на рисунке 2.10 можно проследить пульсацию с периодом 14 дней (K19). При средних $\Delta U_I \approx \Delta U_Z = 100 \div 200$ мкм изменение напряжений не превысит $\Delta\sigma_Z = \Delta\sigma_I = 0,8 \div 1,6$ МПа, а относительная деформация $\varepsilon_I = \varepsilon_Z = (0,8 \div 1,6)10^{-5}$.

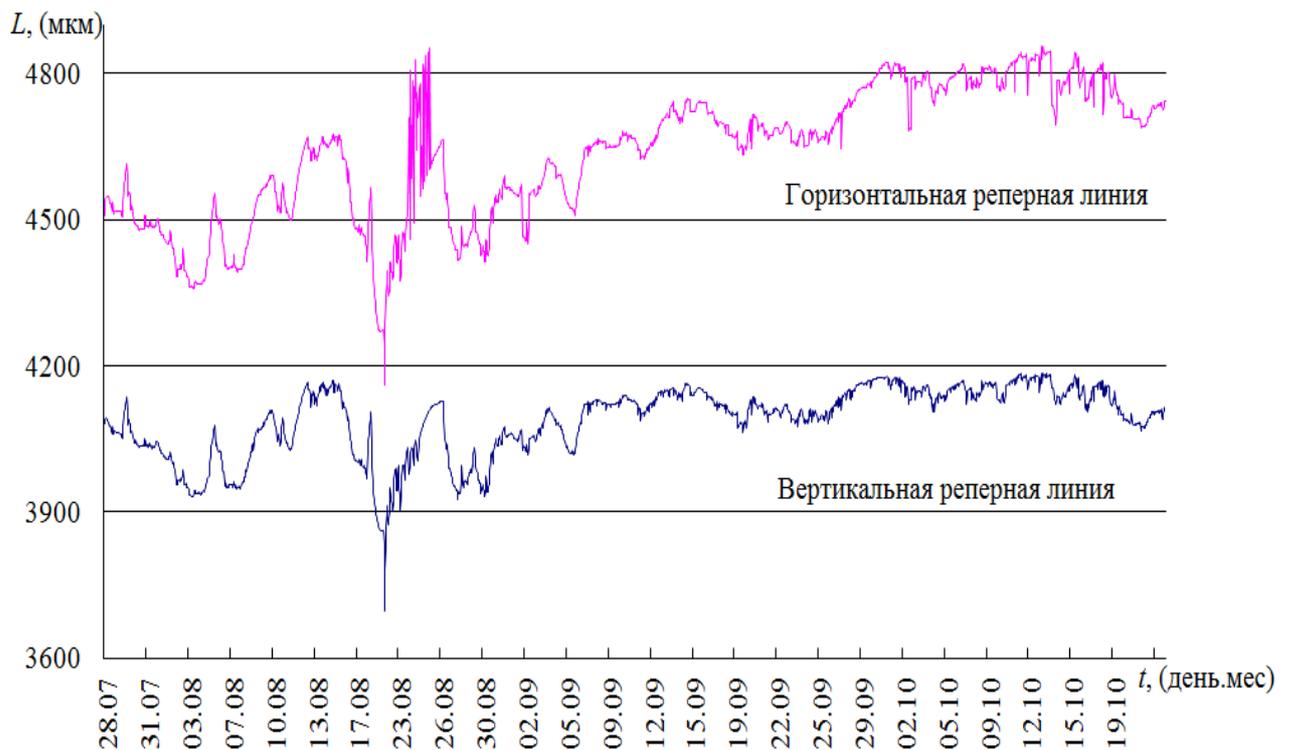


Рисунок 2.10 – Изменение линейных параметров сечения горной выработки

Несмотря на дискуссионный вид полученных результатов, станция «Массив П» показала, что массив горных пород сжимается и расширяется объемно и равномерно по всем направлениям, т. е. наблюдается 3D-деформация. Если бы происходило изменение напряжений только в горизонтальной плоскости, что и ожидалось при изменении тектонических напряжений, то базис в вертикальном направлении деформировался бы на 30 % от деформации базиса горизонтального направления, причем с обратным знаком.

На основании вышеизложенного предложена новая гипотеза формирования природных напряжений в массиве горных пород, в которой, наряду с условно по-

стоянными гравитационно-тектоническими напряжениями, присутствует переменная во времени составляющая, вызванная влиянием астрофизических полей и излучений $\sigma_{A\Phi}$, одинаково воздействующих на Солнце и Землю [35].

Анализ изменения во времени значений $\Delta\sigma_1$; $\Delta\sigma_2$ на месторождениях Урала показал, что они примерно равны, поэтому было принято решение в дальнейшем величину, характеризующую изменение горизонтальных напряжений, принимать как среднее значение $(\Delta\sigma_{cp})$ $\Delta\sigma_1$ и $\Delta\sigma_2$ [34].

$$\Delta\sigma_{cp} = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)/2. \quad (2.12)$$

Наиболее близки к таким явлениям галактические космические лучи (протон-электронная плазма), периодичность интенсификации которых имеет 11-летний цикл и совпадает по фазе с переменными во времени напряжениями $\sigma_{A\Phi}$, но в противофазе с интенсивностью пятнообразования (W) и солнечной постоянной (S)₀ [2]. Считается, что преобладание протонного излучения приводит к сжатию, а преобладание электронного – к расширению материала [85].

По мере уменьшения класса цикла НДС массива увеличивается:

- в К21 $\Delta\varepsilon_{A\Phi} = 0,08 \cdot 10^{-5}$, $\Delta\sigma_{A\Phi} = 0,08$ МПа;
- в К20 $\Delta\varepsilon_{A\Phi} = 0,3 \cdot 10^{-5}$, $\Delta\sigma_{A\Phi} = 0,3$ МПа;
- в К19 $\Delta\varepsilon_{A\Phi} = (0,8 \div 1,6)10^{-5}$, $\Delta\sigma_{A\Phi} = 0,8 \div 1,6$ МПа;
- в К15 $\Delta\varepsilon_{A\Phi} = (13 \div 26)10^{-5}$, $\Delta\sigma_{A\Phi} = 10 \div 20$ МПа;
- в К14 $\Delta\varepsilon_{A\Phi} = 50 \cdot 10^{-5}$, $\Delta\sigma_{A\Phi} \approx 30$ МПа.

С 2013 года по настоящее время при поддержке Российского фонда фундаментальных исследований лабораторией геодинамики и горного давления Института горного дела УрО РАН были продолжены экспериментальные работы по изучению изменения во времени напряжённо-деформированного состояния (НДС) – геодинамической активности массива горных пород. В последние 18 лет установлено, что НДС массива горных пород изменяется периодически (период 9–13 лет) на 10–20 МПа, приводя к относительной деформации массива до $\varepsilon = (2 \div 4) \cdot 10^{-4}$,

совпадающей по времени с относительным изменением размеров Солнца на $\varepsilon = (3\div 5) \cdot 10^{-4}$ [29] (рисунок 2.11).

На рисунке 2.11 представлены графики 11-летнего цикла изменения НДС массива $\sigma_{A\Phi}$ (переменные во времени напряжения) и $\varepsilon_{A\Phi}$ (деформация, вызванная действием $\sigma_{A\Phi}$) на рудниках в городах Урала и Алтая [72] на фоне изменения излучения Солнца S_0 . Обращено внимание на солнечную активность (СА), которая описывается двумя характеристиками: пятнообразованием, оцениваемым числом Вольфа, и солнечной постоянной, оцениваемой излучением солнечной энергии S_0 Вт/м² и связанной с радиусом солнца R_0 [53, 55]. Радиус Солнца измеряется инструментально со спутников с 1978 года, а с 2017 года сделан прогноз [102]. Полученные измерения $\sigma_{A\Phi}$ хорошо вписываются в график S_0 . Максимум S_0 соответствует минимуму $\sigma_{A\Phi}$, а минимум S_0 приходится на максимальное сжатие земной коры.

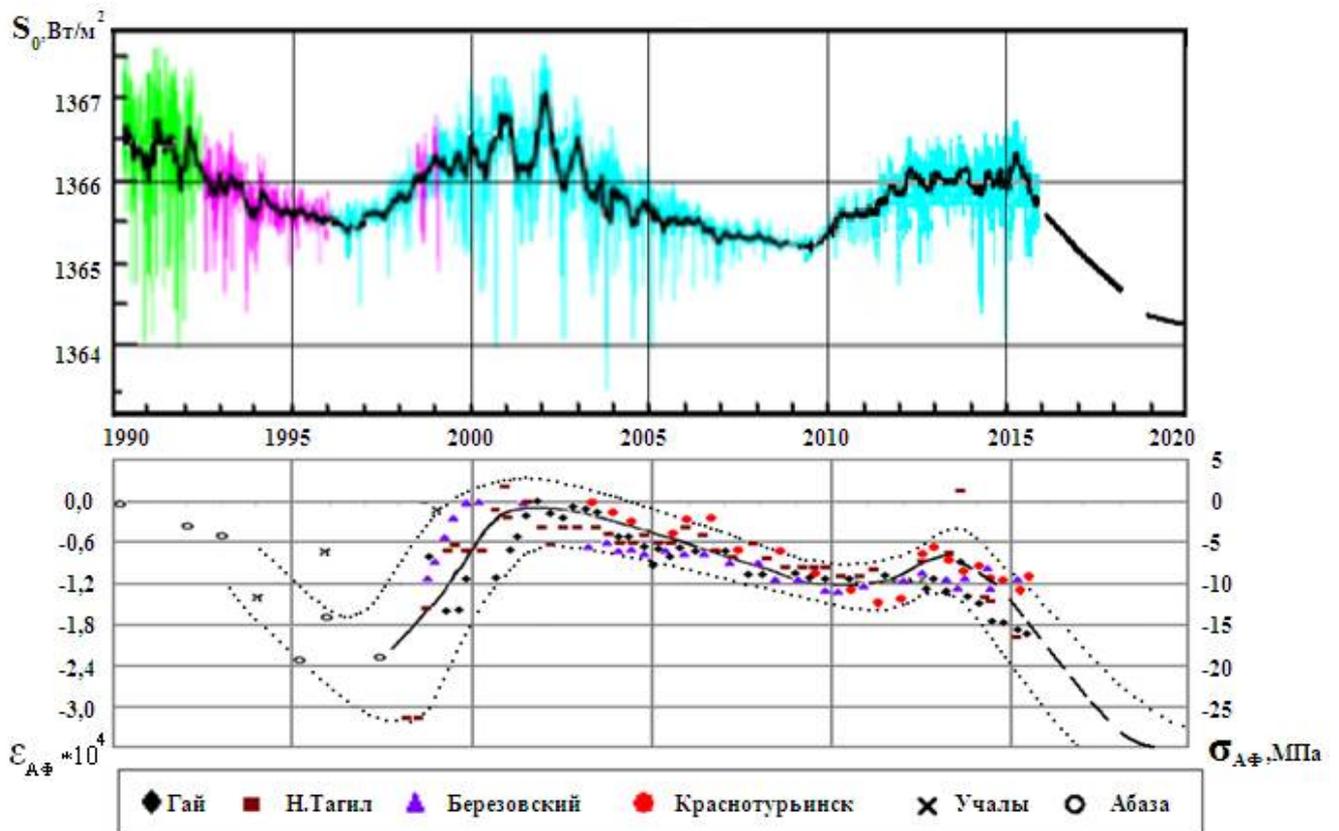


Рисунок 2.11 – Изменение НДС массива на рудниках в городах Урала и Алтая на фоне изменения излучения Солнца

Изменение НДС массива горных пород происходит вследствие добавления к действующим гравитационным, тектоническим напряжениям переменной величины $\sigma_{\Delta\phi}$, значение которой может достигать десятков мегапаскалей (МПа). Для длительно функционирующих конструкций горнокапитальных выработок необходимо определить максимально возможные величины напряжений. Следовательно, используя первоначальные гравитационно-тектонические напряжения в качестве граничных условий при решении геомеханических задач необходимо знать среднее значение этих напряжений, амплитуду их изменения и период времени работы рассчитываемого конструктивного элемента горного сооружения.

Подобная сложная геомеханическая обстановка могла быть 400 лет назад, но в то время не было глубоких шахт. Судя по изменению солнечной активности в 17-м веке должно было наблюдаться максимальное сжатие Земли в 400-летнем цикле (рисунок 2.12). К началу 19-го века было максимальное сжатие Земли в 200-летнем цикле, но в 400-летнем этот период соответствовал минимальному сжатию, что нивелировало общее сжатие Земли. Начало 20-го века соответствовало максимальному сжатию в 90-летнем цикле, но оно нивелировалось уменьшением сжатия в 400- и 200-летних циклах [2]. Поэтому на этом фоне инструментально зафиксированы изменения НДС земной коры в 11-летних циклах во второй половине 20-го века, они соответствовали средним показателям, но даже в этих условиях в экстремумах 11-летних циклов происходили катастрофические разрушения горных конструкций.

В начале 21-го века, т.е. к 2020–2030 гг., максимальное сжатие Земли будет соответствовать сумме деформаций в 400-, 200-, 90- и 11-летних циклах, что видно на рисунке 2.12.

Следует обратить внимание на то, что к 2020–2030 гг. наступит период, когда будут заканчиваться 100-, 200- и 400-летние циклы (рисунок 2.12), на которые накладываются одиннадцатилетние циклы солнечной активности, при этом излучающая способность Солнца (S_0) снизится на 0,2% (до 1364 Вт/м²), что может

привести к росту напряжённого состояния в массиве горных пород на 20–30 МПа, согласно тренду на рисунке 2.11 [2].

По результатам анализа изменения активности солнца и солнечной постоянной, такие ситуации уже возникали в 1619 г. и в 1802 г., когда от сильнейших землетрясений пострадали города России, Польши, Прибалтики, Румынии и Турции (таблица 2.2).

Таблица 2.2 – Тектонические и климатические катаклизмы

| Период 1220–1300 гг. | Период 1600–1700 гг. | Период 1784–1990 гг. | Период 2009–2100 гг. |
|--|--|---|--|
| <u>1220–1230 гг.</u> | <u>1608–1618 гг.</u> | <u>1784–1799 гг.</u> | <u>2009–2020 гг.</u> |
| <u>1230 г.</u> | <u>1619 г.</u> | <u>1802 г.</u> | <u>2018 г.</u> |
| S_o – нет данных | $S_o = 1364.3 \text{ Вт/м}^2$. | $S_o = 1364.3 \text{ Вт/м}^2$. | $S_o < 1364.3 \text{ Вт/м}^2$. |
| Сильное землетрясение. | Сильное землетрясение. | Сильное землетрясение (хребет Вранча). | <i>Прогноз:</i> Сильное землетрясение |
| Разрушены города Киев, Переяславль, Владимир, Новгород | Разрушены города в Польше и Прибалтике | Разрушены города от Константинополя до Санкт-Петербурга | |

Если судить по совпадению величин ε на Солнце и на Земле и времени достижения ими экстремумов при проецировании на излучающую способность Солнца S_o и принять во внимание то, что в нано- и пикоциклах Земля (земная кора) сжимается и расширяется объемно-равномерно в вертикальном и горизонтальном направлениях, то причинами этого явления могут быть:

- магнито-звуковые волны космоса [70];
- излучение протонное (материал сжимается) и электронное (материал расширяется) [85];
- галактические космические лучи [66];
- гравитационные волны [34];
- электромагнитное излучение и т. п. [38].

По прогнозам астрофизиков, к 2020 году относительная деформация Солнца может увеличиться в 2 раза, а к 2030 году – в 3 раза (рисунок 2.12) [1]. Если Земля будет деформироваться подобно Солнцу, что и наблюдалось до настоящего

времени, то напряженное состояние массива горных пород может увеличиться на 20–30 МПа [34]. Такое поведение Земли не фиксируют ни в России, ни за рубежом.

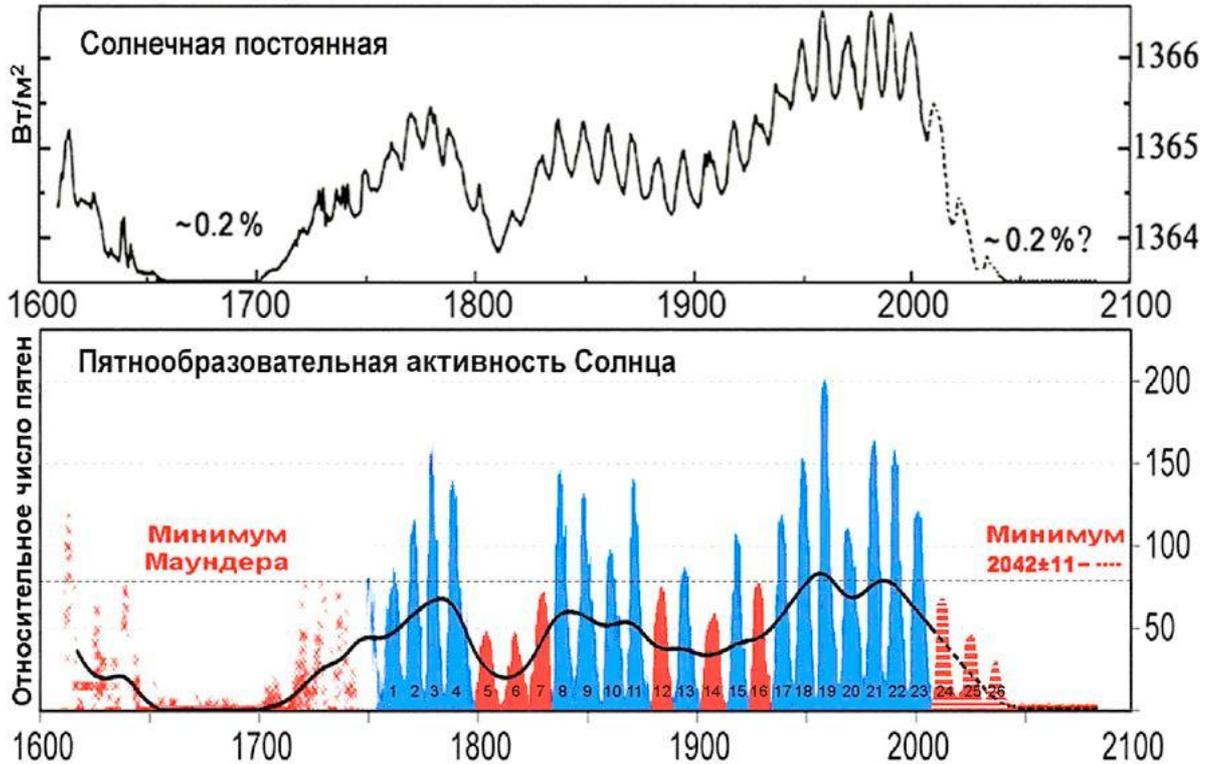


Рисунок 2.12 – Совмещенный график циклов Солнечной активности W и солнечной постоянной S_o за 500 лет

Следовательно, имея по месторождению результаты измерения напряжений в прошлом и прогнозный тренд изменения $\sigma_{A\Phi}$ или, в крайнем случае, средний $\sigma_{A\Phi}$ по региону, можно спрогнозировать напряженное состояние массива в будущем, используя следующий алгоритм [74]:

1. Определенные известными способами главные напряжения разделяют на постоянную и переменную во времени составляющие.
2. Получают зависимость изменения постоянных составляющих с глубиной, находят закономерность изменения переменных напряжений во времени на рассматриваемом месторождении или принимают их как средние по региону, а затем суммируют эти составляющие для требуемой глубины и нужного времени (формулы (2.16) и (2.17)).

$$\sigma_{x(2020)}^n = \sigma_{x(1996)} - \sigma_{A\Phi(1996)} + \sigma_{A\Phi(2020)}; \quad (2.13)$$

$$\sigma_{y(2020)}^n = \sigma_{y(1996)} - \sigma_{A\Phi(1996)} + \sigma_{A\Phi(2020)}. \quad (2.14)$$

В работе обоснованы методики выявления периодов и амплитуд пульсации напряжений в геологических циклах. На основании проведенных исследований можно сделать предварительный вывод: Земле присущи циклические изменения размеров и вызываемая этим явлением деформация земной коры (массива горных пород), включающие 21 класс и имеющие периодичность от нескольких часов до миллиардов лет.

2.3. Напряженное состояние массива горных пород на Гайском месторождении

В качестве примера рассмотрим условия определения природных напряжений на Гайском подземном руднике, где их измеряли методом щелевой разгрузки на горизонтах -830 м, -910 м, -1075 м; переменные во времени напряжения определяли на специальном полигоне в околоствольном дворе горизонта -830 м. Инструментально определенные параметры напряжений представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Первоначальные напряжения, действующие в массиве пород месторождения

| Год проведения измерений | Глубина H , м | Субмеридиональное σ_l , МПа | Субширотное σ_2 , МПа | Вертикальное σ_z , МПа | Переменные во времени напряжения $\sigma_{A\Phi}$, МПа |
|--------------------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|---|
| 1998 | -830 | -19 | -40 | -22 | -7 |
| 2004 | -910 | -20 | -42 | -25 | -4 |
| 2008 | -1075 | -32 | -49 | -33 | -9 |

Для того, чтобы рассчитать напряжения в массиве в интересующий нас момент времени, нужно знать величину первоначальных напряжений σ_i^n . Для этого нужно из результатов измерений (таблица 2.3) вычесть $\sigma_{A\Phi}$ того момента времени, когда были сделаны замеры, и прибавить $\sigma_{A\Phi}$ в интересующий момент времени.

Величины первоначальных гравитационно-тектонических напряжений без учета переменных во времени напряжений представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Первоначальные гравитационно-тектонические напряжения, без учета переменных во времени напряжений

| Год проведения измерений | Глубина H , м | Субмеридиональное σ_1 , МПа | Субширотное σ_2 , МПа | Вертикальное σ_3 , МПа |
|--------------------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 1998 | -830 | -12 | -33 | -22 |
| 2004 | -910 | -16 | -38 | -25 |
| 2008 | -1075 | -23 | -40 | -33 |

На рисунке 2.13 представлен график изменения этих напряжений с глубиной.

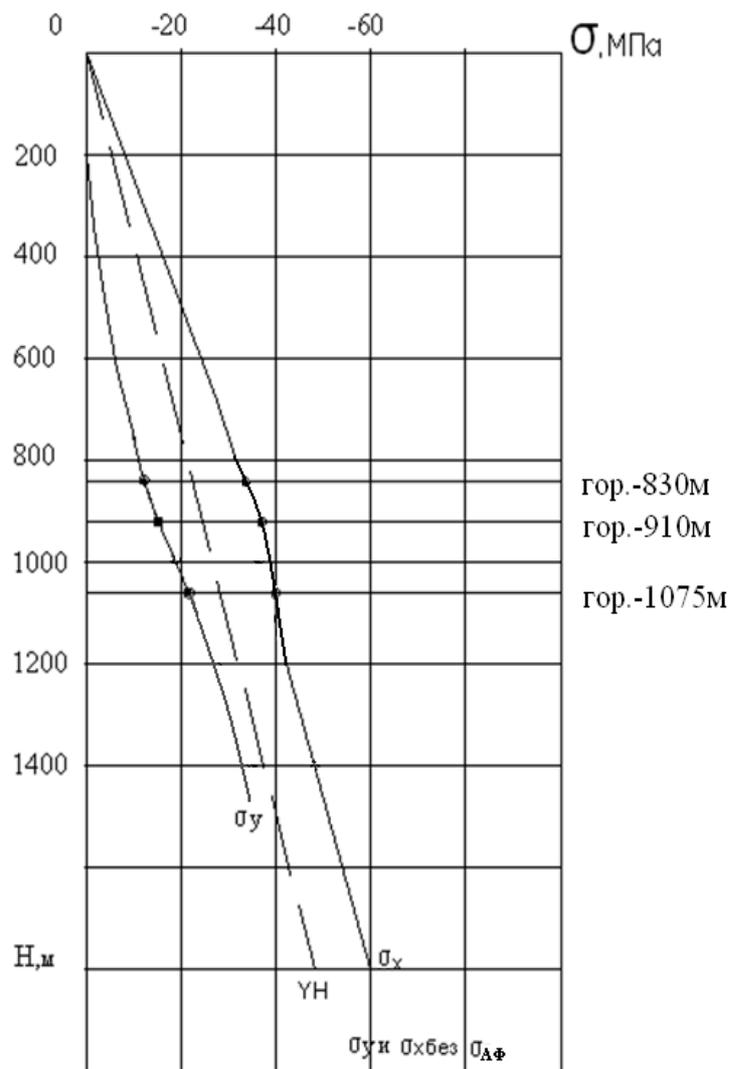


Рисунок 2.13 – График изменения гравитационно-тектонических напряжений с глубиной

С учетом приведенных графиков можно представить эти напряжения в виде таких зависимостей:

$$\sigma_{zm(x)}^n = (\sigma_x^o - 0,027H) = -12 - 0,027H, \quad (2.15)$$

$$\sigma_{zm(y)}^n = (\sigma_x^o - 0,027H) = +6 - 0,027H. \quad (2.16)$$

В соответствии с гипотезой формирования напряжений в массиве горных пород на Гайском месторождении величины напряжений в любое время в соответствии с графиком, представленным на рисунке 2.13 и на любой глубине можно выразить зависимостями:

$$\sigma_x^n = (\sigma_x^o - 0,027H) + \sigma_{A\Phi} = -12 - 0,027H + \sigma_{A\Phi}, \quad (2.17)$$

$$\sigma_y^n = (\sigma_y^o - 0,027H) + \sigma_{A\Phi} = +6 - 0,027H + \sigma_{A\Phi}, \quad (2.18)$$

$$\sigma_z = -0,027H + \sigma_{A\Phi}. \quad (2.19)$$

Выводы

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы.

1. К главным геомеханическим факторам, влияющим на эффективность и безопасность горных работ, следует отнести физико-механические свойства массива, а не образца, природные напряжения в массиве горных пород и их концентрацию в конструктивных элементах систем разработки и горных выработках.

2. Впервые в мировой практике установлено, что в дополнении к гипотезам формирования природных напряжений в массиве в результате суммирования гравитационных γH и статических тектонических напряжений σ_m по А.Гейму, А.Н.Диннику и Н.Хасту необходимо учитывать переменную во времени составляющую $\sigma_{A\Phi}$.

$$\sigma_z^n = -\gamma H + \sigma_{zm} + \sigma_{A\Phi},$$

$$\sigma_x^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{xm} + \sigma_{A\Phi},$$

$$\sigma_y^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{ym} + \sigma_{A\Phi}.$$

3. Судя по значительному разбросу измеренных напряжений на месторождениях мира, напрашивается вывод о том, что аргументированно об эффективно-

сти и безопасности ведения горных работ при обосновании технологии на каждом месторождении можно будет судить после измерения напряжений именно на этом месторождении и определения тренда изменения $\sigma_{A\phi}$ на ближайшие 10–20 лет.

4. Результаты длительного геодеформационного мониторинга на рудниках Урала, проводимого лабораторией геодинамики и горного давления ИГД УрО РАН в течение последних 18 лет, и анализ данных измерений за 50 лет в основных горнодобывающих регионах мира дали основание предложить новую, более современную структуру поля естественных напряжений с учетом их изменения во времени.

Глава 3. ФОРМИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОННОЙ КРЕПИ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ

3.1. Фактическое состояние массива и бетонной крепи шахтных стволов подземного рудника

В связи с увеличением глубины разработки месторождения усложняются горно-геологические условия ведения работ, что может привести к снижению объема производства.

Гайское медноколчеданное месторождение начали отрабатывать в 1959 году. Месторождение представлено несколькими изолированными рудными залежами сложных линзообразных и жилообразных форм, различающимися по минеральному составу (сплошной медный колчедан, медно-цинковый колчедан, серный колчедан и прожилково-вкрапленные руды). Рудовмещающая свита представлена альбитофирами, туфобрекчиями, туфами основного и смешанного составов, интенсивно рассланцованными и окварцованными (рисунок 3.1).

На базе месторождения был построен Гайский горно-обогачительный комбинат, где сосредоточено 76 % запасов меди Оренбургской области. С целью ускорения вовлечения в эксплуатацию богатых руд и увеличения мощности предприятия разработку месторождения вели комбинированным способом с совмещением открытых и подземных работ.

Первая очередь карьера № 1 была сдана в эксплуатацию в 1963 году с проектной мощностью 2 миллиона тонн. Одновременно со строительством карьера на северном его борту велось строительство подземного рудника. Первая ступень вскрытия (при высоте этажа 60 метров) включала горизонты 170–440 метров. Месторождение было вскрыто скиповым и клетевым спаренными стволами, на флангах расположили вентиляционные стволы. Выемку руды из камер производили этажно-камерной системой разработки с отбойкой руды глубокими скважинами. Проектной мощности рудник достиг на третий год эксплуатации. Такая схема отработки вызвала необходимость применения твердеющей закладки.

Так как комбинированная отработка месторождения осуществлялась впервые, значительное внимание уделялось безопасности работ. Одним из важнейших параметров являлась толщина предохранительного целика между карьером и подземными выработками. Проведенными исследованиями [20] была установлена безопасная толщина целика, равная 50 метрам. Вначале сложенный из руды, с понижением очистных работ он был отработан карьером и представлен массивом из твердеющей закладки. С целью повышения интенсивности отработки месторождения и производительности труда было применено самоходное технологическое оборудование. Для его доставки в шахту с уступа карьера был пройден наклонный съезд, который также служил для доставки материалов.

Переход на самоходное оборудование повлиял на выбор схемы вскрытия и подготовки месторождения к эксплуатации. Вторая ступень вскрытия включала горизонты 440–685 метров. При проектировании второй очереди рудника было намечено увеличить производственную мощность в несколько раз за счет применения самоходного оборудования.

Вскрытие было осуществлено вертикальными стволами шахт «Эксплуатационная», «Клетевая», «Закладочная», наклонным съездом и вентиляционными стволами. Высота этажа 80 метров, ширина камер 20 метров, концентрационный горизонт пройден на отметке -685 метров от поверхности. На промежуточных горизонтах -510, -590, -670 метров руду из блоков самоходными ПДМ доставляли до рудоспусков, затем перепускали на откаточный горизонт -685 метров и в вагонах транспортировали к стволу.

Третья ступень вскрытия месторождения предусматривала проходку промежуточных горизонтов -750, -830, -910 метров и концентрационного горизонта -936 метров. В связи с задержкой строительства концентрационного горизонта и с целью скорейшего ввода в эксплуатацию нижних горизонтов для поддержания производственной мощности рудника был предложен вариант вскрытия, предусматривающий строительство участковых дробилок вблизи рудных тел ниже горизонта -850 метров и транспортирование руды конвейерами в дробильно-

дозаторный комплекс шахты «Эксплуатационная». Вскрытие запасов предусматривалось вертикальными стволами шахт «Эксплуатационная», «Закладочная», «Новая», «Средняя вентиляционная», «Южная вентиляционная», «Северная вентиляционная» и наклонным съездом. Участковые дробилки расположены вблизи рудных тел на горизонте -860 метров.

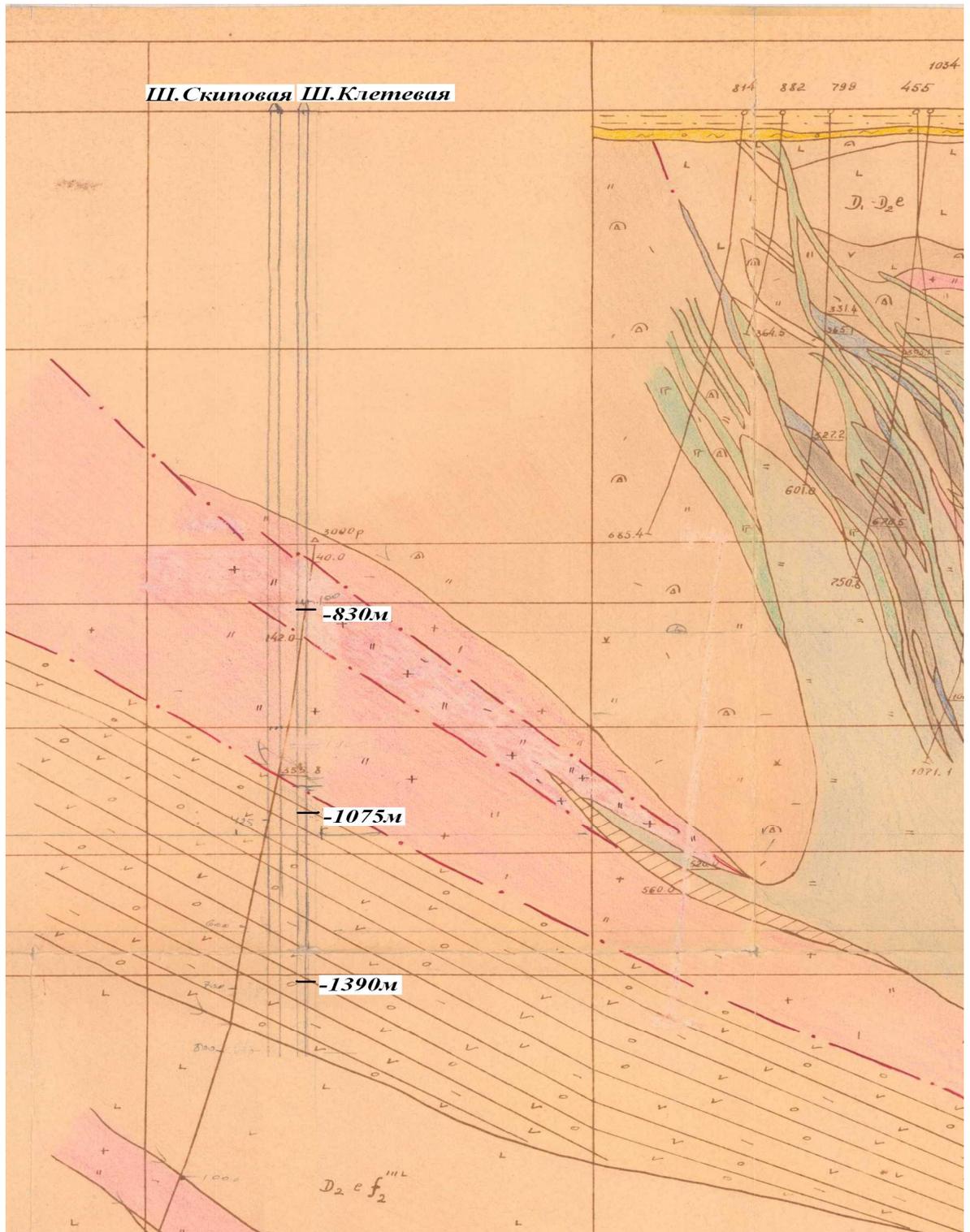


Рисунок 3.1 – Геологический разрез по линии 113

С целью увеличения в период до 2017 года производительности Гайского подземного рудника с 5,6 миллионов тонн до 7 миллионов тонн руды в год был разработан стратегический проект развития комбината «Вскрытие и разработка глубоких горизонтов в этаже -830...-1310 метров подземного рудника». Данным проектом решаются вопросы вскрытия и разработки глубоких горизонтов подземного рудника, разработки новых схем доставки руды, реконструкцию шахтных стволов и их углубки до отметки -1420 метров от поверхности.

В 2006 году была начата масштабная реконструкция стволов подземного рудника ПАО «Гайский ГОК». С 2012 года приоритетными реконструируемыми объектами подземного рудника являются стволы четырех шахт – «Клетевая», «Северная вентиляционная», «Эксплуатационная» и «Новая» (рисунок 3.2). Строительство подземных объектов всех шахт ведет шахтостроительное управление (ШСУ) Гайского ГОКа. Одновременно с реконструкцией стволов ведется строительство новых конвейерных линий, дробильно-дозаторных комплексов. На поверхностных объектах выполняются работы по монтажу армировки стволов шахт и навеске проводников выше нулевой отметки.

Основным пусковым объектом 2013 года является ствол шахты «Клетевая». Назначение его – спуск людей до отметки -1420 метров, обеспечение работы водоотлива, подача сжатого воздуха и воды в шахту. Выполнены горнопроходческие работы, армировка ствола и работы по оснащению ствола для спуска людей на горизонты -750...-1390 метров. Параллельно велось строительство наземных технических сооружений: построено здание подъемной машины, завершено строительство копра высотой 48 м и калориферной установки.

В настоящее время основную нагрузку по выдаче руды и спуску-подъему людей несет ствол шахты «Эксплуатационная». Проводятся работы по его углубке в интервале -910...-1418 метров.

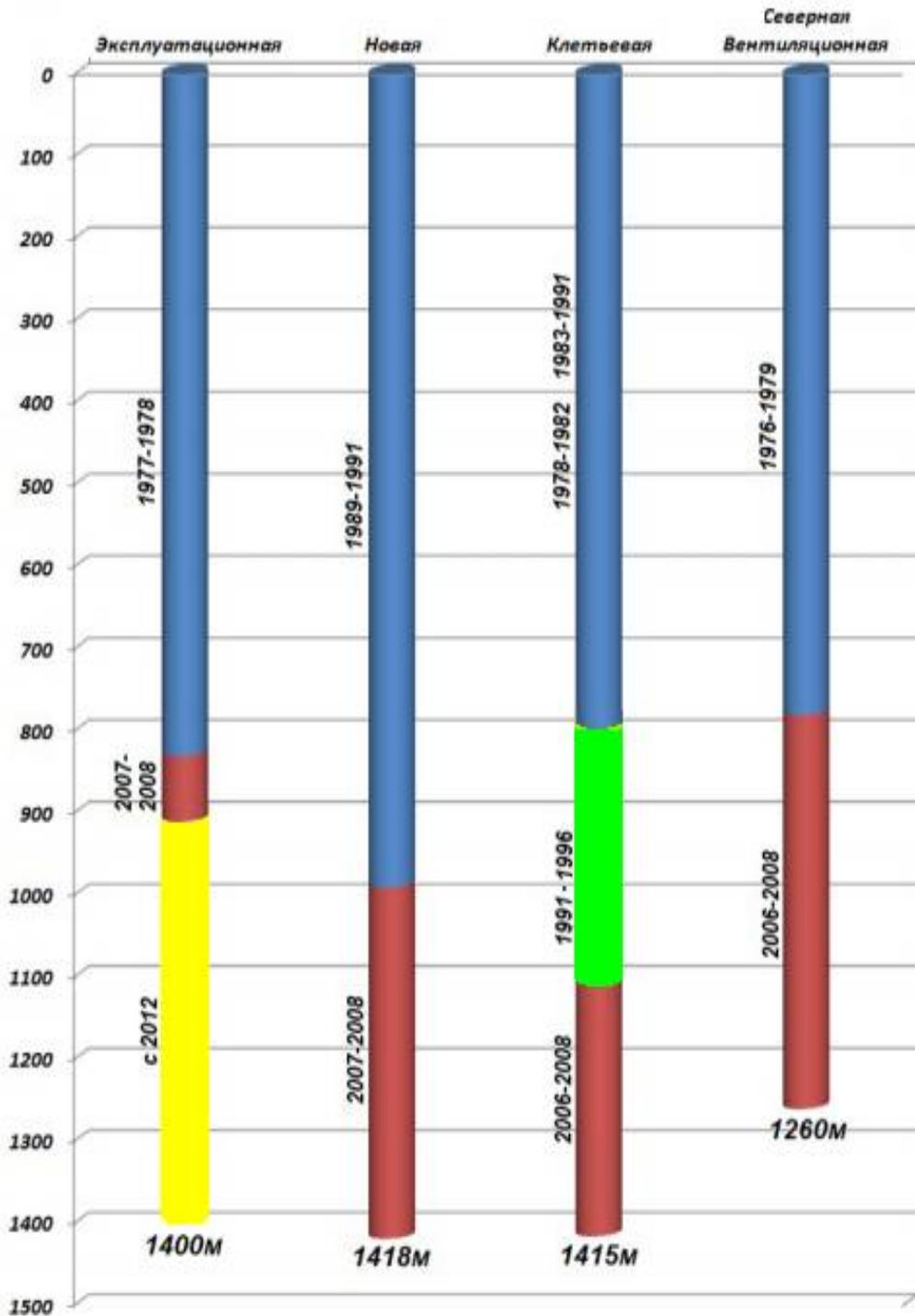


Рисунок 3.2 – Схема проходки стволов подземного рудника по годам

До этой же отметки (-1418 метров) завершена углубка ствола шахты «Новая», также предназначенного для спуска-подъема людей и выдачи руды. После завершения реконструкции, которое намечено на 2016 год, ствол шахты «Новая» будет обеспечивать подъем руды на уровне 4,5 миллиона тонн в год с этажей -830...-1075 метров.

Реконструируется ствол шахты «Скиповая»: построена конвейерная галерея с корпусом разгрузки, реконструированы копер с надшахтным комплексом, запущена в эксплуатацию новая скиповая подъемная машина. Ствол оснащен дозаторными комплексами, расположенными на горизонтах -976 и -1012 метров. Полная реконструкция ствола позволит практически вдвое увеличить добычу горной массы и снизить затраты на ее транспортировку.

Кроме того ведутся работы по строительству ствола шахты «Средневентиляционная-2».

Основное назначение увеличения глубины стволов – вскрытие и в дальнейшем отработка запасов на нижележащих горизонтах подземного рудника.

С целью оценки устойчивости был произведен визуальный осмотр бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» с горизонта -750 м до отметки -1420 м и ствола шахты «Эксплуатационная» в районе перемычки горизонта -830 м. Выявлен ряд нарушений крепи ствола, характерных при проявлении высокого горного давления. По всей протяженности ствола были зафиксированы разрушения краевых частей колец и стыков между ними (рисунок 3.3).

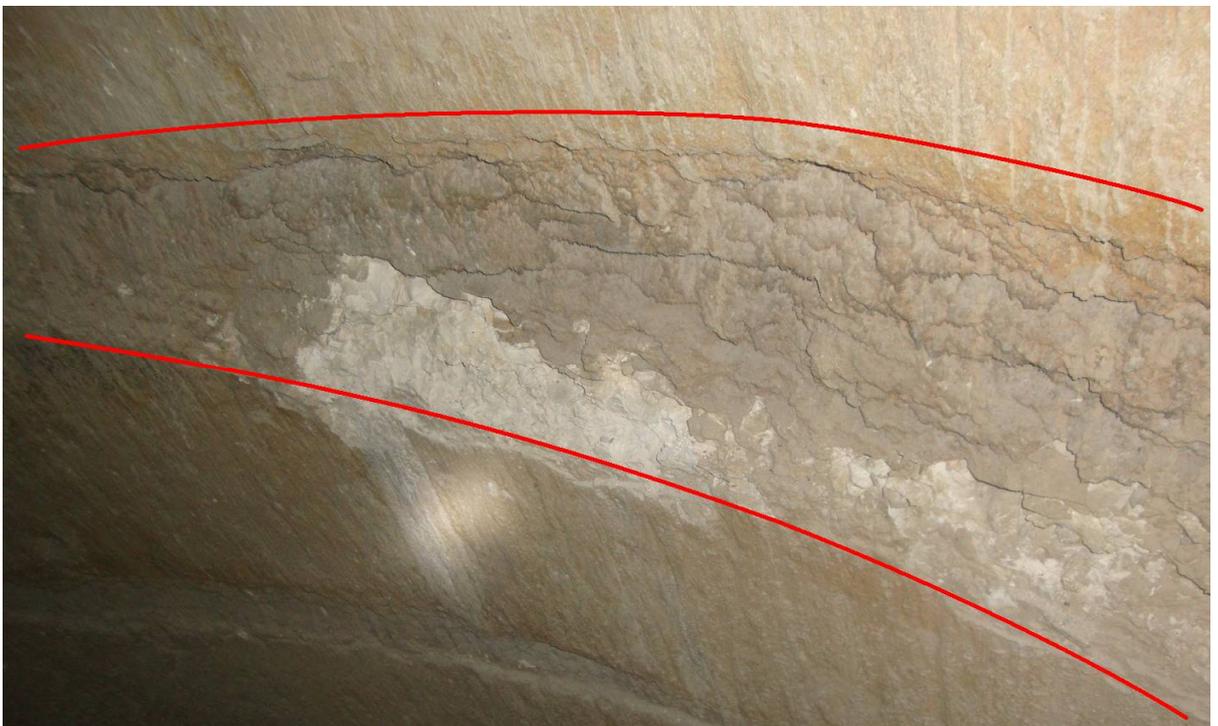


Рисунок 3.3 – Разрушения краевых частей колец и стыков

В местах сопряжения ствола с выработками околоствольного двора наблюдаются разрушения сопряжений в виде вывалов кусков крепи (рисунок 3.4).



Рисунок 3.4 – Разрушение сопряжений в виде вывалов кусков крепи

На участке ствола между отметками -750...-910 м наблюдаются локальные участки с отслоением (коржей) крепи (рисунок 3.5).



Рисунок 3.5 – Участки с отслоением (коржей) крепи

В связи с вышеуказанным, для установления фактической картины распределения напряженного состояния по периметру крепи на участках, попадающих в эту зону, был выполнен комплекс исследований по определению параметров напряжений, действующих в крепи стволов на различных глубинах и на основании полученных результатов произведен расчет устойчивости крепи стволов.

3.2. Совершенствование метода расчета напряжений в бетонной крепи стволов при совмещенном способе проходки

Капитальные бетонные сооружения (стволы), возводимые в массиве горных пород, наряду с выполнением технологических функций должны соответствовать требованиям безопасности работающего персонала и объектов, расположенных в зоне их влияния.

При расчёте параметров устойчивости крепи учитывается множество технологических, технических и природных факторов.

После проходки ствола полная конвергенция его стенок в условиях плоской деформации составит

$$U_D = \frac{D(1-\mu)}{2E_n} (\sigma_1 + \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)(3 - 4\mu)\cos 2\theta), \quad (3.1)$$

где U_D – конвергенция стенок ствола по диаметру, мм;

D – диаметр ствола, мм;

E_n – модуль упругости массива пород;

μ – коэффициент Пуассона;

$\sigma_1; \sigma_2$ – главные горизонтальные напряжения, МПа;

θ – угловая координата, град.

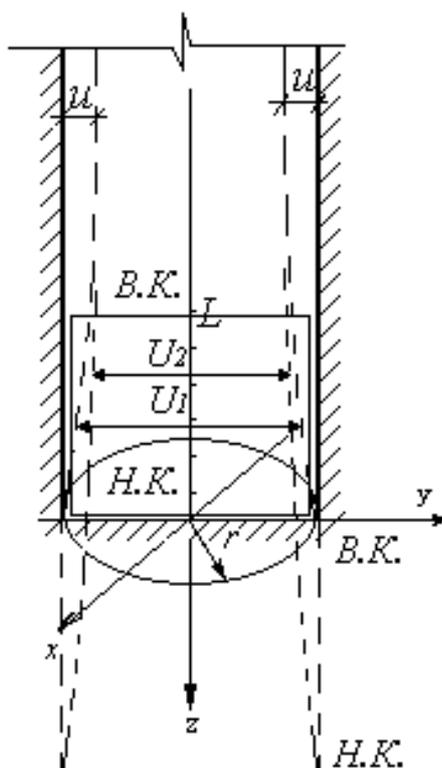


Рисунок 3.7 – Схема конвергенции стенок ствола

С приближением к забою конвергенция стенок ствола уменьшается, составляя на расстоянии от забоя $2D - 100\%$; $D - 97\%$; $0,5 - 80\%$; $0,25D - 70\%$ и у забоя 50% (рисунок 3.7).

$$U_{D(x)} = \frac{(1 - \mu^2)D}{E_n} (\sigma_x K_{x(x)} + \sigma_y K_{x(y)} + \sigma_z K_{x(z)}), \quad (3.2)$$

$$U_{D(y)} = \frac{(1 - \mu^2)D}{E_n} (\sigma_x K_{y(x)} + \sigma_y K_{y(y)} + \sigma_z K_{y(z)}), \quad (3.3)$$

где U_D – конвергенция стенок ствола по диаметру, мм;

$K_{x(x)}$, $K_{y(x)}$... – условные коэффициенты концентрации напряжений (σ_x), (σ_y), (σ_z) по осям X и Y ;

σ_x ; σ_y ; σ_z – составляющие главных напряжений, МПа.

Эти формулы для конкретной точки забоя можно преобразовать:

$$\frac{U_{D(x)}}{D} E_n = \sigma_{\theta x} = (1 - \mu^2) (\sigma_x K_{x(x)} + \sigma_y K_{x(y)} + \sigma_z K_{x(z)}), \quad (3.4)$$

$$\frac{U_{D(y)}}{D} E_n = \sigma_{\theta y} = (1 - \mu^2) (\sigma_x K_{y(x)} + \sigma_y K_{y(y)} + \sigma_z K_{y(z)}). \quad (3.5)$$

При проходке забоя от рассматриваемого сечения в результате изменения $K_{x(x)}, K_{x(y)}, K_{x(z)}, K_{y(x)}, K_{y(y)}, K_{y(z)}$ напряженное состояние в приконтурной части ствола изменится на величину $\Delta\sigma_{\theta(x)}^n$ и $\Delta\sigma_{\theta(y)}^n$.

$$\Delta\sigma_{\theta(x)}^n = (1 - \mu_B^2) \left[\sigma_x^n (K_{x(x)}^0 - K_{x(x)}^1) + \sigma_y^n (K_{x(y)}^0 - K_{x(y)}^1) + \sigma_z (K_{x(z)}^0 - K_{x(z)}^1) \right], \quad (3.6)$$

$$\Delta\sigma_{\theta(y)}^n = (1 - \mu_B^2) \left[\sigma_y^n (K_{y(x)}^0 - K_{y(x)}^1) + \sigma_x^n (K_{y(y)}^0 - K_{y(y)}^1) + \sigma_z (K_{y(z)}^0 - K_{y(z)}^1) \right]. \quad (3.7)$$

Эти напряжения в массиве горных пород получены при определенном модуле упругости E_n , а при расчете напряженного состояния в бетонной крепи, которая деформируется совместно с приконтурным слоем породы, изменит свое напряженное состояние на величину $\Delta\sigma_{\theta(x)}^k$ и $\Delta\sigma_{\theta(y)}^k$.

$$\Delta\sigma_{\theta(x)}^k = \frac{\Delta\sigma_{\theta(x)}^n \cdot E_B}{E_{II}} = \frac{(1 - \mu_B^2) E_B}{E_{II}} \left[\sigma_x^n (K_{x(x)}^0 - K_{x(x)}^1) + \sigma_y^n (K_{x(y)}^0 - K_{x(y)}^1) + \sigma_z (K_{x(z)}^0 - K_{x(z)}^1) \right], \quad (3.8)$$

$$\Delta\sigma_{\theta(y)}^k = \frac{\Delta\sigma_{\theta(y)}^n \cdot E_B}{E_{II}} = \frac{(1 - \mu_B^2) E_B}{E_{II}} \left[\sigma_y^n (K_{y(x)}^0 - K_{y(x)}^1) + \sigma_x^n (K_{y(y)}^0 - K_{y(y)}^1) + \sigma_z (K_{y(z)}^0 - K_{y(z)}^1) \right], \quad (3.9)$$

где $K_{n(i)}^0$ — коэффициенты концентрации на удалении от забоя более $1,5 D$;

$K_{n(i)}^1$ — коэффициенты концентрации в сечениях ближе чем $1,5 D$;

E_{II} — модуль упругости массива пород, МПа;

E_B — модуль упругости бетона, МПа;

μ — коэффициент Пуассона;

$\sigma_x^n, \sigma_y^n, \sigma_z$ — главные первоначальные напряжения, МПа.

В качестве примера произведен расчет для Гайского подземного рудника на горизонте -1075 м, где природные напряжения измеряли методом щелевой разгрузки в 2008 году. Величины первоначальных напряжений, действующих в массиве пород месторождения, составляют: $\sigma_x = -32$ МПа; $\sigma_y = -49$ МПа; $\sigma_z = -33$ МПа.

Рассмотрим деформации $U_{D(x)}$ и $U_{D(y)}$ на разных расстояниях от забоя L/D вычисленные по формулам (3.2–3.3). Графики $U_{D(x)}$ и $U_{D(y)}$ представлены на рисунке 3.8 и рисунке 3.9 с учетом условных коэффициентов концентрации в зависимости от отношения $L/D = 0,1; 0,4; 0,8; 1,2; 1,6; 2,0; 2,4$ (таблицы 3.1 и 3.2).

Таблица 3.1 – Условные коэффициенты концентрации на различном удалении от забоя

| | | | | | | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------|
| L/D | 0,1 | 0,4 | 0,8 | 1,2 | 1,6 | 2,0 | 2,4 |
| $K_{x(x)}$ | 1,68 | 2,02 | 2,38 | 2,64 | 2,84 | 2,9 | 3,0 |
| $K_{x(y)}$ | -0,6 | -0,62 | -0,8 | -0,88 | -0,92 | -0,98 | -1,0 |
| $K_{x(z)}$ | -0,32 | -0,29 | -0,24 | -0,15 | -0,08 | -0,025 | 0 |

Условные коэффициенты концентрации вычислены для круглой выработки, выполненной в объёмной модели из пенопласта [27], при приложении одноосных нагрузок и измерении конвергенции стенок выработки U_I при известных значениях E и μ для пенопласта.

Таблица 3.2 – Изменение диаметра ствола за счет конвергенции стенок

| | | | | | | | |
|------------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| L/D | 0,1 | 0,4 | 0,8 | 1,2 | 1,6 | 2,0 | 2,4 |
| $U_{D(y)}$ | -1,75 | -3,1 | -4,3 | -5,1 | -5,5 | -5,6 | -5,7 |
| $U_{D(x)}$ | -6,7 | -8,8 | -11,3 | -12,7 | -13,3 | -13,6 | -13,7 |

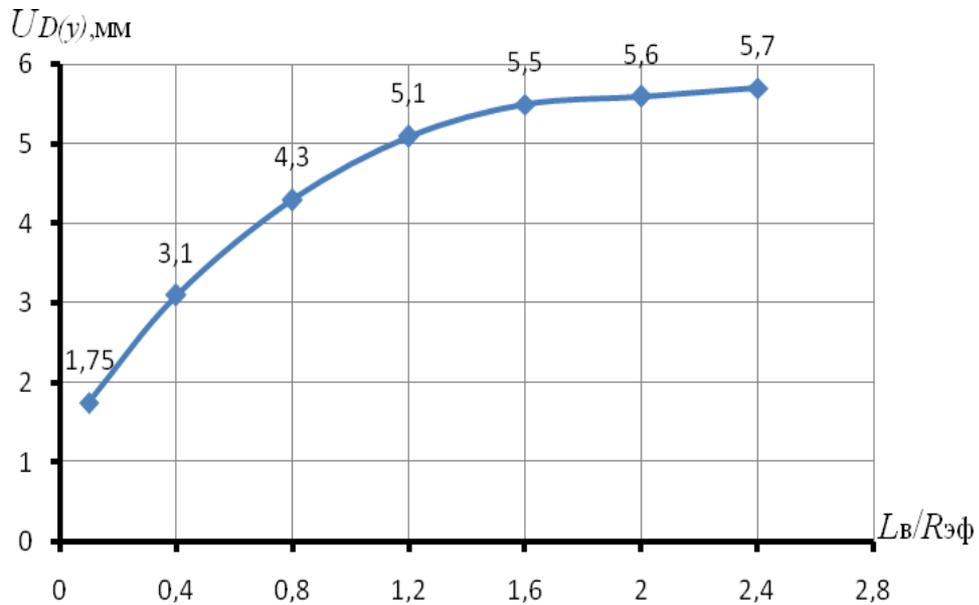


Рисунок 3.8 – График изменения диаметра ствола за счет конвергенции стенок $U_{D(y)}$

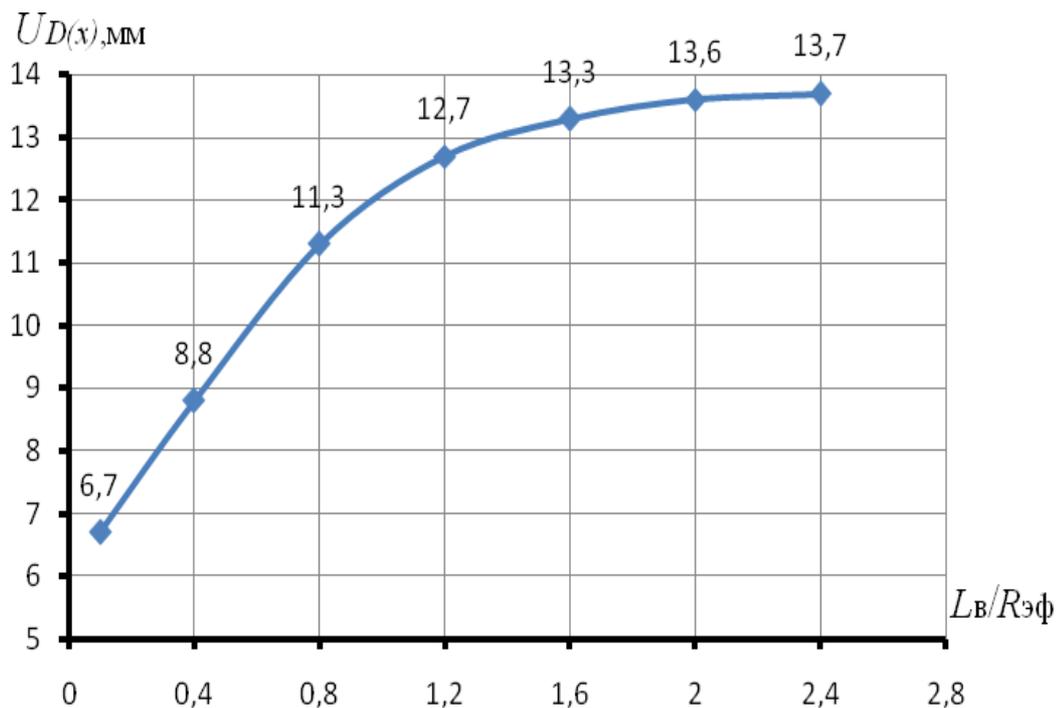


Рисунок 3.9 – График изменения диаметра ствола за счет конвергенции стенок $U_{D(x)}$

При совмещенном способе проходки в верхней части кольца бетонной крепи происходит конвергенция стенок ствола в момент, когда бетон еще не набрал полной прочности. Во время строительства ствола возникают остановки крепления (по различным причинам: аварии, ремонтные работы, выполнение рассечек в пределах каждого горизонта и др.) на период, за который бетон набирает свою прочность, и при возобновлении проходки в таких участках возможно накопление значительных напряжений в крепи [15]. В результате этого следует ожидать, что напряжения в нижней части заходки крепи будут в 2-3 раза выше.

$$E_{\sigma}^0 \leq E_{\sigma}^{\partial},$$

где E_{σ}^0 – модуль упругости бетона после снятия опалубки в период непрерывного возведения крепи;

E_{σ}^{∂} – модуль упругости бетона при длительном наборе прочности.

С целью оценки устойчивости крепи стволов на руднике были сделаны предварительные расчеты напряжений, действующих в крепи на горизонтах -830м, -910м и -1075м, для условий, когда действуют природные напряжения.

Из-за остановки проходки бетон набрал полную прочность и упругость. В данном случае существует опасность формирования высоких напряжений в бетонной крепи ствола, расчет произведен по формулам (3.8.–3.9).

Горизонт -830м

$$\sigma_x^n = -40 \text{ МПа}, \quad \sigma_y^n = -19 \text{ МПа}, \quad \sigma_z^n = -22 \text{ МПа}.$$

Верх кольца (ВК)

$$\sigma_{\theta(x)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-40(3 - 2,15) + (-19) * (-1 - (-0,7)) + (-22) * (-0,28)] = -8,5 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(y)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-19(3 - 2,15) + (-40) * (-1 - (-0,7)) + (-22) * (-0,28)] = -0,77 \text{ МПа}.$$

Низ кольца (НК)

$$\sigma_{\theta(x)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-40(3 - 1,6) + (-19) * (-1 - (-0,6)) + (-22) * (-0,38)] = -15,3 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(y)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-19(3 - 1,6) + (-40) * (-1 - (-0,6)) + (-22) * (-0,38)] = -0,6 \text{ МПа}.$$

Горизонт -910м

$$\sigma_x^n = -42 \text{ МПа}, \quad \sigma_y^n = -20 \text{ МПа}, \quad \sigma_z^n = -25 \text{ МПа}.$$

Верх кольца (ВК)

$$\sigma_{\theta(x)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-42(3 - 2,15) + (-20) * (-1 - (-0,7)) + (-25) * (-0,28)] = -8,7 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(y)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-20(3 - 2,15) + (-42) * (-1 - (-0,7)) + (-25) * (-0,28)] = -0,9 \text{ МПа}.$$

Низ кольца (НК)

$$\sigma_{\theta(x)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-42(3 - 1,6) + (-20) * (-1 - (-0,6)) + (-25) * (-0,38)] = -15,8 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(y)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-20(3 - 1,6) + (-42) * (-1 - (-0,6)) + (-25) * (-0,38)] = -0,8 \text{ МПа}.$$

Горизонт -1075м

$$\sigma_x^n = -49 \text{ МПа}, \quad \sigma_y^n = -32 \text{ МПа}, \quad \sigma_z^n = -33 \text{ МПа}.$$

Верх кольца (ВК)

$$\sigma_{\theta(x)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-49(3 - 2,15) + (-32) * (-1 - (-0,7)) + (-33) * (-0,28)] = -8,8 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(y)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-32(3 - 2,15) + (-49) * (-1 - (-0,7)) + (-33) * (-0,28)] = -1,2 \text{ МПа}.$$

Низ кольца (НК)

$$\sigma_{\theta(x)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-49(3 - 1,6) + (-32) * (-1 - (-0,6)) + (-33) * (-0,38)] = -16,6 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(y)} = \frac{0,96 * 0,2 * 10^5}{0,72 * 10^5} [-32(3 - 1,6) + (-49) * (-1 - (-0,6)) + (-33) * (-0,38)] = -1,8 \text{ МПа}.$$

Результаты расчета напряжений, действующих в бетонной крепи, представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Расчетные напряжения в бетонной крепи

| Горизонт | Верх кольца | | Низ кольца | |
|----------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | $\sigma_{\theta(x)}$, МПа | $\sigma_{\theta(y)}$, МПа | $\sigma_{\theta(x)}$, МПа | $\sigma_{\theta(y)}$, МПа |
| -830 м | -8,5 | -0,77 | -15,3 | -0,6 |
| -910 м | -8,7 | -0,9 | -15,8 | -0,8 |
| -1075 м | -8,8 | -1,2 | -16,6 | -4,8 |

На основании полученных результатов представляется возможным сделать следующий предварительный вывод об устойчивости крепи стволов рудника.

На участках, где проходку приостанавливали на время, за которое бетон набрал свою полную прочность, в крепи ствола возникали максимальные напряжения. Величины рассчитанных напряжений на горизонте -830 м и ниже имеют незначительный запас прочности и практически близки к нормативной прочности бетона, равной для М200 18 МПа. На этих участках есть опасность нарушения крепи стволов.

На Гайском подземном руднике (г. Гай) переменные во времени напряжения $\sigma_{АФ}$ стали измерять сразу же после измерения гравитационно-тектонических напряжений.

Если крепление ствола проводилось в период максимума $\sigma_{A\Phi}$, то уменьшение $\sigma_{A\Phi}$ в последующем приведёт к появлению в крепи растягивающих напряжений, которые частично будут компенсированы сжатием крепи в период её возведения.

Если крепление ствола проводилось в период минимума $\sigma_{A\Phi}$, то увеличение $\sigma_{A\Phi}$ в последующем приведёт к увеличению сжатия крепи в дополнение к сжатию в период её возведения.

В практике подобные комбинации могут быть самые разнообразные. Если учесть, что крепь возводится в промежутках между максимумом и минимумом тектонически-переменных (пульсирующих) напряжений $\sigma_{A\Phi}$ и неизвестен модуль упругости бетона E_{σ} в момент проходки, то судить об НДС крепи на начало исследований не представляется возможным. Напряженно-деформированное состояние крепи можно только измерить. Решение о необходимости измерения напряжений в бетонной крепи впервые было принято на Донском ГОКе в 1986 году.

Следовательно, в процессе эксплуатации ствола напряженное состояние бетонной крепи формируются как сумма известных измеренных $\sigma_{кр}^{изм}$ и дополнительных $\Delta\sigma_{кр}$ напряжений, вызванных последующим изменением поля напряжений, обусловленных вне зоны влияния горных работ изменением переменной во времени составляющей, а в зоне влияния выработанного пространства изменением вторичного поля напряжений. В математическом виде это выражение выглядит следующим образом:

$$\sigma_{кр} = \sigma_{кр}^{изм} + \Delta\sigma_{кр}, \quad (3.10)$$

$$\text{где } \Delta\sigma_{кр} = f(\Delta\sigma_z^{nep}, \Delta\sigma_x^{nep}, \Delta\sigma_y^{nep}, E_n, E_{\sigma}, \mu_n, \mu_{\sigma}, R_0, R_1),$$

в зоне влияния горных работ

$$\Delta\sigma_i^{nep} = \sigma_{i(t_1)}^{em} - \sigma_{i(t_2)}^{em} \neq \text{const} = f(t),$$

вне зоны влияния горных работ

$$\Delta\sigma_i^{nep} = \sigma_{A\Phi(t_1)} - \sigma_{A\Phi(t_2)} \neq \text{const} = f(t),$$

$i = z, x, y.$

3.3. Результаты измерения напряжений в бетонной крепи стволов

В процессе исследований на месторождении натурные определения напряжений, действующих в крепи стволов, проводились при помощи модифицированного метода щелевой разгрузки. Измерения были проведены на глубине -830 м, -910 м, -990 м, -1075 м и -1390 м Гайского подземного рудника.

Суть метода заключается в измерении деформации индикатором часового типа между реперами до разгрузки и после нее. При выполнении исследований метод щелевой разгрузки [27] был значительно модернизирован за счет использования в качестве режущего инструмента бензопил последнего поколения (рисунок 3.10). При этом данное оборудование полностью автономное, не требующее подключения к магистралям со сжатым воздухом, привязки к электрическим сетям и водопроводу, что существенно увеличивает круг его использования.

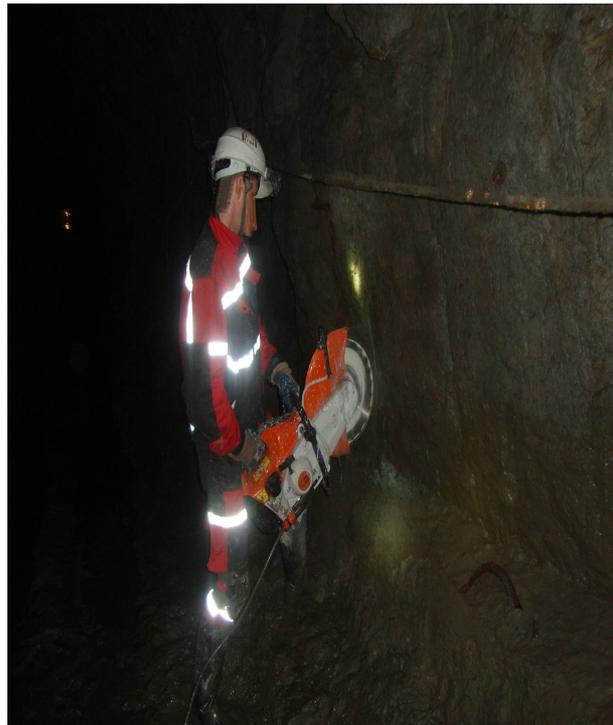


Рисунок 3.10 – Выполнение разгрузки массива при помощи бензопилы

Вместе с этим репера также претерпели изменения. Вместо съемных цанговых реперов использовались постоянные оловянные в торце с шаровыми углублениями, установленные по обе стороны от щели на осевой линии. Это позволило снизить себестоимость их производства, а также появилась прекрасная возможность производить измерения напряженного состояния во времени (рисунок 3.11).



Рисунок 3.11 – Разгрузочная щель, выполненная в крепи ствола при помощи бензореза

По результатам измерений с помощью нового метода были получены следующие деформации, представленные в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Показания прибора при измерении деформаций в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 70 мм

| № станции | Деформация, мм | |
|--------------------------------|---------------------|---------------------|
| | до разгрузки | после разгрузки |
| 1-я станция (горизонт -830 м) | 0,89 | 0,93 |
| 2-я станция (горизонт -910 м) | 0,61 | 0,65 |
| 3-я станция (горизонт -990 м) | 1,63 | 1,64 |
| 4-я станция (горизонт -1075 м) | 1,10 | 1,12 |
| 5-я станция (горизонт -1390 м) | Верх кольца 0,88 | Верх кольца 0,89 |
| 6-я станция (горизонт -1390 м) | Низ кольца 0,66 | Низ кольца 0,68 |

Путем решения плоской задачи теории упругости пересчет полученных величин относительных деформаций в напряжения производим по формуле

$$\sigma = \frac{U_{AB} E_B}{1,034 * 2L - l(1 - K_{\perp(\perp)} + \mu K_{\parallel(\perp)})}, \quad (3.11)$$

где U_{AB} – величина смещения реперов на базе АВ, см;

E_B – модуль упругости бетона, МПа;

l – расстояние между реперами, м;

L – радиус щели, м;

K – интегральные коэффициенты концентрации напряжений, действующие на участках между основными реперами и разгрузочной щелью;

μ – коэффициент Пуассона деформируемого материала крепи. При замерах в бетонной крепи ствола повсеместно принимали $\mu = 0,3$.

Для уточнения физико-механических характеристик бетонной крепи в местах установки деформационных станций было проведено определение прочности бетона склерометрическим неразрушающим методом (рисунок 3.12); результаты исследования представлены в приложении А. При этом склерометрическим обследованием поверхности крепи, согласно ГОСТ 22690-88 «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля», было подтверждено соответствие бетона на данных участках ствола проектному классу М200 и требованиям СНиП 3.02.03-84 и СНиП 11-94-80.



Рисунок 3.12 – Определение прочности бетона склерометрическим неразрушающим методом

Результаты расчета напряжений, действующих в бетонной крепи, представлены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Результаты измерения напряжений в бетонной крепи ствола методом щелевой разгрузки

| 1-я станция (горизонт -830 м) | 2-я станция (горизонт -910 м) | 3-я станция (горизонт -990 м) | 4-я станция (горизонт -1075 м) | 5-я станция (горизонт -1390 м) | 6-я станция (горизонт -1390 м) |
|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| -2,9 МПа | -2,9 МПа | -0,72 МПа | -1,4 МПа | -0,72 МПа | -1,4 МПа |

Полученные величины напряжений в крепи, возведенной при совмещенном способе проходки, отличаются от теоретических за счет того, что бетон не набрал полной прочности и деформировался пластично.

3.4. Измерение напряжений в бетонной крепи стволов во времени

Для проведения долговременных наблюдений за изменением напряженно-деформированного состояния в крепи ствола шахты «Клетевая» специально была разработана сверхлегкая конструкция из композитных материалов (углепластик, карбон) для измерения деформаций на большой базе (1600 мм). Конструкция представляет собой карбоновую штангу длиной 1500 мм с закрепленным на одном из концов измерительным прибором часового типа. Материал штанги выбирался с учетом минимального коэффициента линейного расширения и относительно высокой прочности на изгиб. Станции устанавливались на глубине -830 м, -910 м, -990 м, -1075 м и -1390 м в ходовом отделении ствола в двух положениях для определения горизонтальных (рисунок 3.13) и вертикальных деформаций (рисунок 3.14). Изменение напряжений также фиксировалось и по реперам, установленным при проведении щелевой разгрузки на базах 70 мм (рисунок 3.15). Изменения напряжений во времени приведены на рисунках 3.16 – 3.18. Показания прибора при измерении деформаций в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 70 мм и на базе 1600 мм в мм представлены в таблице 3.6 и 3.8.



Рисунок 3.13 – Измерения горизонтальных деформаций в крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 1600 мм



Рисунок 3.14 – Измерения вертикальных деформаций в крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 1600 мм



Рисунок 3.15 – Измерения деформации во времени в крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 70 мм

Таблица 3.6 – Показания прибора при измерении в 2013-2016 гг. деформаций в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 70мм (в мм)

| № станции | 10.07.13 | | 18.12.13 | 03.04.14 | 18.06.14 |
|---------------------------------|--------------|-----------------|-------------|-------------|-------------|
| | до разгрузки | после разгрузки | | | |
| 1-я станция (горизонт -830 м) | 0,89 | 0,93 | 0,93 | 0,93 | 0,95 |
| 2-я станция (горизонт -910 м) | 0,61 | 0,65 | 0,67 | 0,68 | 0,69 |
| 3-я станция (горизонт -990 м) | 1,63 | 1,64 | 1,64 | 1,67 | 1,69 |
| 4-я станция (горизонт -1075 м) | 1,10 | 1,12 | 1,13 | 1,14 | 1,19 |
| 5-я станция (горизонт -1390 м)* | <u>0,08</u> | <u>0,09</u> | <u>0,09</u> | <u>0,11</u> | <u>0,18</u> |
| 6-я станция (горизонт -1390 м)* | 0,66 | 0,68 | 0,68 | 0,71 | 0,77 |

Таблица 3.6 (окончание)

| № станции | 07.10.14 | 16.12.14 | 23.03.15 | 07.07.15 | 13.10.15 | 22.12.15 | 22.03.16 | 22.03.16 |
|-------------|-------------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1-я станция | 0,97 | 0,98 | 0,98 | 0,98 | 0,99 | 0,98 | 0,97 | 0,99 |
| 2-я станция | 0,70 | 0,70 | 0,71 | 0,71 | 0,71 | 0,72 | 0,70 | 0,71 |
| 3-я станция | 1,70 | 1,73 | 1,74 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,73 | 1,72 |
| 4-я станция | 1,21 | 1,22 | 1,22 | 1,24 | 1,24 | 1,25 | 1,23 | 1,24 |
| 5-я станция | <u>0,20</u> | <u>0,20</u> | <u>0,22</u> | – | <u>0,24</u> | <u>0,24</u> | <u>0,22</u> | <u>0,22</u> |
| 6-я станция | 0,79 | 0,80 | 0,82 | – | 0,83 | 0,83 | 0,81 | 0,82 |

*В числителе указаны значения, замеренные вверху кольца бетонной крепи, в знаменателе – внизу кольца.

На основании показаний прибора вычисляем ΔL – смещение реперов на базе 70 мм и путем решения плоской задачи теории упругости получаем напряжения в бетонной крепи по формуле (3.11), они представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Изменение величины замеренных в 2013-2016 гг. деформаций и вычисленных напряжений в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 70 мм с учетом первоначальных напряжений

| Горизонт | 10.07.13 | | 18.12.13 | | 03.04.14 | | 18.06.14 | |
|----------|-------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|
| | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа |
| -830 м | -0,004 | -2,9 | -0,004 | -2,9 | -0,004 | -2,9 | -0,006 | -4,3 |
| -910 м | -0,004 | -2,9 | -0,006 | -4,3 | -0,007 | -5,1 | -0,008 | -5,8 |
| -990 м | -0,001 | -0,72 | -0,001 | -0,72 | -0,004 | -2,9 | -0,006 | -4,3 |
| -1075 м | -0,002 | -1,4 | -0,003 | -2,1 | -0,004 | -2,9 | -0,009 | -6,5 |
| -1390 м* | <u>-0,001</u> -0,002 | <u>-0,72</u> -1,4 | <u>-0,001</u> -0,002 | <u>-0,72</u> -1,4 | <u>-0,003</u> -0,005 | <u>-2,1</u> -3,6 | <u>-0,010</u> -0,011 | <u>-7,2</u> -8,0 |

Таблица 3.7 (продолжение)

| Горизонт | 07.10.14 | | 16.12.14 | | 23.03.15 | | 07.07.15 | |
|----------|-------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------|----------------------|
| | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа |
| -830 м | -0,008 | -5,8 | -0,009 | -6,5 | -0,009 | -6,5 | -0,009 | -6,5 |
| -910 м | -0,009 | -6,5 | -0,009 | -6,5 | -0,010 | -7,2 | -0,010 | -7,2 |
| -990 м | -0,007 | -5,1 | -0,01 | -7,2 | -0,011 | -8,0 | -0,012 | -8,7 |
| -1075 м | -0,011 | -8,0 | -0,012 | -8,7 | -0,012 | -8,7 | -0,014 | -10,0 |
| -1390 м* | <u>-0,012</u> -0,013 | <u>-8,7</u> -9,4 | <u>-0,012</u> -0,014 | <u>-8,7</u> -10,0 | <u>-0,014</u> -0,016 | <u>-10,0</u> -11,6 | – – | – – |

Таблица 3.7 (окончание)

| Горизонт | 13.10.15 | | 22.12.15 | | 22.03.16 | | 21.06.16 | |
|----------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|
| | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа | ΔL , см | $\Delta\sigma$, МПа |
| -830 м | -0,01 | -7,2 | -0,009 | -6,5 | -0,008 | -5,8 | -0,01 | -7,2 |
| -910 м | -0,01 | -7,2 | -0,011 | -7,9 | -0,009 | -6,5 | -0,010 | -7,2 |
| -990 м | -0,012 | -8,7 | -0,012 | -8,7 | -0,010 | -7,2 | -0,009 | -6,5 |
| -1075 м | -0,014 | -10,0 | -0,015 | -10,8 | -0,013 | -9,4 | -0,014 | -10,1 |
| -1390 м* | <u>-0,016</u> -0,017 | <u>-11,6</u> -12,3 | <u>-0,016</u> -0,017 | <u>-11,6</u> -12,3 | <u>-0,014</u> -0,015 | <u>-10,0</u> -10,8 | <u>-0,014</u> -0,016 | <u>-10,1</u> -11,6 |

*В числителе указаны значения, замеренные вверху кольца бетонной крепи, в знаменателе – внизу кольца.

Таблица 3.8 – Показания прибора при измерении деформаций в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на базе 1600 мм (в мм) в 2013-2016 гг.

| Горизонт | | 29.10.13 | 18.12.13 | 03.04.14 | 18.06.14 | 07.10.14 |
|----------|----------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| -830 м | Вертикальные | 4,24 | 4,26 | 4,275 | 4,34 | 4,39 |
| | Горизонтальные | 6,38 | 6,4 | 6,44 | 6,50 | 6,53 |
| -910 м | Вертикальные | 4,40 | 4,41 | 4,44 | 4,48 | 4,53 |
| | Горизонтальные | 6,91 | 7,03 | 7,07 | 7,09 | 7,12 |
| -990 м | Вертикальные | 4,0 | 4,02 | 4,05 | 4,10 | 4,17 |
| | Горизонтальные | 2,83 | 3,02 | 3,03 | 3,06 | 3,09 |
| -1075 м | Вертикальные | 2,98 | 3,22 | 3,23 | 3,28 | 3,33 |
| | Горизонтальные | 1,30 | 1,49 | 1,68 | 1,72 | 1,76 |
| -1390 м | Вертикальные | 3,34 | 3,58 | 3,59 | 3,64 | 3,71 |
| | Горизонтальные | 5,0 | 5,19 | 5,30 | 5,67 | 5,72 |

Таблица 3.8 (окончание)

| Горизонт | 16.12.14 | 23.03.15 | 07.07.15 | 13.10.15 | 22.12.15 | 22.03.16 | 21.06.16 |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| -830 м | 4,42 | 4,43 | 4,43 | 4,45 | 4,44 | 4,39 | 4,40 |
| | 6,57 | 6,60 | 6,62 | 6,63 | 6,64 | 6,59 | 6,63 |
| -910 м | 4,56 | 4,58 | 4,59 | 4,60 | 4,62 | 4,56 | 4,57 |
| | 7,13 | 7,15 | 7,16 | 7,16 | 7,17 | 7,12 | 7,15 |
| -990 м | 4,21 | 4,23 | 4,26 | 4,26 | 4,25 | 4,21 | 4,20 |
| | 3,10 | 3,12 | 3,15 | 3,15 | 3,15 | 3,10 | 3,10 |
| -1075 м | 3,33 | 3,36 | 3,36 | 3,38 | 3,38 | 3,32 | 3,33 |
| | 1,77 | 1,80 | 1,81 | 1,83 | 1,82 | 1,76 | 1,76 |
| -1390 м | 3,75 | 3,77 | — | 3,79 | 3,77 | 3,72 | 3,70 |
| | 5,73 | 5,75 | — | 5,76 | 5,76 | 5,69 | 5,70 |

На основании показаний прибора вычисляем ΔL – смещение реперов на базе 1600 мм (таблица 3.8) и получаем относительную деформацию по формуле

$$\varepsilon = \frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{\Delta L}{L_1}, \quad (3.12)$$

где ΔL – величина смещения реперов на базе AB , см;

L – расстояние между реперами, м.

Путем решения плоской задачи теории упругости рассчитываем напряжения $\Delta\sigma_m$ в массиве при модуле упругости массива пород $E_m = 0,62 \cdot 10^5$ до горизонта -1075 м, $E_m = 0,5 \cdot 10^5$ до горизонта -1390 м (формулы (3.13, 3.14)) и $\Delta\sigma_k$ в крепи при модуле упругости бетона $E_b = 0,2 \cdot 10^5$ (формулы (3.15, 3.16)); они представлены в таблице 3.9.

$$\sigma_{x(m)} = \frac{\varepsilon_x + \mu\varepsilon_z}{1 - \mu^2} E_m, \quad (3.13)$$

$$\sigma_{z(m)} = \frac{\varepsilon_z + \mu\varepsilon_x}{1 - \mu^2} E_m, \quad (3.14)$$

$$\sigma_{x(k)} = \frac{\varepsilon_x + \mu\varepsilon_z}{1 - \mu^2} E_b, \quad (3.15)$$

$$\sigma_{z(k)} = \frac{\varepsilon_z + \mu\varepsilon_x}{1 - \mu^2} E_b, \quad (3.16)$$

где E_m – модуль упругости массива горных пород;
 μ – коэффициент Пуассона.

Таблица 3.9 – Изменение величин замеренных в 2013-2016 гг. деформаций и вычисленных напряжений в стволе шахты «Клетевая» на базе 1600 мм без учета первоначальных напряжений

| Расположение станции | | 29.10.13 -18.12.13 | | | | | 03.04.14 | | | | | 18.06.14 | | | | |
|------------------------|---|--------------------|----------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|----------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|----------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|
| | | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_k$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_k$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_k$, МПа |
| Горизонт -830м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,02 | $-1,2 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -1,23 | -0,34 | -0,03 | $-1,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -2,3 | -0,6 | -0,1 | $-6 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -6,5 | -1,82 |
| Горизонтальное | x | -0,02 | $-1,2 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -1,23 | -0,34 | -0,06 | $-3,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -3,3 | -0,9 | -0,12 | $-7,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,2 \cdot 10^5$ | -7,3 | -2,0 |
| Горизонт -910м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,01 | $-0,6 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -2,25 | -0,63 | -0,04 | $-2,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -4,3 | -1,2 | -0,08 | $-5 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -6,5 | -1,8 |
| Горизонтальное | x | -0,12 | $-7,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -6,0 | -1,68 | -0,16 | $-10 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -8,5 | -2,3 | -0,18 | $-11 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -9,8 | -2,7 |
| Горизонт -990м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,02 | $-1,2 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -3,5 | -0,98 | -0,05 | $-3,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -5,3 | -1,4 | -0,1 | $-6 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -8,0 | -2,2 |
| Горизонтальное | x | -0,19 | $-11 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -8,9 | -2,4 | -0,2 | $-12 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -10,2 | -2,8 | -0,23 | $-14 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,5 | -3,5 |
| Горизонт -1075м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,24 | $-15 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -11,4 | -3,9 | -0,25 | $-15 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -13,7 | -4,7 | -0,30 | $-18 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -16,1 | -5,6 |
| Горизонтальное | x | -0,19 | $-11 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -9,7 | -3,3 | -0,38 | $-23 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -17,2 | -6,0 | -0,42 | $-26 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -19,6 | -6,8 |
| Горизонт -1390м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,24 | $-15 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -11,4 | -3,9 | -0,25 | $-15 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -12,7 | -4,4 | -0,30 | $-18 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -18,9 | -6,6 |
| Горизонтальное | x | -0,19 | $-11 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -9,7 | -3,3 | -0,30 | $-18 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -14,1 | -4,9 | -0,67 | $-41 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -29,0 | -10,1 |

Таблица 3.9 (продолжение)

| Расположение станции | | 07.10.14 | | | | | 16.12.14 | | | | | 23.03.15 | | | | |
|-------------------------|---|--------------------|---------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|
| | | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_k$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_k$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_k$, МПа |
| Горизонт -830м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,15 | $-9 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -9,25 | -2,6 | -0,18 | $-11 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,5 | -3,22 | -0,19 | $-11,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,5 | -3,5 |
| Горизонтальное | x | -0,15 | $-9 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -9,25 | -2,6 | -0,19 | $-11,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,9 | -3,33 | -0,22 | $-13,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -13,6 | -3,8 |
| Горизонт -910м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,13 | $-8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -9,4 | -2,63 | -0,16 | $-10 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,1 | -3,1 | -0,18 | $-11 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,2 | -3,4 |
| Горизонтальное | x | -0,21 | $-13 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,2 | -3,4 | -0,22 | $-13,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -13,2 | -3,6 | -0,24 | $-15 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,4 | -4,0 |
| Горизонт -990м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,17 | $-10 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,7 | -3,27 | -0,21 | $-13,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,3 | -4,0 | -0,23 | $-14,3 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -15,5 | -4,3 |
| Горизонтальное | x | -0,26 | $-16 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -15,0 | -4,2 | -0,27 | $-16,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -16,4 | -4,5 | -0,29 | $-18 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -17,6 | -4,9 |
| Горизонт -1075м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,35 | $-21 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -18,4 | -6,4 | -0,35 | $-21 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -18,6 | -6,5 | -0,38 | $-23 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -20,2 | -7,0 |
| Горизонтальное | x | -0,46 | $-28 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -21,4 | -7,4 | -0,47 | $-29 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -22,1 | -7,7 | -0,50 | $-31 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -23,7 | -8,2 |
| Горизонт -1390м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,37 | $-23 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -22,8 | -8,0 | -0,41 | $-25 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -24,1 | -8,4 | -0,43 | $-26,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -25,4 | -8,8 |
| Горизонтальное | x | -0,72 | $-45 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -32,5 | -11,4 | -0,73 | $-45 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -32,8 | -11,5 | -0,75 | $-46 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -33,8 | -11,8 |

Таблица 3.9 (продолжение)

| Расположение станции | 07.07.15 | | | | | 13.10.15 | | | | | 22.12.15 | | | | | |
|-------------------------|--------------------|---------------|-----------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------|---------------|-----------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------|---------------|-----------------------|------------------------------|------------------------------|-------|
| | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_{мб}$, МПа | $\Delta\sigma_{кю}$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_{мб}$, МПа | $\Delta\sigma_{кю}$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_{мб}$, МПа | $\Delta\sigma_{кю}$, МПа | |
| Горизонт -830м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,19 | $-11,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,9 | -3,6 | -0,21 | $-13,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,3 | -4,0 | -0,2 | $-12,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -13,7 | -3,8 |
| Горизонтальное | x | -0,24 | $-15 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,6 | -4,0 | -0,25 | $-16 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -15,7 | -4,3 | -0,26 | $-16,2 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -15,7 | -4,4 |
| Горизонт -910м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,19 | $-11,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -13,1 | -3,7 | -0,20 | $-12,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -13,6 | -3,8 | -0,22 | $-13,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,7 | -4,1 |
| Горизонтальное | x | -0,25 | $-16 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -15,4 | -4,3 | -0,25 | $-16 \cdot 10^{-5}$ | $0,72 \cdot 10^5$ | -15,4 | -4,3 | -0,26 | $-16,2 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -16,0 | -4,5 |
| Горизонт -990м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,26 | $-16 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -17,4 | -4,8 | -0,26 | $-16 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -17,4 | -4,8 | -0,25 | $-15,6 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -17,0 | -4,7 |
| Горизонтальное | x | -0,32 | $-20 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -19,6 | -5,4 | -0,32 | $-20 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -19,6 | -5,4 | -0,32 | $-20 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -19,5 | -5,4 |
| Горизонт -1075м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,38 | $-23 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -20,4 | -7,1 | -0,40 | $-25 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -21,8 | -7,6 | -0,40 | $-25 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -21,7 | -7,6 |
| Горизонтальное | x | -0,51 | $-32 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -24,3 | -8,5 | -0,53 | $-33 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -25,3 | -8,8 | -0,52 | $-32,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -25,0 | -8,7 |
| Горизонт -1390м | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | — | — | — | — | — | -0,45 | $-28 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -26,3 | -9,2 | -0,43 | $-26,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -25,7 | -9,0 |
| Горизонтальное | x | — | — | — | — | — | -0,76 | $-47 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -34,7 | -12,1 | -0,76 | $-47,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -34,7 | -12,1 |

Таблица 3.9 (окончание)

| Расположение станции | | 22.03.16 | | | | | 21.06.16 | | | | |
|-------------------------|---|--------------------|-----------------------|-------------------|---------------------------|----------------------------------|--------------------|-----------------------|-------------------|---------------------------|----------------------------------|
| | | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_{\kappa}$, МПа | ΔL , см | ε | E_n , МПа | $\Delta\sigma_m$, МПа | $\Delta\sigma_{\kappa}$, МПа |
| Горизонт -830м | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,15 | $-9,4 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -10,6 | -3,0 | -0,16 | $-10,0 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,6 | -3,2 |
| Горизонтальное | x | -0,21 | $-13,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,6 | -3,5 | -0,25 | $-15,6 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,7 | -4,1 |
| Горизонт -910м | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,16 | $-10,0 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,0 | -3,0 | -0,17 | $-10,6 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -11,9 | -3,3 |
| Горизонтальное | x | -0,21 | $-13,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -12,7 | -3,6 | -0,24 | $-15,0 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,3 | -4,0 |
| Горизонт -990м | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,21 | $-13,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -14,3 | -4,0 | -0,20 | $-12,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -13,8 | -3,8 |
| Горизонтальное | x | -0,27 | $-16,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -16,4 | -4,6 | -0,27 | $-16,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,62 \cdot 10^5$ | -16,2 | -4,5 |
| Горизонт -1075м | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,34 | $-21,2 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -18,7 | -6,5 | -0,35 | $-21,8 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -19,0 | -6,6 |
| Горизонтальное | x | -0,46 | $-28,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -22,0 | -7,7 | -0,46 | $-28,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -22,0 | -7,7 |
| Горизонт -1390м | | | | | | | | | | | |
| Вертикальное | z | -0,38 | $-23,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -22,9 | -8,0 | -0,36 | $-22,5 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -22,3 | -7,8 |
| Горизонтальное | x | -0,69 | $-43,1 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -31,4 | -11,0 | -0,70 | $-43,7 \cdot 10^{-5}$ | $0,5 \cdot 10^5$ | -31,3 | -10,9 |

Изменения напряжений во времени на различных базах, разбитых по горизонтам, приведены на рисунках 3.16 – 3.20.

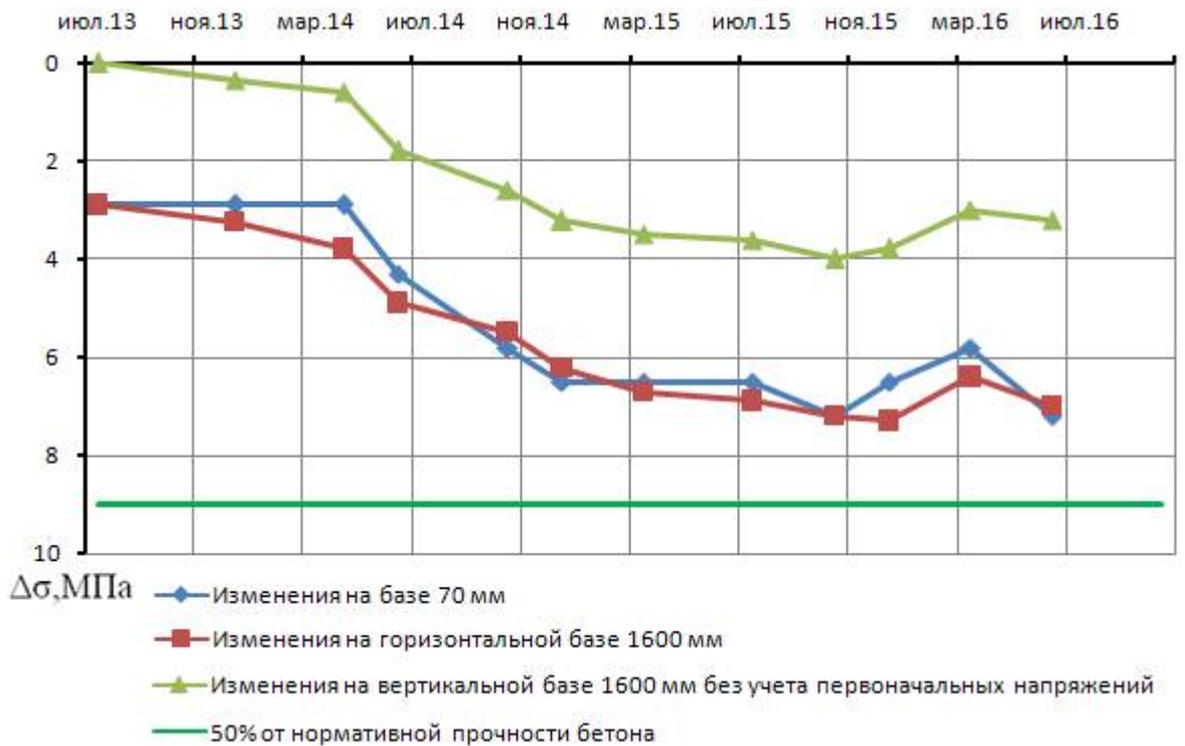


Рисунок 3.16 – График изменения напряжений в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на горизонте -830м

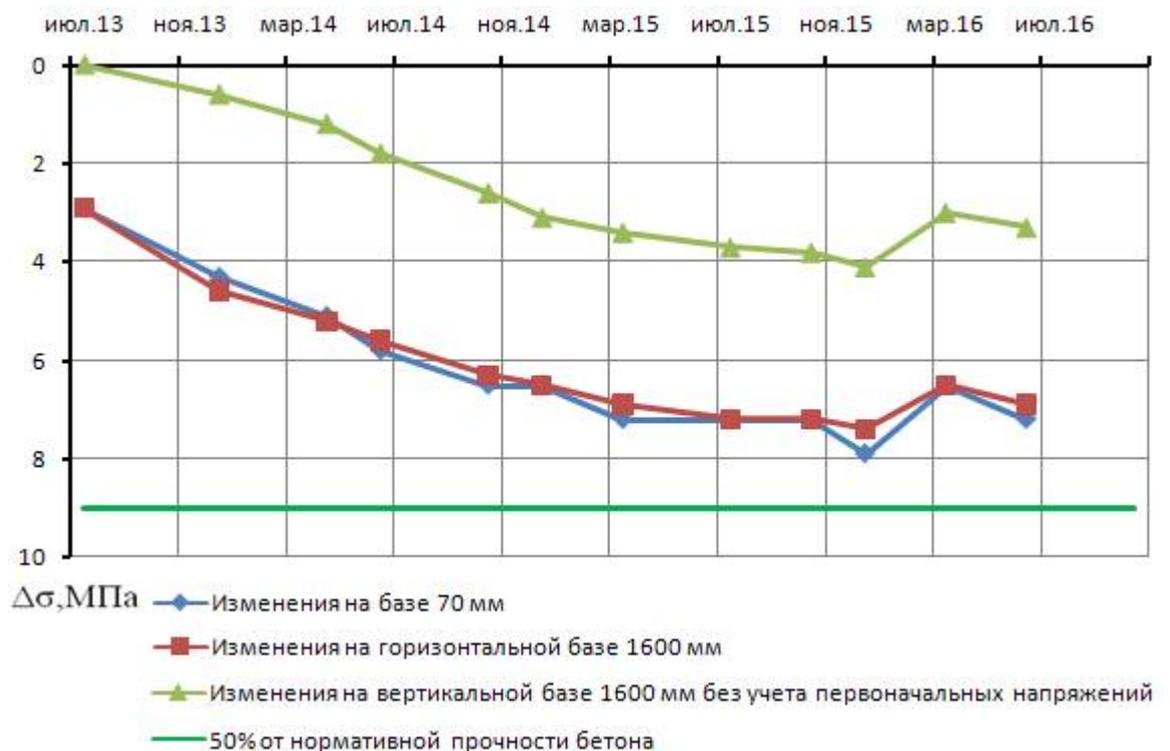


Рисунок 3.17 – График изменения напряжений в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на горизонте -910м

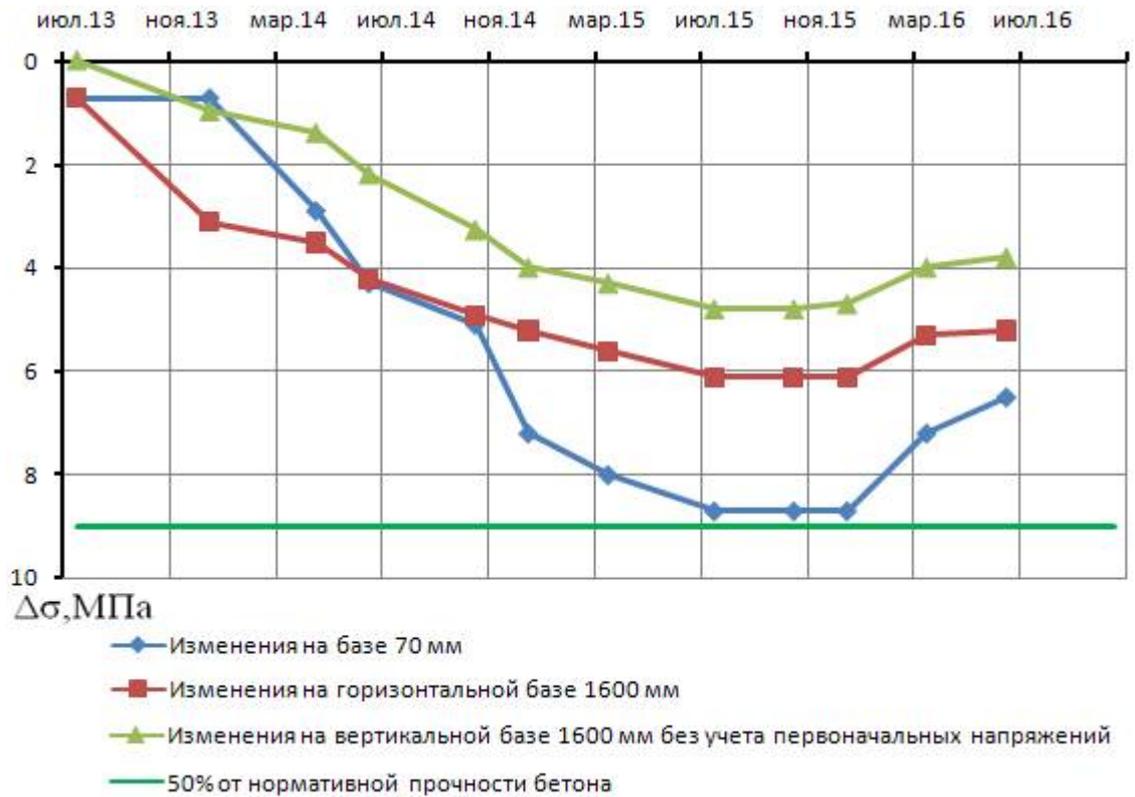


Рисунок 3.18 – График изменения напряжений в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на горизонте -990м

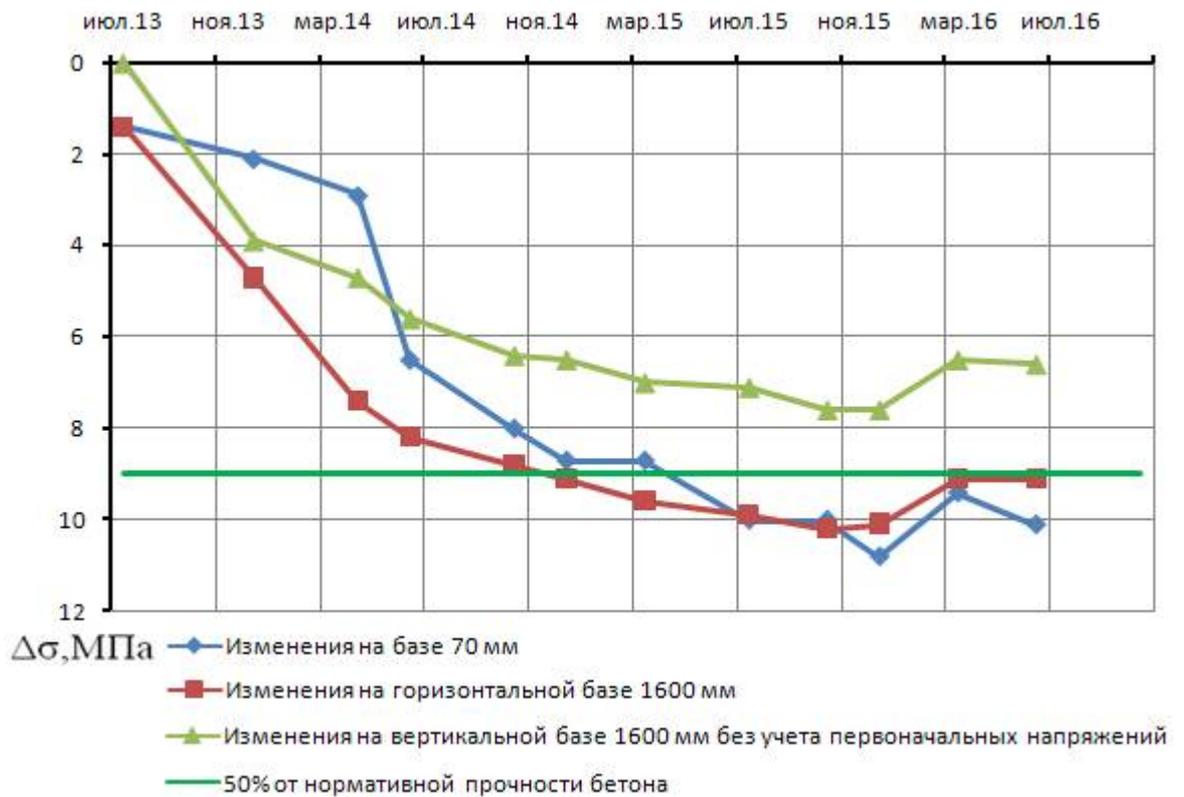


Рисунок 3.19 – График изменения напряжений в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на горизонте -1075м



Рисунок 3.20 – График изменения напряжений в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» на горизонте -1390м

Графики на рисунках 3.16 – 3.20 согласуются с результатами измерений переменных во времени напряжений в массиве, проводимых лабораторией геодинамики и горного давления с 1998 года. Но разница в величинах напряжений объясняется разномодульностью пород и концентрацией напряжений в приконтурной части ствола. На рисунке 3.21 представлен график изменений переменных во времени напряжений в массиве пород месторождения с начала 2013 года.

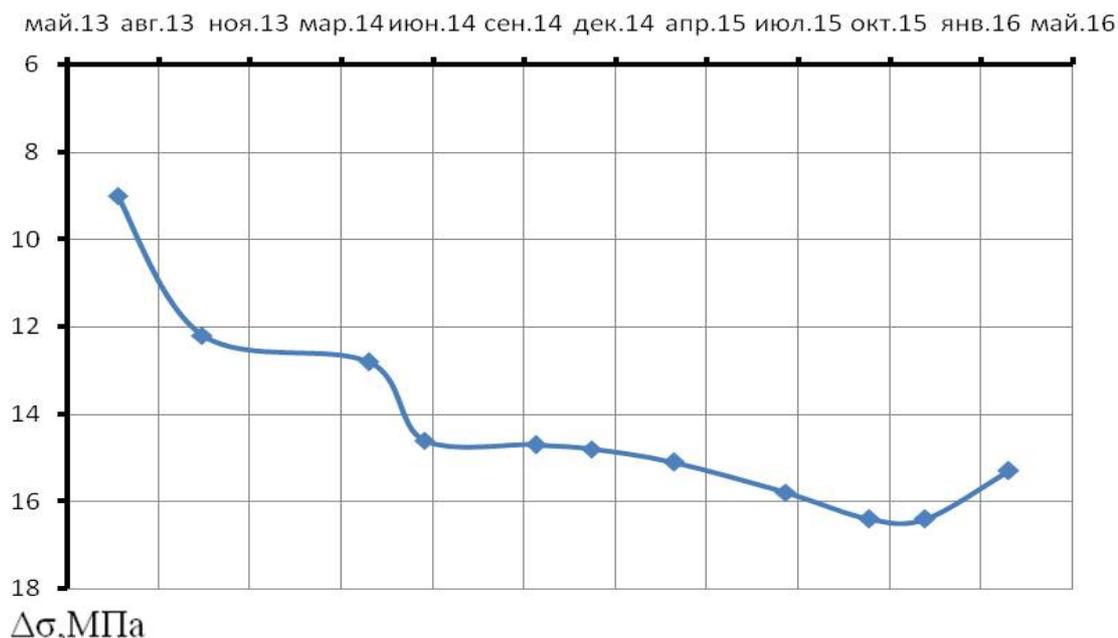


Рисунок 3.21 – График изменения переменных во времени напряжений в массиве пород Гайского месторождения

Стволы находятся в туфах андезиодацитового состава, имеющих модуль упругости в образце горной породы $E_o = 0,72 \cdot 10^5$ МПа.

Модуль упругости в массиве определяется по следующей формуле [27]:

$$E_m = 0,93^n \cdot E_o, \text{ МПа}, \quad (3.17)$$

где E_o – модуль упругости образца горной породы;

n – количество рангов геоблоков.

При определении природных напряжений $\sigma_{A\Phi}$, изменяющихся во времени, измеряли деформацию базисов, имеющих длину 40–50 метров. В массивах со средним размером структурных блоков 0,5 метра и коэффициентом вложения $\lambda=2$ модуль упругости массива горных пород на этих базах при $n = 5$ составит

$$E_m = 0,93^5 \cdot 0,72 \cdot 10^5 = 0,5 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

С 2013 по 2016 год в массиве было зафиксировано изменение природных напряжений

$$\Delta\sigma_{A\Phi} = \Delta\varepsilon_m \cdot E_m = -6,2 \text{ МПа}. \quad (3.18)$$

Эти напряжения создадут на породном контуре ствола напряжения при их двойной концентрации, равные:

$$\Delta\sigma_{\theta} = \Delta\sigma_{A\phi} \cdot K_{\text{конц}}, \text{ МПа}, \quad (3.19)$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = -6,2 \cdot 2,0 = -12,4 \text{ МПа}.$$

На бетонную крепь передаются напряжения, которые рассчитываются по формуле

$$\text{При } E_m = 0,93^n \cdot E_o = 0,62 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

$$\Delta\sigma_{\sigma(p)} = \Delta\sigma_{\text{ств}} \frac{E_{\sigma}}{E_n}, \text{ МПа} \quad (3.20)$$

$$\Delta\sigma_{\sigma(p)} = -12,4 \frac{0,2 \cdot 10^5}{0,62 \cdot 10^5} = -4,0 \text{ МПа}$$

где n – количество рангов геоблоков, $n=2$.

По измерениям напряжений в бетонной крепи шахтных стволов с 2013 по 2016 год, имеющих длину базисов 1600 мм, получено

$$\sigma_{\sigma(u)} = \frac{\varepsilon_x + \mu\varepsilon_z}{1 - \mu^2} E_B = -4,4 \text{ МПа}, \quad (3.21)$$

т.е. измеренные и рассчитанные напряжения равны между собой $\Delta\sigma_{\sigma(u)} = \Delta\sigma_{\sigma(p)}$, что подтверждает второе научное положение.

Теоретические и экспериментальные исследования доказывают, что иерархически блочный массив магматических и метаморфических горных пород ведет себя как упругая и изотропная среда, и установлено это при определении изменения природных напряжений в массиве на базе 5–7 рангов геоблоков, в результате которых формируются напряжения в приконтурной части ствола на базе 2–3 рангов геоблоков, которые упруго влияют на изменение напряженно-деформированного состояния бетонной крепи шахтных стволов.

3.5. Расчет напряженного состояния бетонной крепи ствола шахты «Клетевая» до 2020 года

В 2013 году на Гайском подземном руднике были зафиксированы $\sigma_{A\phi} = -9$ МПа; в соответствии с прогнозируемым трендом изменения переменных во времени напряжений к 2020 г. их величины могут достигнуть -30 МПа [35], при этом напряжения в бетонной крепи вертикальных стволов значительно уве-

личаются при модуле упругости массива пород $E_M = 0,72 \cdot 10^5$ МПа до горизонта -1075 м, $E_M = 0,57 \cdot 10^5$ МПа до горизонта -1390 м, а модуль упругости бетона составит $E_B = 0,2 \cdot 10^5$ МПа (рисунок 3.22).

Горизонт -830 м; -910 м; -990 м

При $\sigma_{A\Phi} = \sigma_{A\Phi 2020z} - \sigma_{A\Phi 2013z} = -30 - (-9) = -21$ МПа,

$$\sigma_{\theta(k)} = \frac{2 \cdot \sigma_{\rho(k)} r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)} = \frac{2 \cdot (-1,18) \cdot 3,05^2}{(3,05^2 - 2,75^2)} = -12,61 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\rho(k)} = \frac{A}{B} = \frac{-58,13 \cdot 10^{-5}}{49,2 \cdot 10^{-5}} = -1,18 \text{ МПа},$$

где $A = \frac{2\Delta\sigma_{A\Phi}(1-\mu_n^2)}{E_n} = \frac{2 \cdot (-21) \cdot (1-0,3^2)}{0,72 \cdot 10^5} = -58,13 \cdot 10^{-5},$

$$B = \frac{1+\mu_n}{E_n} + \frac{C}{E_B} = \frac{1+0,3}{0,72 \cdot 10^5} + \frac{9,49}{0,2 \cdot 10^5} = 49,2 \cdot 10^{-5},$$

$$C = \frac{(1-\mu_B)r_2^2 + (1+\mu_B)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)} = \frac{(1-0,2)3,05^2 + (1+0,2)2,75^2}{(3,05^2 - 2,75^2)} = 9,49.$$

Горизонт -1075 м; -1390 м

При $\sigma_{A\Phi} = \sigma_{A\Phi 2020z} - \sigma_{A\Phi 2013z} = -30 - (-9) = -21$ МПа,

$$\sigma_{\theta(k)} = \frac{2 \cdot \sigma_{\rho(k)} r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)} = \frac{2 \cdot (-1,47) \cdot 3,05^2}{(3,05^2 - 2,75^2)} = -15,7 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\rho(k)} = \frac{A}{B} = \frac{-73,4 \cdot 10^{-5}}{49,7 \cdot 10^{-5}} = -1,47 \text{ МПа},$$

где $A = \frac{2\Delta\sigma_{A\Phi}(1-\mu_n^2)}{E_n} = \frac{2 \cdot (-21) \cdot (1-0,3^2)}{0,57 \cdot 10^5} = -73,4 \cdot 10^{-5},$

$$B = \frac{1+\mu_n}{E_n} + \frac{C}{E_B} = \frac{1+0,3}{0,57 \cdot 10^5} + \frac{9,49}{0,2 \cdot 10^5} = 49,7 \cdot 10^{-5},$$

$$C = \frac{(1-\mu_B)r_2^2 + (1+\mu_B)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)} = \frac{(1-0,2)3,05^2 + (1+0,2)2,75^2}{(3,05^2 - 2,75^2)} = 9,49.$$

Результаты прогноза напряжений в бетонной крепи представлены в таблице

3.10.

Таблица 3.10 – Прогнозные напряжения в бетонной крепи ствола

| 1-я станция (горизонт -830 м) | 2-я станция (горизонт -910 м) | 3-я станция (горизонт -990 м) | 4-я станция (горизонт -1075 м) | 5-я станция (горизонт -1390 м) | 6-я станция (горизонт -1390 м) |
|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| -15,51 МПа | -15,51 МПа | -13,33 МПа | -14,01 МПа | -16,42 МПа | -17,1 МПа |

По полученным результатам расчетных напряжений в бетонной крепи, на участках, где были установлены измерительные станции, в крепи ствола могут возникнуть максимальные напряжения. Величины расчетных напряжений близки к нормативной прочности бетона. Вследствие этого одной из основных задач является поиск конструктивных решений, направленных на повышение устойчивости крепи. В качестве одного из решений возможно рассмотрение использования анкеров, устанавливаемых при выполнении ремонтных работ в стволе, позволяющего восстановить нарушенные участки выработок и обеспечить их дальнейшую безаварийную эксплуатацию.

На рисунке 3.22. представлен график прогнозного изменения напряжений во времени в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая», величины напряжения показаны как средние по горизонтам до 2020 года.



Рисунок 3.22 – График прогнозного изменения средних напряжений во времени в бетонной крепи ствола шахты «Клетевая»

Выводы

В результате проведенных исследований в значительной мере повышена степень геомеханической изученности массива горных пород Гайского месторождения.

Основные практические выводы и рекомендации, полученные при выполнении работы, сводятся к следующему.

1. Полученные величины напряжений в крепи до 0,72–2,9 МПа при совмещенном способе проходки отличаются от теоретических за счет того, что бетон не набрал полной прочности и деформировался пластично.

Для наблюдения за изменением напряженного состояния крепи в последующие годы были установлены базисы с расстоянием между реперами 1600 мм; на этих же горизонтах были сняты исходные показатели и проводился длительный геодеформационный мониторинг. Изменение напряжений фиксировалось и по реперам, установленным на базах 70 мм.

2. Зафиксировано изменение напряженно-деформированного состояния в крепи ствола шахты «Клетевая» в 2013 – 2016 гг. на величину до -12 МПа на нижних горизонтах в горизонтальном (X) направлении, и на величину до -8 МПа в вертикальном (Z) направлении.

3. Изменение напряжений в крепи ствола на базе 70 мм не превышает значения -8 МПа.

4. Установлено объемное равномерное сжатие массива во всех направлениях.

5. Подтверждена взаимосвязь изменения переменных во времени напряжений в массиве с изменениями напряженно-деформированного состояния в крепи.

Глава 4. РЕШЕНИЕ ТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ ПО ПОВЫШЕНИЮ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МОНОЛИТНОЙ БЕТОННОЙ КРЕПИ ПРИ ЭКСТРИМАЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЯХ ПЕРЕМЕННЫХ ВО ВРЕМЕНИ НАПРЯЖЕНИЙ

4.1. Основные положения

По своей геомеханической сути все способы и средства поддержания горных выработок сводятся к обеспечению такого напряженно-деформированного состояния естественного или искусственного (т.е. представленного крепью) контура выработки, которое удовлетворяло бы соответствующим прочностным критериям, определяемым из условия предельного состояния. Условие же предельного состояния, определяющее необходимую степень устойчивости выработки, задается исходя из соответствующих эксплуатационных требований.

Общая схема решения инженерных задач по обеспечению нормальной эксплуатации горных выработок включает в себя следующие этапы:

- анализ геомеханических процессов, происходящих в окружающем породном массиве в процессе строительства и эксплуатации рассматриваемых выработок;
- выявление и количественная оценка тех проявлений геомеханических процессов, которые существенным образом влияют на устойчивость выработок;
- разработка технических мероприятий по обеспечению безопасной и эффективной эксплуатации выработок.

После исчерпания резервов несущей способности бетонной крепи, в качестве решения по повышению ее несущей способности может рассматриваться установка анкеров. Анкерную крепь как элемент упрочнения массива применяют в сочетании с другими видами крепи при креплении стволов, пройденных в породах I–IV категории устойчивости. В зависимости от устойчивости и физико-механических свойств горных пород применяют различные конструкции и технологии возведения анкерной крепи.

При укреплении бетонной крепи ствола возможна установка анкерной крепи с клетки через возведенную монолитную бетонную крепь. Анкера образуют взаимосвязанную систему монолитная бетонная крепь – анкера – породный массив, при этом концы штанг, связанных с крепью, могут выполнять функцию поперечной арматуры в бетоне.

Эффективность повышения несущей способности крепи с помощью установки анкеров будет зависеть от принятой конструкции анкера.

При упрочнении бетонной крепи вертикальных стволов наибольшее распространение получили железобетонные анкера контактного действия. При данной технологии целесообразна схема установки анкеров, представленная на рисунке 4.1. Такое решение позволяет существенно упростить конструкцию анкера, отказаться от использования опорной плиты с болтовым соединением. Закрепление анкеров по всей длине шпура обеспечит надежную связь элементов системы.

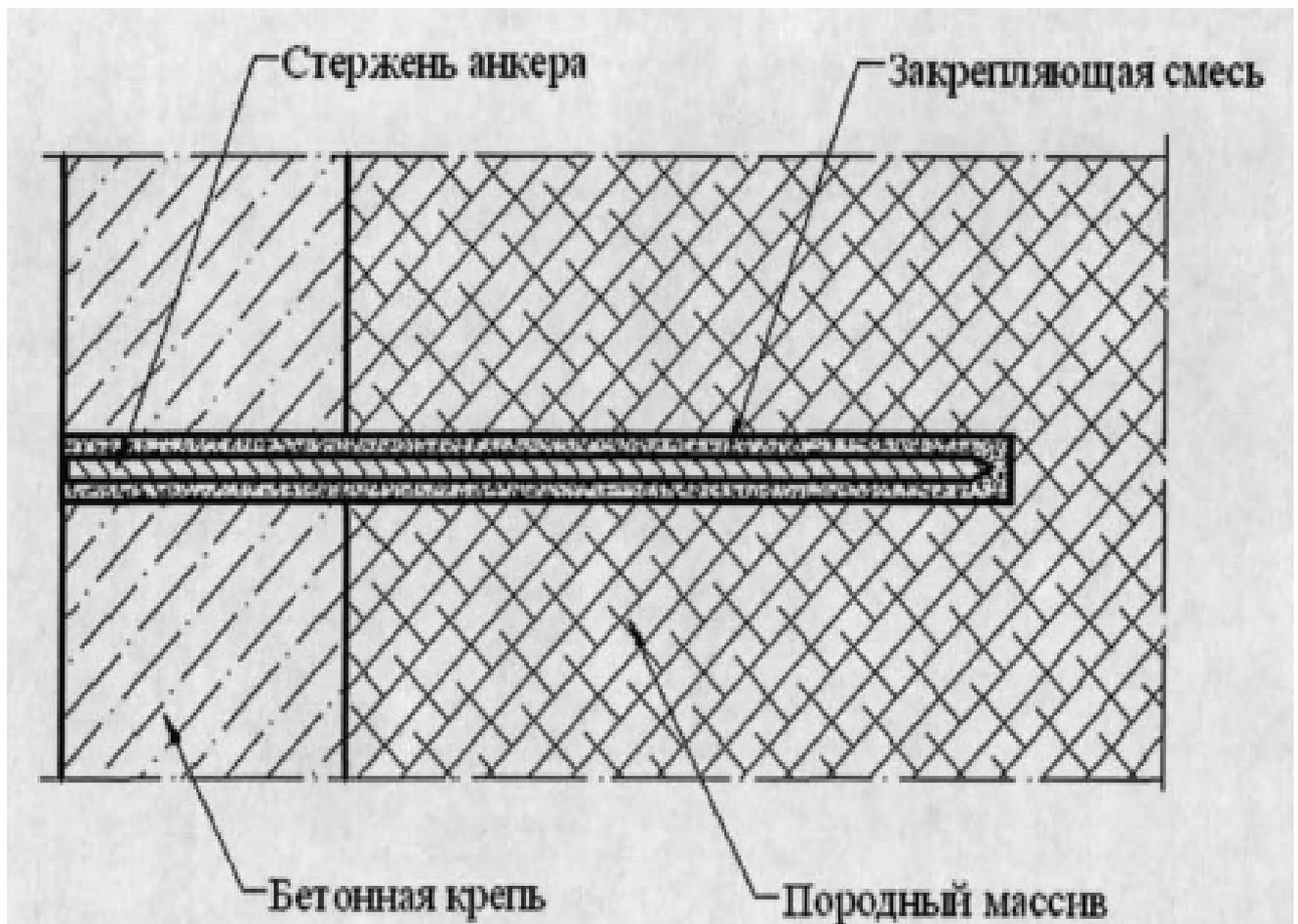


Рисунок 4.1 – Схема установки анкера через монолитную бетонную крепь

При натяжении установленных анкеров возникающие усилия через элементы крепи передаются на массив, что повышает трение на контактах породных слоев, ограничивает их перемещение, перераспределяя нагрузки на боковые породы за счет повышения эффекта арочности или запираения. За счет этого обеспечивается рациональный режим податливости системы крепь - массив и повышение ее несущей способности.

В то же время необходимо отметить, что в существующих методиках расчета анкерной крепи вертикальных стволов [38, 46, 47, 50, 59 и др.] анкера рассматриваются только как элемент упрочнения массива. Вместе с тем в работе [77] описан опыт установки анкерной крепи через возведенную основную крепь при реконструкции стволов, упрочнении наиболее сложных участков выработок и в других случаях. Таким образом, при проведении исследований первоначально рассчитывалась модель без включения анкеров, а затем с их включением. При этом варьировали основные параметры анкерной крепи: длина стрежней изменялась в пределах $L = 0,5 \div 3,0$ м, диаметр $d = 16 \div 24$ мм, шаг установки анкеров по глубине ствола – 1,0 м, а расстояние между анкерами в ряду $h = 0,5 \div 1,5$ м (плотность установки $0,66 - 2$ анк/м²). Контакт анкерного стержня с крепью и породой задавался из условия жесткой заделки стержня по всей длине шпура. В результате расчета моделей определяли все компоненты напряжений в сечении монолитной бетонной крепи, далее выполняли анализ и статистическую обработку полученных данных с определением значений коэффициента упрочнения $K_{упр}$ в различных условиях.

На основании анализа данных работы [61] установлены основные факторы, влияющие на величину коэффициента $K_{упр}$. Значение коэффициента $K_{упр}$ при закреплении штанг по всей длине шпура зависит от основных параметров анкерной крепи: длины L , диаметра d и плотности установки P (рисунки 4.2 – 4.4). Коэффициент $K_{упр}$ возрастает по параболической зависимости при увеличении длины анкеров и плотности их установки, линейно увеличивается при росте диаметра стержня анкера [78].

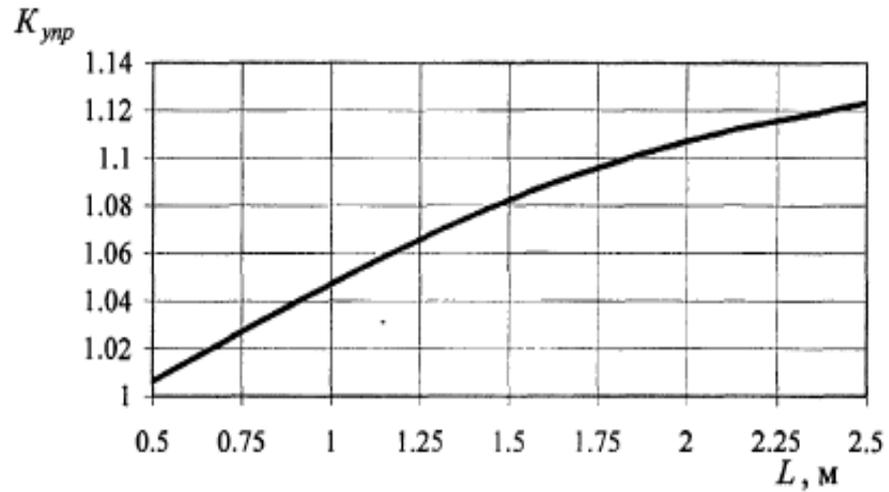


Рисунок 4.2 – Зависимость коэффициента $K_{унр}$ от длины анкерной репи

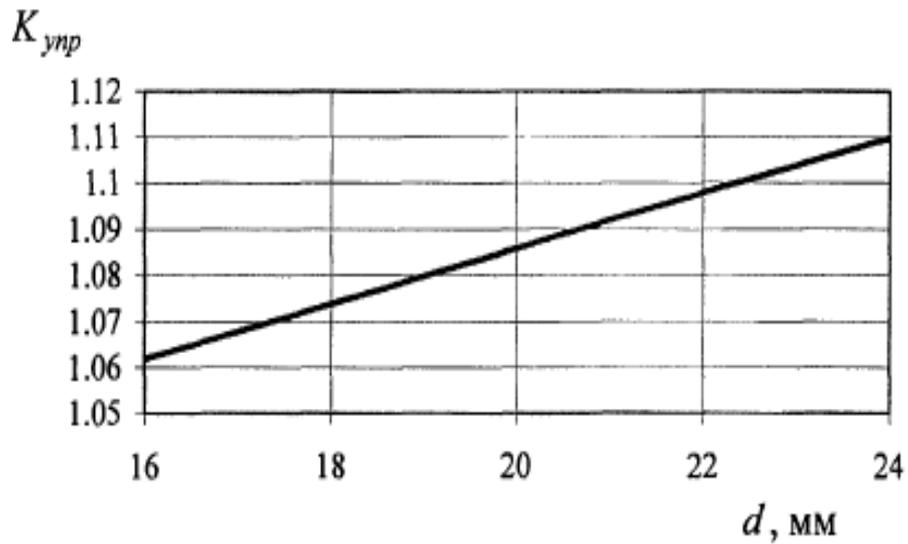


Рисунок 4.3 – Зависимость коэффициента $K_{унр}$ от диаметра анкеров

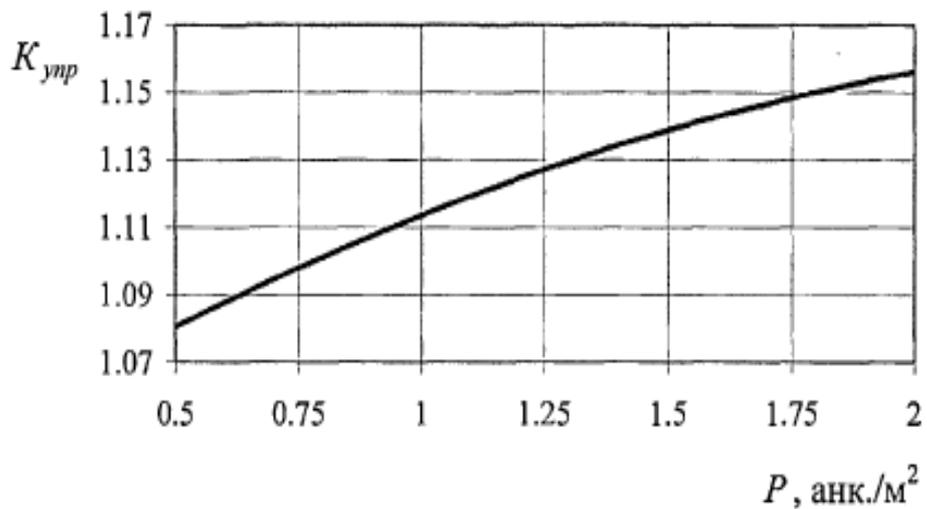


Рисунок 4.4 – Зависимость коэффициента $K_{унр}$ от плотности установки анкеров

Анкерное упрочнение изменяет картину распределения нормальных и тангенциальных напряжений в бетонной крепи. Помимо эффекта упрочнения окружающего массива в этом случае сама монолитная бетонная крепь с установленными через нее анкерами контактного действия, связанными как с самой крепью, так и с породным массивом, может рассматриваться как вариант комбинированной крепи, в которой анкера выполняют функцию поперечной арматуры в бетоне. Об эффективности такой конструкции было сказано выше, однако достаточного научного обоснования данная технология не имеет.

В целом проведенный анализ показал, что в качестве перспективного направления совершенствования технологии укрепления вертикальных стволов можно выделить переход на монолитные бетонные крепи, упрочненные анкерами. В то же время в шахтном строительстве возможности применения метода анкерного упрочнения весьма ограничены, он мало исследован и нуждается в дальнейшем совершенствовании. Перспективным является переход на комбинированное анкерно-бетонное крепление, однако для более широкого внедрения этой технологии необходимо дальнейшее изучение процессов совместного взаимодействия системы монолитная бетонная крепь – анкера – породный массив и адаптация технологии установки анкеров через монолитную бетонную крепь.

4.2. Определение исходных данных для выбора и расчета параметров крепи и методов управления горным давлением

Считая, что вопрос о коэффициенте концентрации напряжений на контуре стенок ствола от действия продольной силы σ_z решен с достаточной точностью, рассмотрим с точки зрения теории упругости напряжения на контуре стенок ствола от действия в массиве природных горизонтальных напряжений.

С учетом прогнозного тренда изменения переменных во времени напряжений в 2020 году $\sigma_{A\Phi}$ достигнут -30 МПа [34]. Для этих условий определяем тангенциальные $\sigma_{\theta(\kappa)}$ и радиальные $\sigma_{\rho(\kappa)}$ напряжения в крепи.

$$\sigma_{\rho(\kappa)} = \frac{A}{B}, \quad (4.1)$$

$$\sigma_{\theta(\kappa)} = \frac{2\sigma_{\rho(\kappa)}r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)}, \quad (4.2)$$

$$\text{где } A = \frac{2\sigma_{A\Phi}(1 - \mu_n^2)}{E_n};$$

$$B = \frac{1 + \mu_n}{E_n} + \frac{C}{E_B};$$

$$C = \frac{(1 - \mu_B)r_2^2 + (1 + \mu_B)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)};$$

r_1 – радиус ствола в свету, м;

r_2 – радиус ствола в черне, м;

E_n – модуль упругости массива пород;

μ – коэффициент Пуассона;

$\sigma_{A\Phi}$ – тектонически-пульсирующие напряжения, МПа.

Таким образом, для участка массива расчетный уровень первоначальных напряжений на основании новой гипотезы формирования напряжений в массиве горных пород принимаем в соответствии со следующими формулами:

$$\sigma_x^n = (\lambda\gamma H + \sigma_{xm}) + \sigma_{A\Phi}, \quad (4.3)$$

$$\sigma_y^n = (\lambda\gamma H + \sigma_{ym}) + \sigma_{A\Phi}, \quad (4.4)$$

По гипотезе формирования напряжений в массиве горных пород на Гайском месторождении величины напряжений в любое время в соответствии с графиком, представленным на рисунке 2.13, и на любой глубине можно выразить зависимостями:

$$\sigma_x^n = (\sigma_x^o - 0,027H) + \sigma_{A\Phi} = -12 - 0,027H + \sigma_{A\Phi}, \quad (4.5)$$

$$\sigma_y^n = (\sigma_y^o - 0,027H) + \sigma_{A\Phi} = +6 - 0,027H + \sigma_{A\Phi}. \quad (4.6)$$

Рассмотрим, что на бесконечности действуют природные напряжения σ_x^n и σ_y^n , а изнутри на стенки ствола влияет подпор крепи $\sigma_{\rho(\kappa)} = \sigma_x^I = \sigma_y^I$. При условии, что σ_x^n и σ_x^I ; σ_y^n и σ_y^I действуют по одной оси, можно получить уравнение по определению напряжений на контуре породного массива с крепью (рисунок 4.5) от действия вышеуказанных напряжений [14].

$$\sigma_{\rho} = \frac{1}{2} \left[K_1 - \frac{r_1^2}{\rho^2} (K_1 - K_2) \right] + \frac{1}{2} \left[K_3 + K_4 \left(3 \frac{r_1^4}{\rho^4} - 4 \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) \right] \cos 2\theta, \quad (4.7)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \left[K_1 + \frac{r_1^2}{\rho^2} (K_1 - K_2) \right] - \frac{1}{2} \left[K_3 + 3 \frac{r_1^4}{\rho^4} K_4 \right] \cos 2\theta, \quad (4.8)$$

где $K_1 = \sigma_x^n + \sigma_y^n$; $K_2 = \sigma_x^l + \sigma_y^l$; $K_3 = \sigma_x^n - \sigma_y^n$; $K_4 = (\sigma_x^n - \sigma_y^n) - (\sigma_x^l - \sigma_y^l)$.

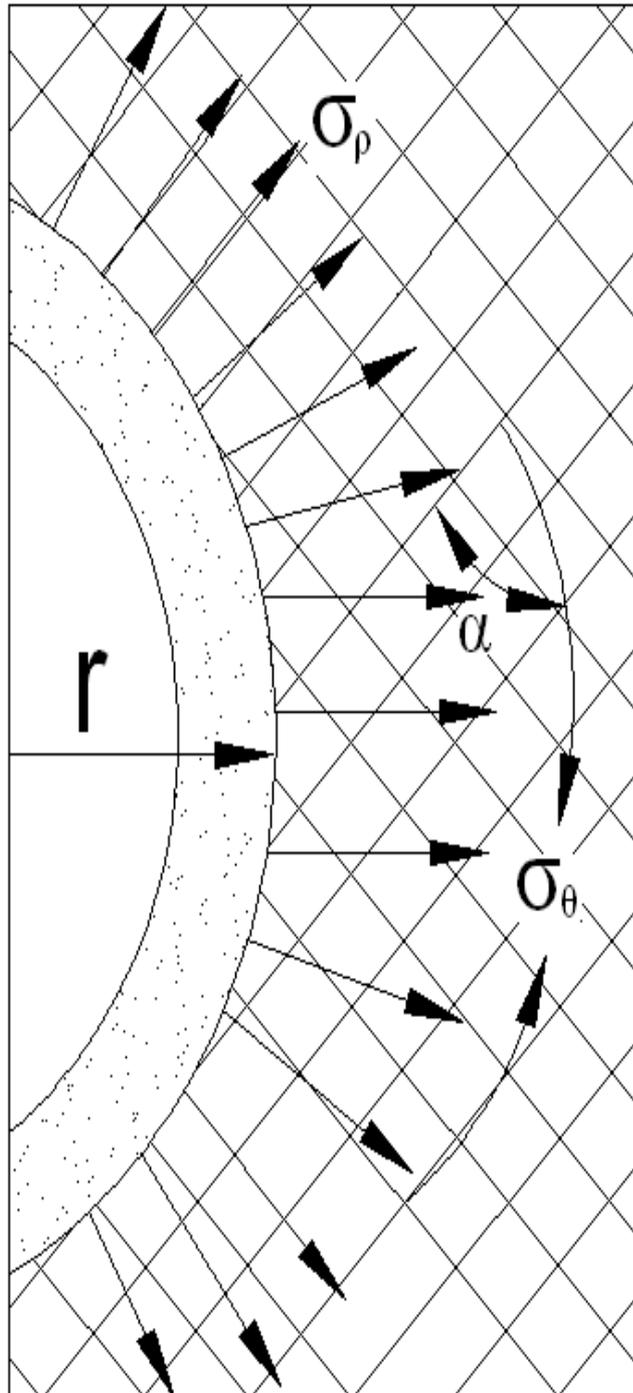


Рисунок 4.5 – Схема действия напряжений на контуре выработки

Проверяем полученные напряжения на контуре выработки на условие устойчивости.

Согласно условию устойчивости сдвигающие усилия должны быть меньше удерживающих.

$$\frac{\sigma_{\theta} - \sigma_{\rho}}{2} \sin 2\alpha \leq C + \operatorname{tg} \varphi (\sigma_{\theta} \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_{\rho} \cos^2 \alpha), \quad (4.9)$$

где C и φ – соответственно, сцепление и угол междублокового трения рассматриваемого объема массива, численно равные значениям сцепления и угла внутреннего трения породы, получаемым при лабораторных испытаниях образцов, МПа и град [65].

$$C = \frac{\sigma_{сж}}{2} \operatorname{tg} \left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (4.10)$$

где $\sigma_{сж}$ – предел прочности на сжатие массива горных пород.

Рассмотрим условия в районе горизонта -1075 м Гайского подземного рудника, где массив представлен туфобрекчиями липаритодацитового состава с пределом прочности на сжатие $\sigma_{сж} = -122,1$ МПа.

Напряжения, действующие на контуре выработки, при условии, что $r=\rho$, $\sigma_x^n = -70$ МПа; $\sigma_y^n = -53$ МПа; $\sigma_{\rho(\kappa)} = \sigma_x^l = \sigma_y^l$, составят:

$$\sigma_{\rho(\kappa)} = \frac{-95,7 \cdot 10^5}{38,3 \cdot 10^5} = -2,4 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\theta(\kappa)} = \frac{2 \cdot (-2,4) \cdot 3,15^2}{3,15^2 - 2,75^2} = -20,1 \text{ МПа}.$$

При $\theta = 0^{\circ}$; $\cos 2\theta = 1$ расчет представлен по формулам (1.38); (1.39).

При $\theta = 90^{\circ}$; $\cos 2\theta = -1$ расчет представлен по формулам (1.40); (1.41).

Проверяем полученные данные на контуре выработки на условие устойчивости:

$$\frac{-154 - (-2,4)}{2} \sin 2\alpha \geq -32 + \operatorname{tg} 15^{\circ} (-154 \cdot \sin^2 40^{\circ} + (-2,4 \cdot \cos^2 40^{\circ})), \text{ т.е. } 68,2 \geq 49,2.$$

В этом случае условие устойчивости, представленное в выражении (4.9), не будет выполняться.

Вследствие этого одной из основных задач является поиск конструктивных и технологических решений. Эта задача решается за счет применения упрочняющих видов крепления: анкерованием приконтурного массива штанговыми или тросовыми анкерами, смолоинъекцией, цементацией и прочими способами повышения сцепления между структурными породными блоками.

4.3. Расчет влияния анкерования приконтурного массива, установленного через бетонную крепь шахтных стволов

Рассмотрим сосредоточенную силу $P_{шт}$, приложенную к бесконечно большой границе $АС$. Происходит распределение нагрузки по толщине бетонной крепи, как показано на рисунке 4.6. Толщина крепи принимается равной единице, так что P – нагрузка на единицу толщины крепи.

Распределение напряжений зависит от сил, действующих на всей замкнутой границе, например $АСA_1C_1$, а не только от условий $АС$. Это справедливо и тогда, когда граница $АСA_1C_1$ уходит на бесконечность. Данная задача решается простым радиальным распределением напряжений. Любой элемент B , расположенный на расстоянии r от точки приложения силы, подвергается простому сжатию в радиальном направлении.

Рассмотрим плоскость A_1C_1 , находящуюся на расстоянии a от края крепи, где a – мощность крепи.

Если $P_{шт}$ распределить по линии OD , то средняя нагрузка P_{cp} по линии составит на ширине 1 см

$$P_{cp} = \frac{P_{шт}}{100_{см} \cdot 1_{см}}, \quad (4.11)$$

где $P_{шт}$ – сосредоточенная сила.

Для большинства конструктивных параметров сталеполимерных и железобетонных анкеров, применяемых в настоящее время на рудниках, в качестве критического фактора, определяющего сдерживающее влияние анкера, как правило, выступает прочность арматурного стержня на разрыв.

Для арматурных стержней периодического профиля диаметром 16 мм с площадью поперечного сечения $S = 0,0002 \text{ м}^2$, изготовленных из стали А – III с пределом текучести $[\sigma_{cm}] = 500 \text{ МПа}$, сдерживающее усилие каждого анкера составит:

$$P_{шт} = [P_c] = 500 \text{ МПа} \cdot 0,0002 \text{ м}^2 = 0,1 \text{ МН} = 10 \text{ т.}$$

$$P_{cp} \text{ кг/см}^2 = 0,01, P_{шт} \text{ кг/см}^2 = 0,001P_{шт}, \text{ МПа.}$$

$$\text{Если } P_{шт} = 10000 \text{ кг, то } P_{cp} = 10 \text{ МПа.}$$

Принимаем анкера несущей способностью 10 т, мощность крепи $a=40 \text{ см}$, а сетка анкерования $1,0 \times 1,0 \text{ м}$ при $P_{cp} = 10 \text{ МПа} = 100 \text{ кг/см}^2$.

Реакция противодействия крепи, действующие по периметру контура выработки увеличивает отпор поддерживающей крепи на следующие значения:

$$\sigma_y = \frac{2P_{cp}}{\pi \cdot a} \cos^4 \theta. \quad (4.12)$$

При $\theta = 0^0; 20^0; 40^0; 60^0$

$$\sigma_{y0^0} = \frac{2 \cdot 100}{3,14 \cdot 40} \cos^4 0^0 = -1,59 \text{ кг/см}^2 = -0,159 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{y20^0} = \frac{2 \cdot 100}{3,14 \cdot 40} \cos^4 20^0 = -1,23 \text{ кг/см}^2 = -0,123 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{y40^0} = \frac{2 \cdot 100}{3,14 \cdot 40} \cos^4 40^0 = -0,54 \text{ кг/см}^2 = -0,054 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{y60^0} = \frac{2 \cdot 100}{3,14 \cdot 40} \cos^4 60^0 = -0,1 \text{ кг/см}^2 = -0,01 \text{ МПа}.$$

На рисунке 4.6 представлено графическое распределение напряжений σ_y вдоль плоскости $A_I C_I$.

В точке приложения нагрузки напряжение теоретически неограниченно велико, поскольку конечная сила в этой точке действует на бесконечно малой площади [86]. В действительности нагрузка распределяется по площадке хотя и малой, но конечной ширины. Уравнение теории упругости в этом случае можно применить к остальной части крепи. Крепь используется для распределения нагрузки и создания подпора не в точке, а по поверхности.

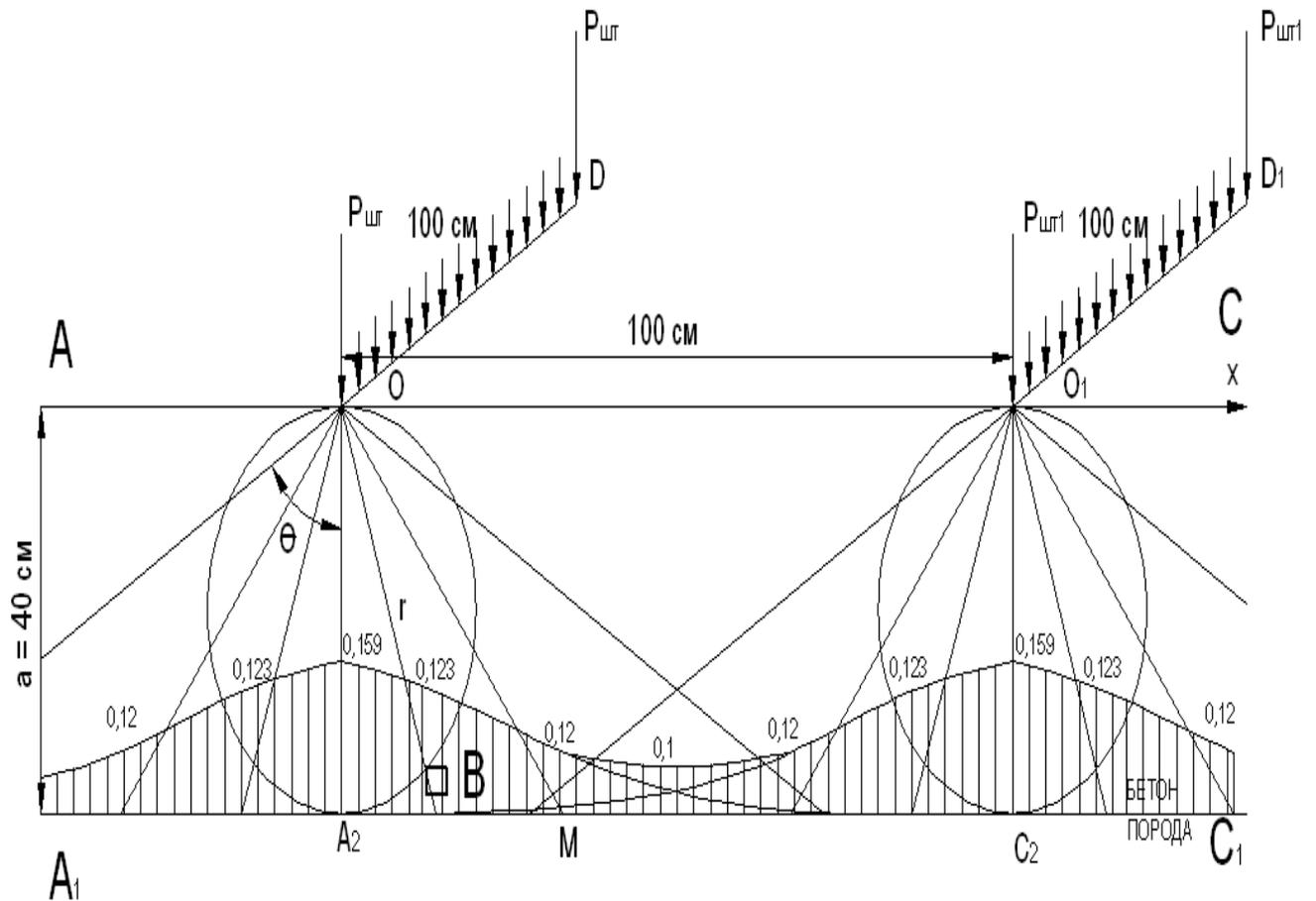


Рисунок 4.6 – Графическое распределение напряжений σ_y вдоль плоскости A_1C_1 по сетке анкерования 1,0x1,0 м и более

Подставив эти данные в выражения (4.1–4.2), получаем новые значения, представленные ниже, увеличенные за счет анкерования. Затем находим напряжения, действующие на контуре выработки с учетом анкерования при условии, что $r = \rho$, $\sigma_x^n = -70$ МПа; $\sigma_y^n = -53$ МПа; $\sigma_{\rho(\kappa)} = \sigma_x^l = \sigma_y^l = -2,559$ МПа.

При $\theta = 0^0$; $\cos 2\theta = 1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-123 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 5,1) \right] + \frac{1}{2} \left[-17 - 17 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot 1 = -2,5 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-123 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 5,1) \right] - \frac{1}{2} \left[-17 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 17 \right] \cdot 1 = -86,3 \text{ МПа.}$$

При $\theta = 0^0$; $\cos 2\theta = -1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-123 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 5,1) \right] + \frac{1}{2} \left[-17 - 17 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot -1 = -2,5 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \left[-123 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-123 + 5,1) \right] - \frac{1}{2} \left[-17 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 17 \right] \cdot -1 = -153 \text{ МПа.}$$

Проверяем полученные данные на контуре выработки на условие устойчивости:

$$\frac{-153 - (-2,5)}{2} \sin 2\alpha \geq -32 + \operatorname{tg} 15^\circ (-153 \cdot \sin^2 40^\circ - 2,5 \cdot \cos^2 40^\circ), \text{ т.е. } 67,5 \geq 49,1.$$

В этом случае анкерная крепь может оказывать несущественное влияние на устойчивость массива и не обеспечивает его устойчивости.

4.4. Оценка эффективности комбинированного крепления

Эффективность упрочнения монолитной бетонной крепи анкерами контактного действия зависит от свойств вмещающих пород и крепи. Она возрастает в слабых породах, при уменьшении модуля упругости и увеличении коэффициента Пуассона; однако достаточного научного обоснования данная технология не имеет.

Рассчитываем тангенциальные $\sigma_{\theta(\kappa)}$ и радиальные $\sigma_{\rho(\kappa)}$ напряжения в крепи по формулам (4.1–4.2) при условиях: $E_n = 0,2 \cdot 10^5$; $\sigma_{сж} = 70$ МПа; $\varphi = 15$; $C = 18,2$ МПа.

$$\sigma_{\rho(\kappa)} = \frac{A}{B} = \frac{-136,5 \cdot 10^{-5}}{42,5 \cdot 10^{-5}} = -3,2 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{\theta(\kappa)} = \frac{2\sigma_{\rho(\kappa)}r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)} = \frac{2 \cdot (-3,2) \cdot 3,15^2}{3,15^2 - 2,75^2} = -16,9 \text{ МПа,}$$

$$\text{где } A = \frac{2\sigma_{A\Phi}(1 - \mu_n^2)}{E_n},$$

$$B = \frac{1 + \mu_n}{E_n} + \frac{C}{E_B},$$

$$C = \frac{(1 - \mu_B)r_2^2 + (1 + \mu_B)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)},$$

r_1 – радиус ствола в свету, 2,75 м;

r_2 – радиус ствола вчерне, 3,15 м;

$\sigma_{A\phi}$ – переменные во времени напряжения, равные 15 МПа;

E_n – модуль упругости массива пород;

μ – коэффициент Пуассона, равный 0,3.

Определяем напряжения на контуре породного массива с крепью с учетом действия отпора крепи.

Напряжения, действующие на контуре выработки, при условии, что $r = \rho = 3,15\text{ м}$, $\sigma_x^n = -25\text{ МПа}$; $\sigma_y^n = -19\text{ МПа}$; $\sigma_{\rho(\kappa)} = \sigma_x^I = \sigma_y^I = -3,2\text{ МПа}$, составят:

При $\theta = 0^0$; $\cos 2\theta = 1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-44 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] + \frac{1}{2} \left[-6 - 6 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot 1 = -3,2\text{ МПа},$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-44 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] - \frac{1}{2} \left[-6 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 6 \right] \cdot 1 = -28,8\text{ МПа},$$

При $\theta = 90^0$; $\cos 2\theta = -1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-44 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] + \frac{1}{2} \left[-6 - 6 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot -1 = -3,2\text{ МПа},$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-44 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 6,4) \right] - \frac{1}{2} \left[-6 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 6 \right] \cdot -1 = -52,8\text{ МПа}.$$

После этого проверяем полученные напряжения на контуре выработки на условие устойчивости:

$$\frac{-52,8 - (-3,2)}{2} \sin 2\alpha \geq 18,2 + \operatorname{tg} 15^0 (-52,8 \cdot \sin^2 40 - 3,2 \cdot \cos^2 40^0), \text{ т.е. } 24,8 \geq 24,5.$$

В данных условиях работы бетонной крепи уравнение устойчивости не будет выполняться.

В результате проведенных исследований в случае увеличения переменных во времени напряжений до уровня, превышающего предел прочности бетонной крепи, потребуется разработка конструктивных решений по повышению несущей способности монолитной бетонной крепи. Отмечается перспективность применения в вертикальных стволах в сочетании с основным видом крепи анкеров различной конструкции при выполнении в стволах ремонтных работ, позволивших

восстановить нарушенные участки выработок и обеспечить в дальнейшем их безаварийную эксплуатацию.

Кроме того, в рассматриваемых условиях массив за счет эффекта "армирования", или "сшивки", породных слоев анкера способны повышать "первоначальный" предел прочности приконтурного массива, даже при традиционно применяемых сетках анкерования: 0,5x0,5 м и более, как показано на рисунке 4.7.

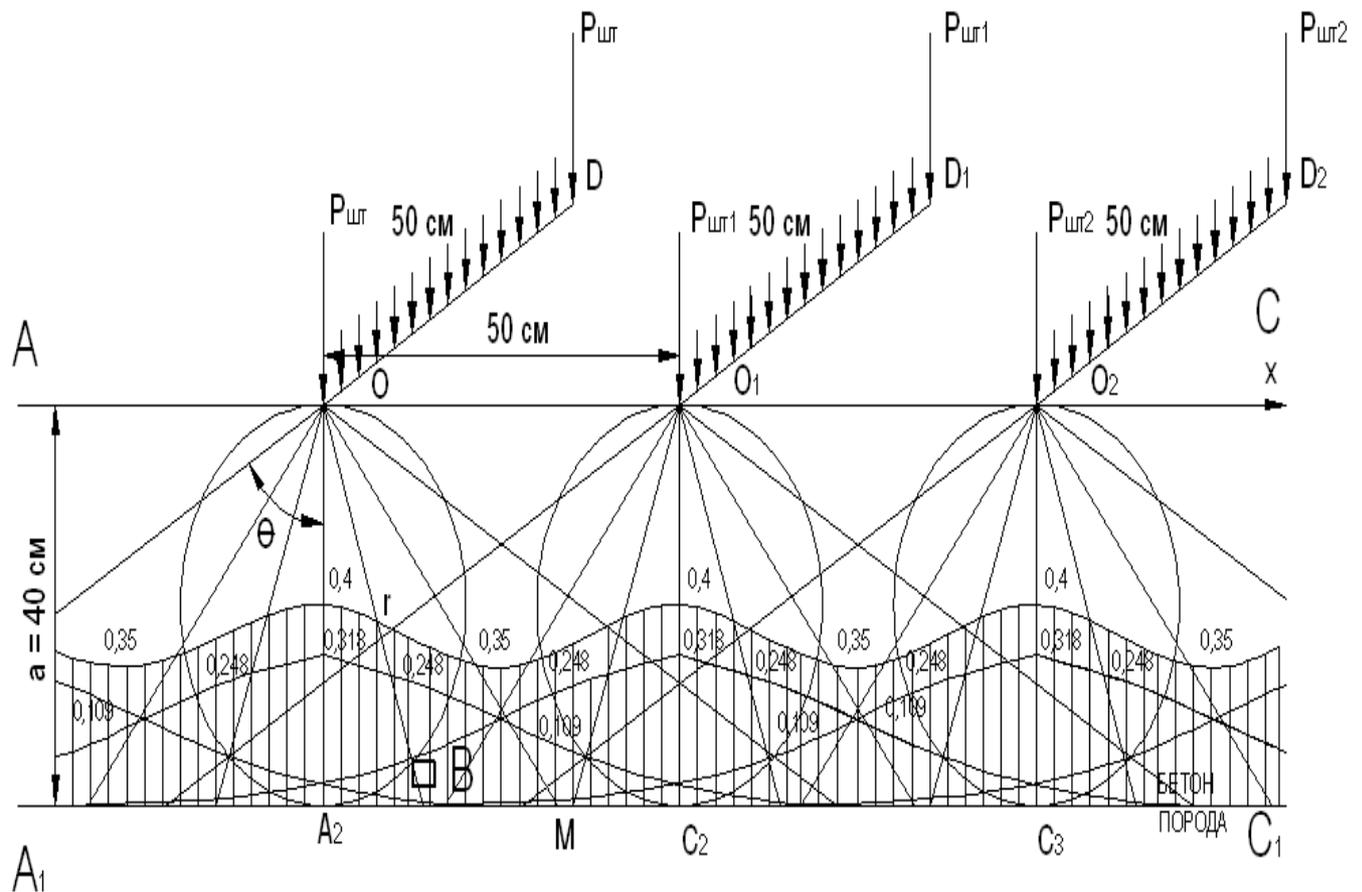


Рисунок 4.7 – Графическое распределение напряжений σ_y вдоль плоскости A_1C_1 по сетке анкерования 0,5x0,5 м

Согласно формуле (4.10) эта реакция противодействия увеличивает отпор поддерживающей крепи на следующие значения:

при $\theta = 0^\circ; 20^\circ; 40^\circ; 60^\circ$

$$\sigma_{y0^\circ} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 0^\circ = -3,18 \text{ кг/см}^2 = -0,318 \text{ МПа} ,$$

$$\sigma_{y20^\circ} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 20^\circ = -2,48 \text{ кг/см}^2 = -0,248 \text{ МПа} ,$$

$$\sigma_{y40^0} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 40^0 = -1,09 \text{ кг/см}^2 = -0,109 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{y60^0} = \frac{2 \cdot 200}{3,14 \cdot 40} \cos^4 60^0 = -0,2 \text{ кг/см}^2 = -0,02 \text{ МПа}.$$

Подставляем полученные данные с учетом подпора крепи, тогда условие устойчивости будет выполнено.

Напряжения, действующие на контуре выработки при условии, что $r = \rho = 3,15 \text{ м}$, $\sigma_x^n = -25 \text{ МПа}$; $\sigma_y^n = -19 \text{ МПа}$; $\sigma_{\rho(\kappa)} = \sigma_x^l = \sigma_y^l = -3,6 \text{ МПа}$, составят:

при $\theta = 0^0$; $\cos 2\theta = 1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-44 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 7,2) \right] + \frac{1}{2} \left[-6 - 6 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot 1 = -3,6 \text{ МПа},$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-44 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 7,2) \right] - \frac{1}{2} \left[-6 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 6 \right] \cdot 1 = -28,4 \text{ МПа}.$$

при $\theta = 90^0$; $\cos 2\theta = -1$

$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} \left[-44 - \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 7,2) \right] + \frac{1}{2} \left[-6 - 6 \left(3 \frac{3,15^2}{3,15^2} - 4 \frac{3,15^2}{3,15^2} \right) \right] \cdot -1 = -3,6 \text{ МПа},$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left[-44 + \frac{3,15^2}{3,15^2} (-44 + 7,2) \right] - \frac{1}{2} \left[-6 + 3 \frac{3,15^2}{3,15^2} 6 \right] \cdot -1 = -52,4 \text{ МПа}.$$

Проверяем полученные данные на контуре выработки на условие устойчивости.

$$\frac{-52,4 - (-3,6)}{2} \sin 2\alpha \leq 18,2 + \text{tg} 15^0 (-52,4 \cdot \sin^2 40 - 3,6 \cdot \cos^2 40^0), \text{ т.е. } 24,4 \leq 24,7.$$

В данных условиях работы бетонной крепи анкерная крепь изменяет картину распределения нормальных и тангенциальных напряжений в бетонной крепи и может обеспечить устойчивость массива.

В результате исследований было также установлено, что эффективность упрочнения монолитной бетонной крепи анкерами контактного действия зависит от свойств вмещающих пород и крепи. Она возрастает в слабых породах, при уменьшении модуля упругости и увеличении коэффициента Пуассона.

В целом проведенные исследования показали, что упрочнение монолитной бетонной крепи анкерами может считаться эффективным способом повышения несущей способности крепи в процессе взаимодействия системы крепь – порода.

4.5. Технические решения по обеспечению устойчивости бетонной крепи вертикальных стволов

4.5.1. Повышение устойчивости бетонной крепи стволов

Проведенные исследования показали, что усиление, или повышение несущей способности бетонной крепи можно произвести двумя путями установкой комбинированной крепи (анкерно-бетонной крепи); упрочнением окружающего массива с помощью цементации.

Для определения параметров комбинированной крепи необходимо знать размер зоны нарушенных пород h_n (активной трещиноватости) вокруг ствола [56]. Размер зоны нарушенных пород h_n определяется по формуле

$$h_n = 0,1 + 0,22R + 0,06J_m + 0,13K, \text{ м}, \quad (4.13)$$

где R – радиус ствола в проходке, м;

J_m – интенсивность трещиноватости массива, тр/м;

$K = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – отношение горизонтальных напряжений к вертикальным, действующим в массиве.

вующим в массиве.

При таком размере зоны нарушенных пород принимают длину арматурного стержня не менее h_n , м.

Усиление крепи основной части ствола можно выполнить анкерами Ø16–24 мм (горячекатаная арматурная сталь периодического профиля А-III). Закрепление анкеров производится растворами на основе быстро схватывающегося цемента или полимерными и шлакосиликатными составами.

Упрочнение массива с помощью цементации обеспечивает более равномерное распределение напряжений по периметру ствола. Кроме того как показывает анализ состояния устойчивости массива, при проходке ствола в закрепном пространстве образуются зоны нарушенных пород. Данные нарушения породы в экс-

тремальных условиях переменных во времени напряжений могут прийти в движение, что приведет к разрушению крепи. Поэтому необходимо производить упрочнение массива путем цементации, что позволит увеличить деформационные свойства массива примерно в 1,5 раза [67].

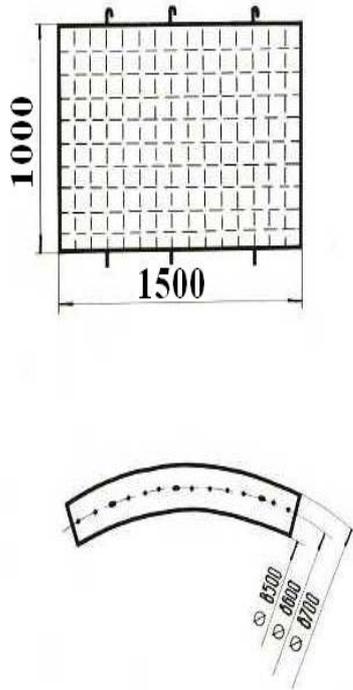
4.5.2. Технические решения по технологии крепления вновь строящихся стволов шахт

Для вновь строящихся шахт проведенные исследования показывают, что применение бетонной крепи для поддержания стволов в условиях экстремальных значений переменных во времени напряжений не обеспечит необходимого запаса прочности, т.е. действующие напряжения в крепи могут превысить нормативную прочность бетона.

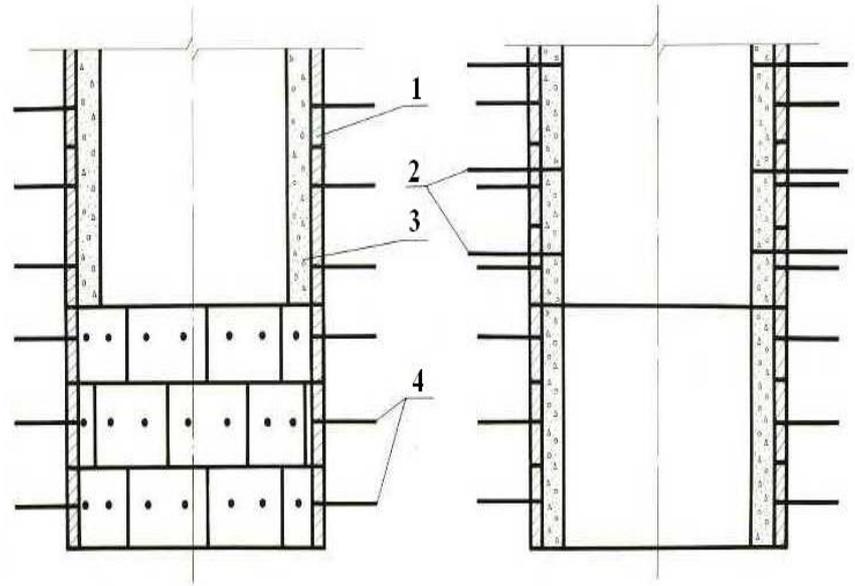
Одно из технических решений для вновь строящихся стволов, где можно применять бетонную крепь, – это рекомендации по ее усилению на период проходки и эксплуатации.

Для более равномерного распределения напряжений в крепи и повышения ее устойчивости рекомендуется применять податливое закрепное пространство [60]. Сущность конструкции предложенного податливого закрепного пространства заключается в применении армированных битумных блоков толщиной 15–20 см, высотой 100 см и длиной по периметру 100–120 см. Такие блоки можно изготавливать на поверхности с отливкой в специальных формах. Данные блоки навешиваются вслед за уборкой породы и могут служить в качестве временной крепи на период проходки одной заходки (рисунок 4.8). Для повышения устойчивости массива пород вокруг ствола на период проходки данные блоки рекомендуется закреплять к массиву с помощью штанг.

Арматурный битумный блок



Технология проходки ствола с образованием податливого пространства



- 1 - Податливое закрепное пространство
- 2 - Скважины для тампонажа закрепного пространства
- 3 - Бетонная крепь
- 4 - Штанги для крепления битумных блоков

Рисунок 4.8 – Способ повышения несущей способности бетонной крепи ствола

Учитывая, что стволы будут работать в сложных условиях, можно рекомендовать тубинговую крепь из тубингов марки 85Н с тампонажем закрепного пространства цементно-песчаной смесью и последующим упрочнением массива путем цементации, что обеспечит устойчивое состояние ствола. Расчетное сопротивление чугуна на сжатие составляет $R_{\text{чуг}}=210\text{МПа}$. Особенно необходим более тщательный тампонаж закрепного пространства в местах интенсивных вывалообразований при проходке. В таблице 4.1 приведены значения напряжений, которые могут возникнуть в крепи при экстремальных значениях переменных во времени напряжений. В таких условиях бетонная крепь не обеспечит устойчивости ствола, поэтому необходимо применять крепь из чугунных тубингов.

Таблица 4.1 – Прогнозные напряжения в крепи при экстремальных значениях переменных во времени напряжений

| Вид крепи | Горизонт -830м | Горизонт -910м | Горизонт -990м | Горизонт -1075м | Горизонт -1390м | Горизонт -1390м |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| $\sigma_{\Theta(k)}$ бетон, МПа | -20,38 | -20,38 | -18,8 | -23,5 | -22,97 | -23,5 |
| $\sigma_{\Theta(k)}$ чугун, МПа | -68,38 | -68,38 | -66,8 | -59,19 | -58,66 | -59,19 |

В данных местах тампонаж закрепного пространства производится на величину размера вывала.

Упрочнение массива путем цементации позволит создать вокруг ствола упорченную породо-бетонную оболочку и повысить несущую способность крепи.

Сравнивая расчетные величины напряжений в крепи с расчетным сопротивлением чугуна, можно отметить, что тубинговая крепь с тампонажем закрепного пространства толщиной 30 см обеспечит устойчивое состояние ствола при прогнозируемых условиях работы.

Выводы

1. Анкерное упрочнение изменяет картину распределения нормальных и тангенциальных напряжений в бетонной крепи. В результате исследований было установлено, что эффективность анкерного упрочнения системы порода – бетон зависит от свойств вмещающих пород и крепи. Она возрастает в слабых породах, при уменьшении модуля упругости и увеличении коэффициента Пуассона.

2. При натяжении установленных к контуру выработки анкеров возникающие усилия через элементы крепи передаются на массив, что повышает трение на контактах породных слоев, ограничивает их перемещение, перераспределяя нагрузки на боковые породы за счет повышения эффекта арочности или запираения. За счет этого обеспечивается рациональный режим податливости системы крепь – массив и повышение ее несущей способности.

3. С целью повышения устойчивости крепи для вновь строящихся стволов шахт в условия экстремальных значений переменных во времени напряжений, с целью повышения устойчивости крепи учитывая, что стволы будут работать в сложных условиях, можно рекомендовать тубинговую крепь с тампонажем закрепного пространства цементо-песчаной смесью и последующее упрочнение массива путем цементации, что обеспечит устойчивое состояние ствола.

Рекомендована конструкция податливого закрепного пространства бетонной крепи с целью более равномерного распределения напряжений в крепи в виде армированных блоков, которые могут служить на период проходки как временная крепь.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Диссертация представляет собой законченную научно-квалификационную работу. В ней дано решение актуальной научной задачи, заключающейся в научном обосновании исходных параметров напряженного состояния массива горных пород для совершенствования метода расчета напряжений в монолитной бетонной крепи, что позволит обеспечить устойчивость шахтных стволов на весь срок эксплуатации, и имеющей важное значение для науки и практики горнорудной промышленности.

Основные научные результаты, практические выводы и рекомендации:

1. К главным геомеханическим факторам, влияющим на эффективность и безопасность горных работ, следует отнести физико-механические свойства массива, а не образца, природные напряжения в массиве горных пород и их концентрацию в приконтурном массиве горных выработок.

2. Предложена новая структура поля напряжений в земной коре, даны параметры переменных во времени напряжений с их хронологической привязкой.

3. Расчет напряженно-деформированного состояния бетонной крепи шахтных стволов необходимо производить с учетом природных напряжений, рассматривая их вариации во времени.

$$\sigma_z^n = -\gamma H + \sigma_{zm} + \sigma_{A\Phi},$$

$$\sigma_x^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{xm} + \sigma_{A\Phi},$$

$$\sigma_y^n = -\lambda\gamma H + \sigma_{ym} + \sigma_{A\Phi}.$$

Необходимо получать зависимость изменения постоянных составляющих с глубиной, находят закономерность изменения переменных напряжений во времени на рассматриваемом месторождении или принимать их как средние по региону, а затем суммировать эти составляющие на требуемой глубине и в нужное время.

$$\sigma_{x(2020)}^n = \sigma_{x(1996)} - \sigma_{A\Phi(1996)} + \sigma_{A\Phi(2020)},$$

$$\sigma_{y(2020)}^n = \sigma_{y(1996)} - \sigma_{A\Phi(1996)} + \sigma_{A\Phi(2020)}.$$

В связи со сложившейся геомеханической ситуацией весьма важной задачей является продолжение измерения переменных во времени напряжений $\sigma_{\Delta\phi}$ на подземных рудниках Урала в районе городов Краснотурьинск, Кушва, Нижний Тагил, Березовский, Гай, а также подключение к изучению этого явления рудников запада и востока России и построение графика изменения переменных во времени напряжений до 2020 г. и далее.

4. Представленные уточнения в методы расчета напряжений и выявленные закономерности формирования напряженного состояния в монолитной бетонной крепи вертикальных стволов являются методической основой расчета напряжений в ней на любой глубине в интересующий нас период времени и обоснования путей безопасной эксплуатации горных конструкций.

5. Теоретические и экспериментальные исследования доказывают, что иерархически блочный массив магматических и метаморфических горных пород ведет себя как упругая и изотропная среда и изменения природных напряжений в массиве $\Delta\sigma_{\Delta\phi}$ на базе 5–7 рангов геоблоков, на контуре ствола на базе 2–3 рангов геоблоков и в бетонной крепи шахтных стволов $\Delta\sigma_b$ подчиняются этому закону.

6. Анкерное упрочнение изменяет картину распределения нормальных и тангенциальных напряжений в бетонной крепи. В результате исследований было установлено, что эффективность анкерного упрочнения системы порода – бетон зависит от свойств вмещающих пород и крепи. Она возрастает в слабых породах, при уменьшении модуля упругости и увеличении коэффициента Пуассона.

7. В параметрах крепи сразу должно учитываться максимально возможное прогнозируемое напряженное состояние на период работы ствола.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Абдусаматов Х. И. Проект «Астрономия» по измерению временных вариаций формы и диаметра Солнца [Электронный ресурс]. / Х. И. Абдусаматов. – Режим доступа: <http://www.qao.spb.ru>
2. Абдусаматов Х. И. Глубокий минимум мощности солнечного излучения приведёт к Малому ледниковому периоду. - СПб.: Изд-во Нестор-История, 2013. – 246 с.
3. Афанасьев С. Л. Атлас временных вариаций природных, антропогенных и социальных процессов / С. Л. Афанасьев // Циклическая динамика в природе и обществе: в 2 тт.: том 1. – М.: Наука, 1998. – С. 88 – 94.
4. Афанасьев С. Л. Мегациклитная геохронологическая шкала / С. Л. Афанасьев // Циклы природы и общества. - Вып. 1. / Ставропольский ун-т. – Ставрополь, 1995. - С. 83 - 91.
5. Баклашов И. В. Механические процессы в породных массивах: учебник для вузов / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – М.: Недра, 1986. – 383 с.
6. Баклашов И. В. Механика подземных сооружений и конструкций крепей: учебник для вузов / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – М.: Недра, 1992. – 543 с.
7. Боликов В.Е. Прогноз и обеспечение устойчивости капитальных горных выработок / В.Е. Боликов, С.А. Константинова. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2003. – 374 с.
8. Булычев Н. С. Крепь вертикальных стволов шахт / Н. С. Булычев, Х. И. Абрамсон. – М.: Недра, 1978. – 301 с.
9. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах / Н. С. Булычев. – М.: Недра, 1989. – 272 с.
10. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов / Н. С. Булычев. – М.: Недра, 1994. – 382 с.
11. Булычев Н. С. Расчет анкерной крепи как решение контактной задачи / Н. С. Булычев, Д. И. Колин // Физико–технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 1983. – № 6. – С. 17 – 21.

12. Булычев Н. С. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок / Н. С. Булычев, Н. И. Фотиева, Е. В. Стрельцов. – М.: Недра, 1986. – 288 с.
13. Взаимодействие массивов горных пород с крепью вертикальных выработок / Г. А. Крупенников и др. – М.: Недра, 1966. – 316 с.
14. Витке Х. Механика скальных пород / Х. Витке. – М.: Недра, 1990. – 259 с.
15. Влох Н. П. Формирование напряжений в крепи вертикальных стволов / Н. П. Влох, А. В. Зубков, В. Е. Боликов // Шахтное и подземное строительство. - 1986. - №1, - С. 21 - 22.
16. Влох Н. П. Определение напряженного состояния горных пород / Н. П. Влох, А. В. Зубков, А. Д. Сашурин, Я. И. Липин // Управление горным давлением и устойчивость бортов карьеров. - Свердловск, 1972. – С. 105 – 122. - (Труды / ИГД МЧМ СССР. - Вып. 37).
17. Влох Н. П. Напряжения в земной коре и их влияние на проявление горного давления / Н. П. Влох, А. В. Зубков // Подземная разработка рудных месторождений. - Свердловск, 1969. – С.151–160.- (Труды / ИГД МЧМ СССР. - Вып.22).
18. Влох Н. П. Стреляние скальных пород и мероприятия его предупреждения / Н. П. Влох, Я. И. Липин, А. В. Зубков // Горные удары, методы оценки и контроля удароопасности массива горных пород: материалы VI Всесоюз. конф. по механике горных пород, Фрунзе, 3 – 5 октября 1978. – Фрунзе: Илим, 1979. – С. 151 – 161.
19. Влох Н. П. Измерения напряжений в массиве крепких пород / Н. П. Влох, А. Д. Сашурин.- М.: Недра, 1970. – 124 с.
20. Волков Ю. В. Развитие геотехнологии отработки Гайского месторождения / Ю. В. Волков, В. Д. Камаев, И. В. Соколов // Изв. вузов Горный журнал. – 2004. – № 1. – С. 43 – 47.
21. Гелескул М. Н. Справочник по креплению капитальных и подготовительных горных выработок / М. Н. Гелескул, В. Н. Каретников. – М.: Недра, 1989. – 237 с.

22. Глушко В. Т. Разрушение горных пород и прогнозирование проявлений горного давления / В. Т. Глушко, В. В. Виноградов. - М.: Недра, 1982. - 192 с.
23. Горная энциклопедия: в 5 тт: т. 4 / ред. А. Е. Козловский. – М.: Советская энциклопедия, 1989. – 623 с.
24. Гудман Р. Механика скальных пород / Р. Гудман. – М.: Стройиздат, 1987. – 427 с.
25. Гузеев А. Г. Технология строительства горных предприятий / А. Г. Гузеев, А. Г. Гудзь, А. К. Пономаренко. – Киев - Донецк: Вища школа. Главное изд-во, 1986. – 392 с.
26. Джегер Ч. Механика горных пород и инженерные сооружения / Ч. Джегер.– М.: Мир, 1975. – 263 с.
27. Зубков А. В. Геомеханика и геотехнология /А. В. Зубков. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2001. – 333 с.
28. Зубков А. В. Влияние пульсирующей составляющей тектонических напряжений на устойчивость крепи стволов/ А. В. Зубков // Горный информационно-аналитический бюллетень. - 2008. - № 5. - С. 233 – 237.
29. Зубков А. В. Исследования изменения напряженно-деформированного состояния массива горных пород / А. В. Зубков, И. В. Бирючев, Р. В. Криницын // Горный журнал. - 2012. - №1. – С. 44 – 47.
30. Зубков А. В. Горнотехнические условия отработки колчеданных месторождений / А. В. Зубков // Колчеданные месторождения – геология, поиски, добыча и переработка руд: материалы Всерос. науч. конф.(V Чтения памяти С. Н. Иванова); Уральский горнопромышленный форум V/ УрО РАН, Институт геологии и геохимии УрО РАН и др. – Екатеринбург, 2013. – С. 60 - 62.
31. Зубков А. В. Напряженное состояние около подземных горных выработок / А. В. Зубков, Н. П. Влох, А. Д. Сашурин // Управление горным давлением и устойчивость бортов карьеров. - Свердловск,1972. – С. 123 – 133. - (Труды / ИГД МЧМ СССР.- Вып.37).

32. Зубков А. В. Закономерности формирования напряженно-деформированного состояния земной коры Урала во времени / А. В. Зубков, О. В. Зотеев, О. Ю. Смирнов, Я. И. Липин, С. В. Худяков, Р. В. Креницын, К. В. Селин, А. А. Ершов, Л. Р. Валиуллов // Литосфера. – 2010. – № 1. – С. 84 – 93.

33. Зубков А. В. Изменение относительной деформации земной коры во времени / А. В. Зубков, К. В. Селин, И. В. Бирючев, С. В. Сентябов // Геомеханика в горном деле: доклады Всероссийской научно-технической конференции с международным участием 1 – 3 октября 2013 г. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2014. – С. 45 – 53.

34. Зубков А. В. Периодическое расширение и сжатие Земли как вероятный механизм природных катаклизмов / А. В. Зубков // Литосфера. – 2013. – № 2. – С. 145 – 155.

35. Зубков А. В. Закономерности формирования напряженного состояния массива горных пород в верхней части земной коры / А. В. Зубков, К. В. Селин, С. В. Сентябов // Литосфера. – 2015. – № 6. – С. 116 – 129.

36. Измерение напряжений в горных породах съемными тензометрами / А. Д. Сашурин, Н. П. Влох, А. В. Зубков, В. М. Царегородцев // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 1968. – № 1. – С. 46 – 55.

37. Изотов А. А. Форма и размеры Земли по современным данным / А. А. Изотов. – М.: ЦНИИ геодезии, аэросъемки и картографии, 1950. – 204 с.

38. Инструкция по расчету и применению облегченных видов крепей с анкерами в вертикальных стволах. – Харьков: ВНИИОМШС, 1990. – 75 с.

39. Исследование напряженно-деформированного состояния массива пород и крепи клетчатого ствола ш. "Центральная" Донского ГОКа: отчет о НИР / ИГД УрО РАН; рук. Боликов В. Е. – Екатеринбург, 1994. – 31 с.

40. Ким Д. Н. Влияние структуры на сдвиговую прочность массива и определение расчетных механических характеристик / Д. Н. Ким // Горное давление, сдвигание горных пород и методика маркшейдерских работ – Л., 1969. – С. 568 – 585. – (Сб. науч. тр. / ВНИМИ. – Вып. 72).

41. Клоков А. А. Расширяющаяся планета с эпохами сжатия. [Электронный ресурс] / А. А. Клоков. – Режим доступа: <http://klokov-aa.narod.ru/planet.html>. 02.02.2007 г.

42. Козел А. М. Исследование и управление горным давлением в вертикальных шахтных стволах / А. М. Козел // Исследование, прогноз и контроль проявления горного давления. – Л.: ЛГИ; 1982. – С. 116 – 117.

43. Козел А. М. Совершенствование способов охраны вертикальных стволов в сложных условиях глубоких шахт / А. М. Козел // Разработка угольных месторождений на больших глубинах. - М.: Углетехиздат, 1971. - С. 53-58.

44. Козел А. М. Геомеханические вопросы проектирования и поддержания шахтных стволов. Книга 2. Часть 1. Напряженно-деформированное состояние горных пород, прочность, проявление горного давления в стволах, в других выработках и в туннелях, эволюция гипотез / А. М. Козел. – СПб.: Недра, 2010 – 288 с.

45. Козел А. М. Горное давление и способы поддержания вертикальных стволов / А. М. Козел, В. А. Борисовец, А. А. Репко. – М.: Недра, 1976. – 293 с.

46. Козел А. М. Расчет анкерной крепи в вертикальных шахтных стволах / А. М. Козел, О. Г. Быкова // Методы изучения и способы управления горным давлением в подземных выработках: сб. науч. тр. / ВНИМИ. – Л., 1987. – С. 48 – 51.

47. Кравченко Г. И. Облегченные крепи вертикальных выработок / Г. И. Кравченко. – М.: Недра, 1974. – 208 с.

48. Крупенников Г. А. Горнотехнические принципы постановки аналитических задач механики горных пород / Г. А. Крупенников // Проблемы механики горных пород. - Алма-Ата: Наука, 1966. - С. 226 - 237.

49. Левит В. В. Решение по применению анкерной стяжной крепи, обеспечивающей самозапирание приконтурных пород / В. В. Левит, В. Б. Усаченко // Геотехническая механика. – 1997. – № 2. – С. 34 – 42

50. Левит В. В. Геомеханические основы разработки и выбора комбинированных способов крепления вертикальных стволов в структурно неоднородных породах: автореф. д-ра техн. наук / В. В. Левит. – Днепропетровск, 1999. – 36 с.

51. Либерман Ю. М. Давление на крепь капитальных выработок / Ю. М. Либерман. -М.: Наука, 1969. – 119 с.
52. Макаров А. Б. Практическая геомеханика: пособие для горных инженеров / А. Б. Макаров – М.: Горная книга, 2006. – 390 с.
53. Милановский Е. Е. Развитие и современное состояние проблем расширения и пульсации Земли / Е. Е. Милановский // Проблемы расширения и пульсации Земли. – М.: Наука, 1984. – С. 8 – 24.
54. Миндели Э. О. Сооружение и углубка вертикальных стволов шахт / Э. О. Миндели, Р. А. Тюркян. – М.: Недра, 1982. – 312 с.
55. Найманбаев М. О парадоксах в Солнечной системе. [Электронный ресурс] / М. Найманбаев. – Режим доступа: <http://www.proza.ru/2010/03/02/759>.
56. Обоснование к регламенту технологии проходки и крепления стволов шахты "ДНК" на проектную глубину с применением комбинированной крепи, состоящей из монолитного бетона и анкерного упрочнения приконтурного массива. Оценка возможности строительства дополнительного дробильно-перепускного комплекса на шахте "Молодежная": отчет о НИР / ИГД УрО РАН; рук. Сашурин А. Д., Боликов В. Е. – Екатеринбург, 2008. – 43 с.
57. Определение напряжений приконтурного массива горных пород в крепи и разработка технических решений по проходке стволов шахты «Центральная»: отчет о НИР / ИГД МЧМ СССР; рук. Влох Н. П., Боликов В. Е. – Свердловск, 1988. – 66 с.
58. Основы определения напряженного состояния земной коры Урала: отчет о НИР/ ИГД МЧМ СССР, Институт геофизики УФАН СССР; рук. Влох Н. П., Бугайло В. А., Зубков А. В. - Свердловск, 1970. - 86 с.
59. Определение области применения набрызгбетонной крепи стволов в сочетании с анкерами / Н. Н. Саммаль и др. // Шахтное и подземное строительство. – 1988. – № 3. – С. 9 – 11.
60. Определение состояния крепи эксплуатационных и строящихся стволов шахт Донского ГОКа и выдача рекомендаций по упрочнению горных пород в зо-

нах тектонических нарушений: отчет о НИР / ИГД Минчермета СССР; рук. Влох Н. П., Боликов В. Е., Зубков А. В. - Свердловск, 1986. - 59 с.

61. Плешко М. С. Исследование различных способов анкерного упрочнения монолитной бетонной крепи вертикальных стволов на численных моделях / М. С. Плешко, В. Н. Армейсков // Проблемы подземного строительства и направления развития тампонажа и закрепления горных пород: материалы научно-практической конференции – Луганск: Изд-во Восточно-украинского национального университета им. В. Даля, 2006. – С. 206–211.

62. Покровский Н. П. Технология строительства подземных сооружений и шахт. Ч. II. Технология сооружения вертикальных, наклонных выработок и камер / Н. П. Покровский. – М.: Недра, 1982. – 296 с.

63. Протосеня А. Г. Расчет нагрузок на крепь глубоких стволов, сооружаемых в сложных горно–геологических условиях / А. Г. Протосеня, А. М. Козел, В. А. Борисовец // Шахтное и подземное строительство. – 1984. – № 6. – С. 13–15.

64. Прочухан Д. П. Остаточные напряжения в скальных массивах и возникающие при их разгрузке деформации / Д. П. Прочухан // Формирование и изменение физико-механических свойств горных пород под влиянием естественных и искусственных факторов (геологических процессов, инженерных сооружений и горных работ): тезисы докладов к 3-му региональному совещанию по инженерной геологии 27–29 октября 1966г. / Ленгипропроект. – Ленинград, 1966. – С. 27 – 36.

65. Протодяконов М. М. Распределение и корреляция показателей физических свойств горных пород / М. М. Протодяконов и др. – М.: Недра, 1981. – 190 с.

66. Распопов О. М. Долговременные тренды в модуляции космических лучей солнечным ветром за последние 150 лет / О. М. Распопов, В. А. Дергачев // Эффекты модуляции космических лучей солнечным ветром. – СПб.: ИЗМИ РАН, 2003.- С. 10 – 24.

67. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи / ВНИМИ, ВНИИОМШС. – М.: Стройиздат, 1983. –173 с.

68. Руппенейт К. В. Некоторые вопросы механики горных пород / К. В. Руппенейт. - М.: Углетехиздат, 1952. – 384 с.

69. Руппенейт К. В. Расчет крепи шахтных стволов: учебник / К. В. Руппенейт, Ю. М. Либерман, В. В. Матвиенко. - М.: Академия наук, 1962. - 123 с.

70. Русинов Ю. И. Ионосфера в едином поле волн [Электронный ресурс] / Ю. И. Русинов – Режим доступа: [http// comm. goscocosmos. ru/Docs/RusF2.doc](http://comm.goscocosmos.ru/Docs/RusF2.doc)) или (www.ntpo.com) в разделе «Тайны космоса» 2008.

71. Сашурин А. Д. Новые методы измерений в горном массиве на железорудных предприятиях Урала / А. Д. Сашурин, Влох Н. П., А. В. Зубков // Вопросы совершенствования систем разработки с понижением уровня горных работ: материалы научно технической конференции. 16 – 19 мая 1967г. / НИГРИ. - Кривой Рог, 1968. – С. 254 – 265.

72. Синкевич Н. И. Исследование напряженно-деформированного состояния в призабойном массиве вертикальных стволов Абаканского месторождения / Н. И. Синкевич // Горный информационно аналитический бюллетень. – 2006. – № 5. – С. 32 – 35.

73. Способ измерения приведённого к горизонту расстояния между опорными точками / Зубков А.В., Феклистов Ю.Г (СССР). – № 2856127/25 – 28; Заявлено 14.12.79; Опубл. 07.12.82., Бюл. № 45.

74. Способ определения природных напряжений в массиве горных пород / Зубков А.В., Селин К. В., Бирючев И. В., Сентябов С. В., Липин Я.И., Криницын Р.В. – № 2540694; Заявлено 23.07.13; Опубл.10.02.15., Бюл. № 4.

75. Ставрогин А. Н.. Пластичность горных пород / А. Н. Ставрогин, А. Г. Протосеня. - М.: Недра, 1979. – 301 с.

76. Стоев И. С. Технология сооружения вертикальных стволов: Экспресс-информация / И. С. Стоев. – М.: ЦНИЭИуголь, 1979. – 48 с.

77. Страданченко С. Г. Проектирование параметров анкерно-бетонной крепи вертикальных стволов / С. Г. Страданченко, М. С. Плешко, В. Н. Армейсков // Изв. вузов. Сев. –Кавказ. регион. Техн. науки. – 2007. – № 3. – С. 87 – 89.

78. Страданченко С. Г.. Пути обеспечения безаварийной эксплуатации глубоких вертикальных стволов / С. Г. Страданченко, М. С. Плешко, В. Н. Армейсков // Совершенствование технологии строительства шахт и подземных сооружений: Донецк: Норд-пресс, 2006. – С. 31 – 32. - (Сб. науч. тр. /ДонУГИ– Вып. №12).

79. Сыркин С. П. Влияние типа и толщины крепи на технико- экономические показатели проходки стволов / С. П. Сыркин // Совершенствование проектирования и строительства угольных шахт: сб. науч. тр. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т. Новочеркасск, 2001. - С. 129 - 135.

80. Сыркин П. С. Шахтное и подземное строительство. Ч. I. Оснащение вертикальных стволов к проходке: учеб. пособие / П. С. Сыркин, И. А. Мартыненко, А. Ю. Прокопов. - Новочеркасск: ЮРГТУ, 2000. – 300 с.

81. Сыркин П. С. Разработка и внедрения комплексного метода прохождения вертикальных стволов в сложных гидрогеологических условиях при сооружении шахт / П. С. Сыркин, А. А. Пшеничный. – М. :Б. и. ,1997. – 125 с.

82. Сыркин С. П. Ресурсосберегающая технология строительства вертикальных стволов: автореф. ... канд. техн. наук / С. П. Сыркин. – Новочеркасск, 2002. – 24 с.

83. Сыркин С. П. Влияние технологической схемы проходки и ведения буровзрывных работ в стволе на качество бетонной крепи / С. П. Сыркин, Ф. И. Ягодкин // Научно-технические проблемы шахтного строительства: сб. науч. тр. - Новочеркасск: ЮРГТУ, 2000. - С. 124 - 129.

84. Технология строительства вертикальных стволов / С. П. Сыркин, Ф. И. Ягодкин, И. А. Мартыненко, В. И. Нечаенко. – М.: Недра, 1997. – 456 с.

85. Тарасов Б. Г. Пульсация земли и цикла геодинамической активности в потоках космической плазмы / Б. Г. Тарасов. – СПб.: Международная академия наук экологии, безопасности человека и природы (МАНЭБ), 2009. – 319 с.

86. Тимошенко С. П. Теория упругости: пер. с англ./ С. П.Тимошенко, Дж. Гудьер – М.: Наука, 1975. – 576 с.

87. Трифонов В. П. Основные особенности неотектоники Урала: материалы совещания по изучению четвертичного периода / В. П. Трифонов. – М.: Изд-во АН СССР, 1964. - 270 с.
88. Тюркян Р. Д. Повышение эффективности и оптимизация параметров БВР при проходке вертикальных стволов / Р. Д. Тюркян // Уголь Украины. – 1996. - № 5–6. - С. 9 – 17.
89. Тюркян Р. Д. Научно-технические проблемы повышения эффективности сооружения вертикальных стволов / Р. Д. Тюркян // Уголь Украины. – 1993. – № 4. – С. 9–11.
90. Физико-механические свойства горных пород Урала / В. Е. Боликов, А. В. Зубков и др. // Управление горным давлением и устойчивость бортов карьеров. Боликов В. Е., Зубков А. В. - Свердловск, 1972. – С. 158 – 164. - (Труды / ИГД МЧМ СССР. - Вып. 37).
91. Фисенко Г. Л. Предельное состояние горных пород вокруг выработок / Г. Л. Фисенко. - М.: Недра, 1976. – 272 с.
92. Хаин В. Е. Геотектоника с основами геодинамики / В. Е. Хаин, М. Г. Ламидзе. - М.: МГУ, 1995. – 463 с..
93. Широков А. П. Анкерная крепь: справочник / А. П. Широков и др. – М.: Недра, 1990. – 205 с.
94. Штенгелов Е. С. Современное раздвижение земной коры и гипотезы тектоники плит / Е. С. Штенгелов // Бюл. МОИП Отд. геол.- 1982. - Т. 57, вып. 2. – С 3 – 17.
95. Ягодкин Ф. И. Основные направления сокращения продолжительности строительства вертикальных стволов / Ф. И. Ягодкин, И. Г. Косков, А. Н. Лапко // Технология, техника и организация проведения капитальных горных выработок. Харьков: ВНИИМШС, 1989. - С. 13 - 21.
96. Ягодкин Ф. И. Передовой опыт проходки вертикальных стволов на отечественных и зарубежных шахтах: ОИ / Ф. И. Ягодкин. – М.: ЦНИЭИуголь, 1992. – 124 с.

97. Ягодкин Ф. И. Новая технология крепления вертикальных стволов: ОИ / Ф. И. Ягодкин, В. К. Стеблина, Е. М. Маргулис. – М. ЦНИЭИуголь, 1987. – 48 с.
98. Яковлев Д. В. О взаимосвязи геодинамических событий в шахтах и рудниках с циклами солнечной активности / Д. В. Яковлев, Б. Г. Тарасов // Геодинамика и напряженное состояние недр Земли: труды междунар. конф. / ИГД СО РАН. - Новосибирск, 2001. - С. 56 - 65.
99. Brown E. T. Trends in relation between measured in situ stresses with depth / E. T. Brown, E. Hoek // Int.J.Rock Mech.Min.Sci & Geomech. –1978. –Vol.15. – № 4. – P. 211 – 215.
100. In Situ Stress Measurements in the Japanese Island, Over-Coring Results from a Multielement Gauge Used at 23 Sites / T. Kanagawa et al // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. – 1986. – Vol. 23. – № 1. – P. 29 - 39.
101. Lean J. L. Cycles and trends in solar irradiance and climate / J. L. Lean // John Wiley&Sons. Ltd. Climat change. - 2010 - Vol. 1. - №. 1. - P – 111 – 122.
102. Solar Construction of a Composite Total Solar Irradiance (TSI) Time Series from 1978 to present [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.pmodwrc.ch/pmod.php?topic=tsi/composite/SolarConstant> :25.12.2014
103. Sugawara K. Measuring rock stress and rock engineering in Japan / K. Sugawara //Proceedings Int. symp. Rock stress, Kumamoto: Department of Civil Engineering and Architecture, Japan. – Balkema: S.n.,1997. – Vol. 15-24, № 1.- P. 473.
104. Measuring rock stress and rock engineering in Japan / YANG Shu – Xin et al // Chinese jornal of geophysics. – 2012. – Vol. 55-63. - No.6. – P. 108.
105. Zubkov A. V. Forecast Stability of Mining Excavation and HPS' s Dams After 2020 / A. V. Zubkov, S. V. Sentyabov // Eastern European Scientific Journal. – 2014. –N 1. – P. 153 – 166.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

**Определение прочности бетона железобетонных конструкций
склерометрическим неразрушающим методом**

Дата испытаний: 29 октября 2013 г.

Методика: ГОСТ 22690-88.

Прибор: Молоток SCHMIDT модель "N" фирмы Proseq (Швейцария). Заводской номер 155930. Дата последней поверки 05.09.2011.

Поправочные коэффициенты для определения прочности бетона: на размер кубиков – 1,05; на возраст бетона более 3-х лет – 0,7.

Таблица 1.1

| Глубина | Средняя величина отскока <i>R</i> | Прочность на сжатие, МПа | Средняя прочность бетона, МПа | Условный класс бетона, МПа | Коэффициент вариации единичных значений прочности, % |
|--|-----------------------------------|--------------------------|-------------------------------|----------------------------|--|
| 1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Деформационная станция на горизонте - 830 м | | | | | |
| 830 м | 25,9 | 13,3 | 18,4 | 14,7 | 20,4 |
| | 33,5 | 25,3 | | | 24,9 |
| | 28,9 | 16,6 | | | 20,6 |
| Деформационная станция на горизонте - 910 м | | | | | |
| 910 м | 28,2 | 15,8 | 11,6 | 9,3 | 24,3 |
| | 21 | 8,4 | | | 18,3 |
| | 23,4 | 10,6 | | | 10,9 |

| 1 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|------|-------------|-------------|-------------|------|
| Деформационная станция на горизонте - 990 м | | | | | |
| 990 м | 28,5 | 16,7 | 14,4 | 11,5 | 57,1 |
| | 27,0 | 14,5 | | | 24,4 |
| | 24,5 | 12,0 | | | 40,2 |
| Деформационная станция на горизонте - 1070 м | | | | | |
| 1070 м | 14,0 | 3,1 | 3,4 | 2,7 | 38,7 |
| | 15,4 | 4,2 | | | 56,6 |
| | 13,4 | 2,9 | | | 73,8 |
| Деформационная станция на горизонте - 1390 м | | | | | |
| 1390 м | 12,4 | 2,3 | 4,5 | 3,6 | 70,8 |
| | 17,7 | 5,8 | | | 49,1 |
| | 17,3 | 5,5 | | | 45 |

Примечание: В конструкциях прочность определялась в трех точках (участках). Среднее значение величины отскока R получено по результатам 10 испытаний. «Выскакивающие» значения исключались по критерию, приведенному в инструкции по эксплуатации прибора.

Замеры проводили квалифицированные специалисты лаборатории геодинамики и горного давления ИГД УрО РАН.

Научный сотрудник

Бирючев И.В.

Младший научный сотрудник

Сентябов С.В.