

УДК 622.258.3

*М.В. Суптелин***МОДЕЛИРОВАНИЕ ВОДОИЗОЛЯЦИОННЫХ
ПЕРЕМЫЧЕК ДЛЯ ЗАЩИТЫ ДЕЙСТВУЮЩИХ
ГОРИЗОНТОВ ОТ ВОДОПРИТОКОВ
ИЗ ЛИКВИДИРУЕМЫХ ВЫРАБОТОК**

Семинар № 3

Закрытие нерентабельных шахт оказывает неоднозначное влияние на изменение гидрогеологической обстановки. В большинстве случаев ликвидация шахт сопровождается их затоплением и восстановлением гидродинамического баланса подземных вод, а так же восстановлением природного газодинамического баланса. В результате этого возникает проблема перетока воды в действующие горные предприятия, особенно при наличии общих горных выработок. Это повышает опасность производства работ и увеличивает энергозатраты на водоотлив, а иногда приводит к затоплению действующих шахт. Поэтому для нормальной работы горного предприятия необходима надежная водоизоляция ликвидируемых выработок.

В последнее время получило распространение метод заполнения участка выработки глиноцементным раствором, создание так называемой тампонажной «пробки» [1], который применялся на ряде шахт Восточного Донбасса [2]. Разработанная технология предусматривает формирование конструкции, состоящей из двух бетонных перемычек, пространство между которыми заполнено вязкопластичным составом, и тампонажной завесы в приконтурном массиве пород.

В качестве перемычек, ограничивающих тампонажную «пробку» могут применяться плоские, клиновидные бетонные одно- или многоступенчатые перемычки

[3]. В плоских перемычках-плитах (сборных или монолитных) при восприятии нагрузки со стороны закачиваемого под давлением тампонажного раствора возникают значительные сжимающие (со стороны раствора) и растягивающие (с противоположной стороны) напряжения. Для обеспечения работоспособности таких перемычек необходимо увеличение их толщины или дополнительное усиление армированием, что приводит к дополнительным затратам.

Для обеспечения лучших условий работы перемычек, как при нагнетании тампонажного раствора, так и при дальнейшем восприятии гидростатического давления подземных вод, предлагается устраивать криволинейные перемычки в форме сектора тонкостенного цилиндра, обращенного выпуклой стороной по направлению воздействия нагрузки. Такая форма перемычки будет лучше воспринимать нагрузки по сравнению с плоской плитой-перемычкой такой же толщины.

Для определения рациональных параметров таких перемычек с помощью программного комплекса «Лира-Windows 9.0» построена плоская конечно-элементная модель, включающая массив пород с полостью, моделирующей горную выработку, и криволинейную перемычку, на конечные элементы которой приложены усилия со стороны нагнетаемого тампонажного раствора и подземных вод.

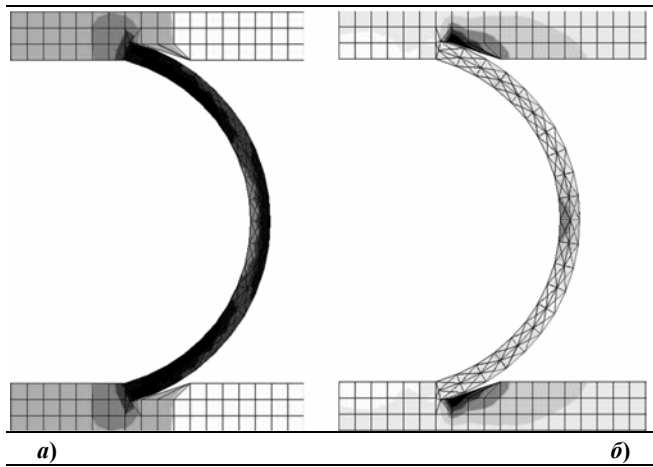


Рис. 1. Изополя эквивалентных напряжений в перемычке и вмещающем породном массиве: а – сжимающих; б – растягивающих

Для анализа влияния геометрических параметров перемычки на возникающее в конструкции перемычки напряженно-деформированное состояние произведено моделирование различных по толщине (от 0,1 до 0,7 м через каждые 0,1 м) и радиусу закругления (3,45; 3; 2,73; 2,55; 2,24; 2,07 и 1,9 м) перемычек. В результате расчета определены максимальные эквивалентные сжимающие и растягивающие напряжения в перемычке и их распределение по контуру перемычки. Фрагменты конечно-элементной модели, совмещенные с изополями эквивалентных сжимающих и растягивающих напряжений приведены на рис. 1.

Как видно из рис. 1, максимальные эквивалентные сжимающие напряжения возникают в центральной выпуклой части перемычки со стороны воздействия внешних усилий, а также в местах контакта перемычки с вмещающими породами. Максимальные эквивалентные растягивающие напряжения, в боль-

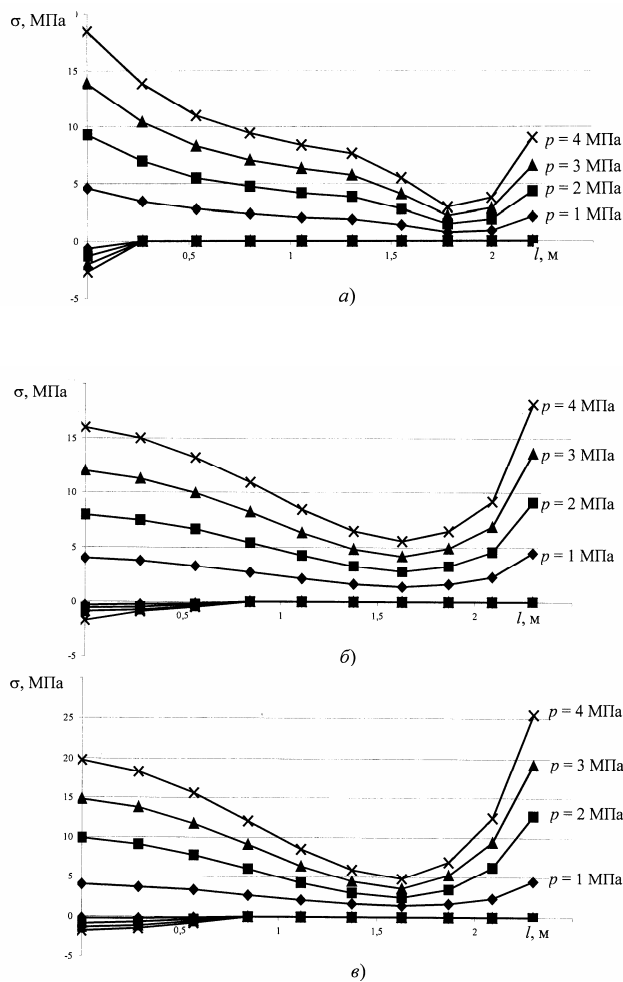


Рис. 2. Распределение эквивалентных сжимающих и растягивающих напряжений по длине водоизоляционной перемычки при ее толщине: а – 0,7 м; б – 0,5 м; в – 0,3 м

шинстве случаев определяющие участки разрушения перемычки наблюдаются в центральной вогнутой части, т.е. со стороны перемычки, противоположной действию внешних сил. Высокие растягивающие напряжения наблюдаются также в массиве пород в местах примыкания перемычки и передачи через нее нагрузок. При наличии слабых вмещающих пород нарушение гидроизоляции и прорыв воды могут происходить в результате разрушения пород по контакту перемычки и массива.

При удалении от центральной части перемычки к бокам выработки, в перемычке сначала наблюдается снижение как сжимающих, так и растягивающих напряжений практически для всех моделируемых толщин и радиусов закругления перемычек, а затем их рост. Графически распределение напряжений σ по длине перемычек l для различных толщин перемычки представлено на рис. 2. Линии графиков соответствуют различным значениям давления p , действующего на перемычку. За положительные приняты эквивалентные сжимающие напряжения, за отрицательные – эквивалентные растягивающие. Отчет по оси l идет от централь-

ной оси выработки к ее бокам. Картина напряжений симметрична относительно центральной оси выработки в силу симметричности приложенных нагрузок и равенстве характеристик всех конечных элементов, моделирующих тело перемычки.

Результаты моделирования позволяют сделать следующие выводы:

- для обеспечения восприятия перемычкой давления до 4 МПа для ее устройства должен применяться бетон класса не ниже В30 – В45 в зависимости от толщины перемычки;
- наилучшими прочностными характеристиками обладают перемычки толщиной 0,4 – 0,5 м и радиусом закругления 2,5 – 3 м; дальнейшее увеличение толщины перемычки не приводит к существенному улучшению напряженно-деформированного состояния;
- перемычки толщиной 0,2–0,3 м и радиусом более 3,5 м могут эксплуатироваться при ограниченном давлении (до 0,7-1 МПа) и классе бетона по прочности на сжатие не менее В25;
- проектирование перемычек толщиной менее 0,2 м нецелесообразно из-за их малой несущей способности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Сутелин М.В.* Методика расчета водоизоляционной перемычки из вязкопластичного материала// Совершенствование проектирования и строительства угольных шахт: Сб. науч. тр./ Шахтинский ин-т ЮРГТУ. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2001. – С. 202 – 205.

2. *Привалов А.А., Сутелин М.В., Письменная С.В., Пушкина В.В.* Опыт гидроизоляции шахтных стволов Новошахтинского рай-

она// Научно-технические проблемы шахтного строительства: Сб. науч. тр./ Шахтинский ин-т ЮРГТУ. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2000. – С. 209 – 217.

3. *Сутелин М.В.* Технологии и параметры водоизоляции горных выработок ликвидируемых шахт// Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. – 2003. – Приложение №4. – С. 130-136.

Коротко об авторах

Сутелин М.В. – ст. преподаватель кафедры «Подземное, промышленное, гражданское строительство и строительные материалы», Шахтинский институт Южно-Российского государственного технического университета (НПИ).

УДК 622.271

*Т.Г. Захарова***АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ
КРЕПИ СОПРЯЖЕНИЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК**

Семинар № 3

Строительство и эксплуатация подземных горных предприятий требует проходки и сооружения большой сети вскрывающих, подготавливающих и выемочных выработок большого сечения, которые сопрягаются и пересекаются между собой под различными углами. От состояния и пропускной способности этих выработок в значительной степени зависит ритмичная и безаварийная работа всего комплекса очистных и подготовительных выработок, а также непосредственная связь и обмен грузо – людским потоком с поверхностным комплексом и всеми службами шахты.

Состояние крепи сопряжений по мере углубления горизонтов ухудшается из-за деформации и сдвижения горных пород. Устойчивость вмещающих пород и безремонтное поддержание сопряжений в этих условиях в решающей мере предопределяется правильностью выбора типа крепи и основных параметров сопряжений.

Общей задачей расчета конструкции крепи является обеспечение эксплуатационной надежности всех ее узлов и механизма в целом за весь срок службы при минимальных затратах труда и материалов. Параметры крепи, отвечающие этим требованиям, являются рациональными. Важнейшим принципом рациональности конструкции является принцип равнопрочности всех ее элементов и узлов. Известны три основных метода расчета конструкции: по допускаемым напряжениям, по разрушающим нагрузкам, по предельным состояниям.

Условия расчета по допускаемым напряжениям сводятся к тому, что наиболь-

шее напряжение в материале конструкции не должно превышать допускаемого напряжения, составляющего определенную часть от предела прочности (бетона, кладки, древесины) или предела текучести (металла) материала. Возникающие напряжения от эксплуатационных нагрузок определяются, как правило, методами сопротивления материалов и строительной механики. Отношение предела прочности (текучести) к допускаемому напряжению материала называют коэффициентом запаса прочности (или коэффициентом безопасности), который учитывает качество материала, приближенность расчета и действующих внешних нагрузок. С улучшением качества материалов и совершенствованием расчетных методов коэффициент запаса прочности может снижаться. Основные недостатки этого метода сводятся к тому, что, во-первых, не учитываются пластические свойства материалов, в результате чего занижается расчетная несущая способность конструкции, и, во-вторых, единый коэффициент запаса не позволяет учитывать фактическую изменчивость внешних нагрузок на различные узлы и элементы конструкции, особенности режимов их работы и изменение механических свойств материалов.

Условие расчета по разрушающим нагрузкам состоит в том, что усилие в конструкции от эксплуатационной нагрузки не должно превышать наиболее вероятного разрушающего усилия, деленного на коэффициент запаса прочности конструкции. Коэффициент запаса прочности конструкции (а не материала) учитывает условность расчетов, усталость материалов,

отклонение их механических характеристик от стандартов, временные нагрузки и др. Однако дифференцированный выбор коэффициента запаса в зависимости от соотношения временных и постоянных нагрузок и сочетания особых воздействий все же не учитывал многих особенностей работы конструкции.

Поэтому был разработан метод расчета по предельным состояниям, в котором учтены пластические свойства материалов и установлен универсальный критерий предельного состояния конструкции — прекращения эксплуатации сооружения. Единый до этого коэффициент запаса прочности заменен системой расчетных коэффициентов — коэффициент перегрузки, однородности материалов и условий работы, что позволяет перейти к проектированию рациональных конструкций с равнопрочными узлами.

Предельными являются состояния, при которых крепь или ее элементы перестают удовлетворять предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям, т. е. теряют несущую способность или получают недопустимые деформации или повреждения.

При расчете крепи различают в основном три предельных состояния: первое — по несущей способности (прочности, устойчивости, выносливости); второе — по деформациям (податливость крепи); третье — по трещиноватости (образование трещин в бетонной крепи).

Условие расчета по предельным состояниям заключается в том, чтобы напряжения, деформации или размеры и число трещин от внешних нагрузок не превосходили предельных значений, характеризующих несущую способность, податливость или трещиноватость крепи в соответствующих расчетных предельных состояниях. Основными факторами, от которых зависит коэффициент запаса и эксплуатационная надежность отдельных узлов крепи, являются: нагрузка и другие внешние воздействия, качество и механические свойства материалов, условия из-

готовления и работы узлов крепи и ее элементов. Хотя общий постоянный коэффициент запаса прочности конструкции в этом методе определен быть не может, коэффициент запаса отдельного элемента или узла крепи может быть определен по формуле

$$k_3 = n / k m,$$

где n — коэффициент перегрузки узла крепи; k — коэффициент однородности материала узла; m — коэффициент условий работы узла.

Таким образом, конструкция крепи считается прочной, если минимально возможная величина ее несущей способности равна или больше максимально возможной величины внешней нагрузки, при этом прочность конструкции обусловлена прочностью отдельных ее узлов и элементов.

Отсутствие единой теории расчета параметров крепи сопряжений горных выработок привело к возникновению большого количества методик расчета.

ДонГСИ разработан инженерный метод расчета параметров крепи сопряжений капитальных выработок глубоких шахт Донбасса, в основу которого положена гипотеза Р.Фенера – А.Дабасса: вмещающие породы начинают разрушаться, если их прочность меньше возникающих напряжений. Полученные полуэмпирические зависимости с погрешностью, не превышающей 30%, могут быть использованы для прогнозирования величины смещений породных контуров и величины грузонесущей способности крепи. Несущая способность крепи сопряжения в свою очередь определяется через смещения.

При грубом приближении расчет параметров крепи на участках сопряжений можно производить как для одиночной выработки, увеличивая полученные значения в 1,5 раза. Взаимное влияние выработок при этом следует учитывать до размеров целика между ними, равного 4-5 диаметрам (ширинам) большей выработки. Результаты данной работы приемлемы

только для условий Центрального Донбасса и не могут распространяться на другие, отличные от рассмотренных в методике.

Для расчета проявлений горного давления в протяженных капитальных выработках и на участках их сопряжений разработан экспериментально-аналитический метод, основанный на решении вязкоупруго-пластической задачи и обобщении данных натурных замеров смещений и нагрузок на крепь. Особенностью метода является введение поправочных коэффициентов, корректирующих расчетную схему и модель среды. Нагрузка на крепь определяется по номограмме путем исследования работы крепи в режиме взаимовлияющей деформации с учетом толщины и кривизны крепи в кровле, почве и боках, размеров выработки, характеристик забуртовок и времени введения крепи в работу после проведения выработок (в зависимости от приведенной глубины и расчетной прочности пород).

Сторонники энергетической теории утверждают, что при проведении горной выработки вокруг нее происходит перераспределение напряжений в массиве и высвобождение потенциальной энергии, величина которой определяется начальным напряженным состоянием массива. В незакрепленной выработке, высвобождаемая при смещении окружающего массива потенциальная энергия, полностью расходуется на процессы, обуславливающие разрушение деформируемых пород. При определенных условиях сопротивление пород исчерпывается, равновесие в массиве нарушается и происходит разрушение.

В закрепленной выработке высвобождаемая энергия затрачивается не только на разрушение деформируемых пород, но и на преодоление сопротивления крепи. В этом случае количество энергии уменьшается и естественная прочность горных пород сохраняется в большей степени. На основе вышеизложенных предпосылок для условий Восточного Донбасса определена

работа сил, действующих на деформируемые породы:

$$A = 0,27\gamma_{cp} \cdot l \cdot b \cdot a \cdot \cos \alpha ,$$

где γ_{cp} - средневзвешенный объемный вес деформируемых пород; l - ширина выработки в проходке; b - высота области активных смещений; a - расчетный прогиб контура кровли; α - угол наклона пласта.

Высота активных смещений определяется по формуле

$$b = 0,65 \sqrt{\frac{l}{f_{cp}}} \ln H,$$

где H - глубина расположения выработки; f_{cp} - средневзвешенный коэффициент крепости.

Методика составлена только для расчета анкерной крепи горных выработок с пролетами в проходке не более 6 м и основана на теоретическом методе. Принятие ее за основу при разработке рациональных параметров сопряжения с пролетами более 6 м затруднительно из-за сложности определения дополнительных коэффициентов и параметров.

В основу методики ЛГИ положены гипотезы горного давления М.М. Протодьяконова и П.М. Цимбаревича с учетом степени нарушенности массива, по которым рассчитываются размеры сводов возможного обрушения. Для выполнения инженерных расчетов породы кровли пластов по своим свойствам условно разделяются на три типа:

первый тип - трещиноватая однородная или неоднородная мощная толща пород;

второй тип - трещиноватая слоистая толща;

третий тип - неустойчивая небольшой мощности непосредственная кровля, покрытая устойчивой прочной плитой.

Для условий первого типа высота возможного обрушения определяется:

$$b = \frac{L}{2 \cdot f \cdot \eta},$$

где L - пролет выработки; η - коэффициент структурного ослабления породы.

Для второго типа:

$$b = h_y,$$

где h_y - высота от кровли выработки до устойчивого слоя.

Для третьего типа высота сводообразования равна мощности непосредственной кровли.

Методика, разработанная в ЛГИ, предназначена для расчета анкерной крепи горных выработок с шириной не более 4,7 м, поэтому не может быть принята в полном объеме для сопряжений горных выработок, пролет которых достигает 12 м.

Рассмотренные работы выполнены на основе экспериментальных исследований в шахтных условиях с последующей обработкой результатов наблюдений методом математической статистики без дальнейшего теоретического обобщения, имеют прикладное значение лишь для конкретных условий и не могут быть использованы в других бассейнах. Недостаточно изучен вопрос о распределении напряжений в кровле и боках узла сопрягаемых выработок, знание которого необходимо при выборе и обос-

новании горнотехнических параметров крепи.

В отечественной литературе не освещались вопросы о влиянии вида сопряжений на устойчивость породных обнажений и не анализировались затраты на сооружение сопряжений. Объектами исследования устойчивости в основном является сопряжения, расположенные на главных откаточных штреках и выработках околоствольных дворов. Незначительно изучен вопрос состояния устойчивости сопряжений. Лабораторные исследования преимущественно проводились на плоских моделях или сводились к плоским, а такие вопросы, как влияние вида узла на устойчивость и концентрацию напряжений в кровле и боках, требуют решения в пространственной постановке. Исследования на объемных моделях сдерживаются трудоемкостью работ, отсутствием соответствующего оборудования.

Решение поставленной задачи возможно только комплексным методом с помощью аналитических, лабораторных и шахтных исследований, причем последние должны быть критерием оценки получаемых результатов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Широков А.П., Писляков Б.Г. Расчет и выбор крепи сопряжений горных выработок. – М.: Недра, 1978. 304 с.

2. Данилкин М.С. Определение рациональных параметров и выбор крепи сопряжений горных выработок: Дисс...канд. техн. наук. – М., 1987. – 179 с.

Коротко об авторах

Захарова Т.Г. – Шахтинский институт Южно-Российского государственного технического университета (НПИ).

© В.А. Крапивин, 2005

УДК 622.257.12

В.А. Крапивин

**ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ АНКЕРНОЙ КРЕПИ
И ПОРОДНЫХ ОБНАЖЕНИЙ ПРИ ПРОХОДКЕ
КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА №04 ШАХТЫ
«ДАЛЬНЯЯ» ОАО «ГУКОВУГОЛЬ»**

Семинар № 3

Применение сталеполимерной анкерной крепи в горных выработках угольных шахт дает большой технико-экономический эффект по сравнению с рамной металлической крепью. При применении анкерной крепи стоимость крепления 1 км выработок сокращается в несколько раз, значительно снижается трудоемкость работ и повышается их безопасность.

На шахте «Дальняя» сталеполимерная анкерная крепь типа АСГ1 используется с 1998 года. В целом состояние выработок закрепленных данной крепью удовлетворительное. Однако на отдельных участках состояние крепи ухудшилось. Прежде всего, это связано с появлением заколов и вывалов пород из кровли и боков, обрывом резьбовой части анкеров и их «обыгрыванием» вне зоны влияния очистных работ. Возникла необходимость в проведении работ по оценке состояния анкерной крепи и разработке рекомендаций по креплению и дальнейшему поддержанию выработок.

По данным инженерно-технических работников шахты, первые аномальные проявления горного давления появились в штреке № 04 Запад в период после ноября 2000 года. Они выразились в постепенном увеличении смещений кровли появлении в кровле и боках штрека трещин, заколов и вывалов, появлении случаев порывов анкеров по резьбовой части или их «обыгрывания». Некоторое время работники шахты считали это следствием увеличения на коротком участке штрека трещиноватости пород кровли и боков. Однако после того, как начало резко ухудшаться состояние

ранее пройденных участков штрека, на которых до этого ощущалось негативных проявлений горного давления, возникла необходимость проведения специальных исследований.

Эти исследования проводились в феврале 2001 года сотрудниками ШахтНИИ (2), когда забой штрека № 04 Запад находился на ПК34. На пройденной и поддерживаемой части штрека состояние породных обнажений и анкерной крепи на отдельных участках штрека резко различались друг от друга.

От забоя штрека до ПК31 состояние породных обнажений являлось удовлетворительным: трещины, заколы и вывалы отсутствовали и лишь на 0,2-0,3 м отжимался угольный пласт с верхней стороны штрека. Максимальные смещения пород кровли на данном участке не превышали 20-40 мм. В связи с хорошим состоянием кровли на данном участке штрека анкера устанавливались без подхватов под опорные плитки размером 100×100×6 мм.

Выполненные с помощью оптического прибора типа РВП457 наблюдения (рис. 1) показали, что на данном участке трещины расслоения отсутствуют лишь в конце участка на расстоянии около 30 м от забоя на глубине 0,23 м зафиксировано появление первой трещины с минимальным раскрытием (0,1 мм). В вышележащих слоях кровли трещины расслоения отсутствовали. На расстоянии 1,20 м от поверхности кровли четко фиксируется переход от песчано-глинистого сланца к песчаному сланцу.

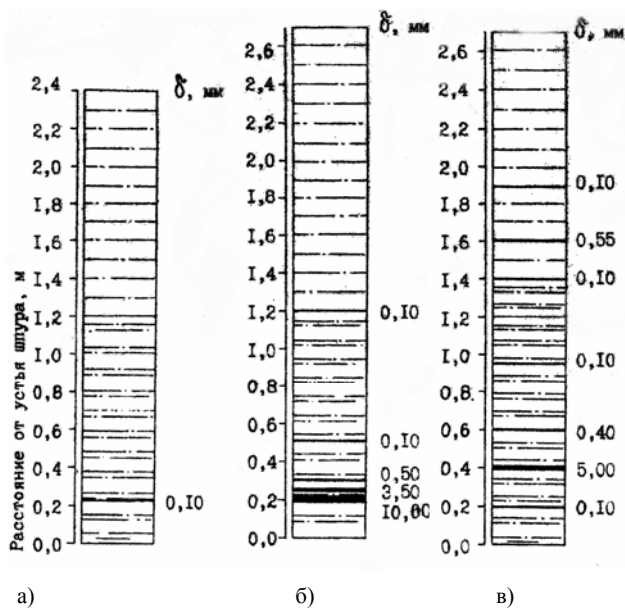


Рис. 1. Расслоения пород кровли конвейерного штрека №04 Запад на расстоянии от проходческого забоя: а – 30 м (ПК31); б – 70 м (ПК27); в – 77 м (ПК26 + 3 м)

ПК31-ПК28 было устойчивым, поэтому анкера устанавливались с опорными плитками. Однако к моменту обследования состояния породных обнажений на данном участке штрека стало неудовлетворительным. При этом переход от устойчивого состояния кровли к неустойчивому происходит на протяжении 2-3 м по длине штрека. Так, величины смещений кровли с 20-40 мм на расстоянии 2 м до ПК31, увеличились до 150-200 мм на

расстоянии 1 м за ПК31. В кровле штрека появились трещины (до 11 тр./м²), заколы, многочисленные мелкие вывалы пород на высоту до 0,2-0,3 м. Бока штрека были отжаты на глубину 0,2 м с нижней стороны и до 0,4 м с верхней стороны штрека. Между первым и вторым рядом анкеров образовался пластический шарнир типа надвига, к которому приурочены максимальные смещения пород кровли.

Сравнение характера расслоения пород кровли на участке между ПК34, ПК31, а также между ПК31 и ПК28 (рис. 1), показало следующее. Количество трещин расслоения возросло с одной до пяти, их суммарное раскрытие - с 0,1 мм до 14,2 мм, а высота расположения верхней трещины расслоения увеличилась с 0,23 м до 1,2 м.

Большие смещения кровли привели к резкому росту фактического натяжения анкеров по сравнению с участком штрека ПК34-ПК31 (рис. 2) Так натяжение находящихся в рабочем состоянии анкеров изменялось от 24,7 до 156,1 кН при среднем значении 67,5 кН (рис. 2), что в 3,6 раза выше, чем на первом участке. При этом надо иметь в виду, что около 3 % анкеров

По данным проведенных измерений, при которых обследовались практически все установленные на участке анкера, величина их фактического натяжения на участке штрека между ПК34 и ПК31 (на протяжении 30 м от забоя штрека) изменялась в диапазоне от 4,4 до 54,7 кН и в среднем составляла 18,6 кН. На графике (рис. 2) видно, что какой-либо тенденции к росту натяжения анкеров по мере удаления от забоя штрека на этом участке не обнаруживается. Однако, как ранее, наибольшие величины фактического натяжения анкеров в поперечных рядах фиксируются в 64 % случаев в первом ряду анкеров, в 25 % случаев во втором ряду, в 8 % случаев в третьем ряду и лишь в 3 % случаев в четвертом ряду. Такое распределение натяжения анкеров объясняется тем, что, максимум смещений кровли располагается между первым и вторым рядом анкеров. Таким образом, на данном участке штрека состояние породного контура и анкерной крепи было совершенно аналогичным тому, которое фиксировалось в штреке в период до 1 ноября 2000 года.

В период проведения штрека состояние породных обнажений на участке

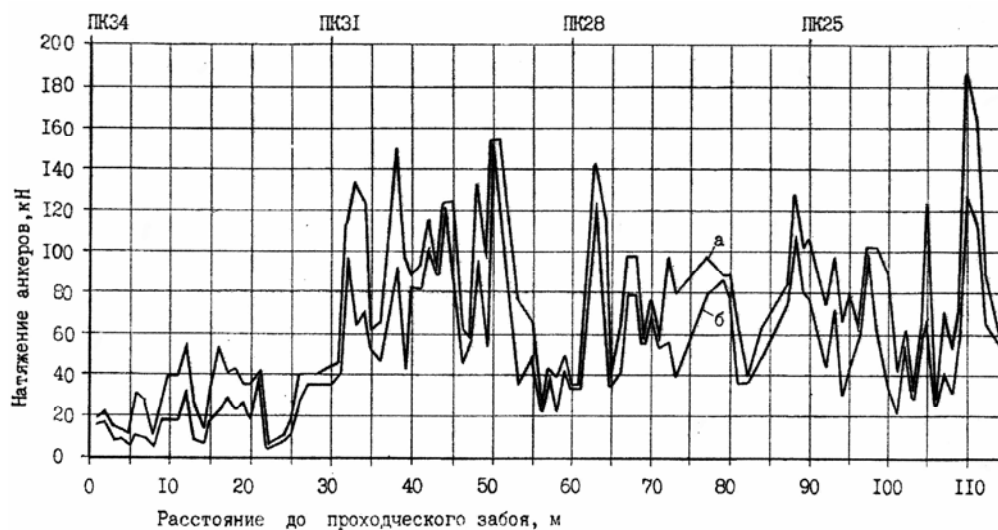


Рис. 2. Изменение натяжения анкеров АСГ1 в шпуре №04 Запад в зависимости от расстояния от проходческого забоя: а — максимальных; б — средних

на контролируемом участке были оборваны по резьбовой части и, следовательно, у части анкеров фактическое натяжение составляло не менее 180 кН.

Около 10 % установленных на этом участке анкеров находятся в нерабочем состоянии в результате их частичного "обгрызания", разломов пополам и разрывов вокруг отверстий опорных плиток, имеющих недостаточные толщину (6 мм) и ширину по узкой стороне (100 мм). По свидетельству работников шахты «Дальняя» интенсивные проявления горного давления на рассматриваемом участке проявились в 10-20 м от проходческого забоя. При этом они значительно превышали те, которые отмечались ранее в выработках шахты «Дальняя». Необходимо отметить, что в конце второго участка на протяжении 6-7 м состояние кровли являлось удовлетворительным. Существенные смещения пород кровли и боков, трещины и вывалы на данном участке отсутствовали, максимальное натяжение анкеров в рядах изменялось от 22 до 50 кН, при среднем значении около 34 кН.

Как и ранее, на втором участке в 87 % случаев максимальное натяжение испытывали анкера, расположенные в 1 и 2 рядах, к которым приурочены максимальные смещения пород кровли.

На участке ПК28-ПК23 -4 м, расположенном на удалении 60-114 м от проходческого забоя, состояние кровли хуже, чем на 1 и 2 участках, несмотря на применение в качестве опорных элементов преимущественно металлических полосовых подхватов. Кровля и бока разбиты многочисленными трещинами, заколами и мелкими вывалами. Особенно интенсивны проявления горного давления между ПК25+5 м-ПК27+5 м, где из-за плохого состояния кровли возведена металлическая рамная крепь типа ТПМК.

Смещения пород кровли на данном участке достигали 200-250 мм, при этом максимум смещений располагался между 1 и 2 рядом анкеров. Породы кровли были расслоены на высоту до 1,9 м семью трещинами с раскрытием от 0,1 до 5 мм (рис. 1). Таким образом, высота расслоений кровли достигла верхнего конца анкеров.

Натяжение находящихся в рабочем состоянии анкеров на данном участке изменялось от 20 до 186 кН (см. рис. 2). Однако среднее натяжение анкеров на этом участке (60 кН) несколько ниже, чем на

предыдущем (67,5 кН) несмотря на большую интенсивность проявления горного давления. Это связано с разгрузкой части анкеров из-за вывалов пород кровли. Снижение сопротивления анкерной крепи способствовало образованию в кровле на расстоянии 2 м от нижней стенки штрека пологой складки типа надвиг. Появление надвига привело к тому, что 100 % анкеров с максимальным натяжением располагались по обе стороны от надвига.

Результаты проведенных замеров и наблюдений показали, что в течение нескольких недель интенсивность проявлений горного давления на отдельных участках штрека № 04 Запад резко повысилась и достигла уровня, который ранее был характерен только для зоны опорного давления очистного забоя, где напряжения в породах в 2-3 раза выше, чем вне зоны влияния очистных забоев. Появление локальных зон с повышенными проявлениями горного давления на участках штрека, где ранее состояние породных обнажений было вполне устойчивым, а анкерная крепь не имела существенного натяжения, позволяет сделать предположение о том, что они вызваны

действием современных тектонических напряжений.

По данным визуальных наблюдений ИТР шахты «Дальняя» в настоящее время при проходке штрека №08 проявление горного давления аналогично проявлению горного давления при проходке штреках №04. Выявлены локальные зоны повышенного горного давления, вызванные действием современных тектонических напряжений. Проявление горного давления в этих зонах во многом идентично проявлению горного давления в штреке №04.

Для выявленных зон с повышенным проявлением горного давления необходимо разрабатывать паспорта крепления с усовершенствованными параметрами анкерной крепи: применять анкеры с большей несущей способностью и большей длины, увеличивать плотность установки анкеров, использовать усиленные подхваты, а в зонах межслоевого сдвижения применять гибкие канатные анкеры. Внедрение данных мероприятий при проходке штреков позволит в дальнейшем при эксплуатации значительно сократить затраты на поддержание, обойтись без перекрепления штреков и возможно без применения усиливающих типов крепи.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Инструкция* по расчету и применению анкерной крепи на угольных шахтах России. - СПб, 2000. - 70 с.
2. *Беликов В.В., Кулешов Е.С., Мартыненко И.И., Чавкин А.И., Антонов П.И.* Определение состояния породных обнажений и фактического

натяжения сталеполимерной анкерной крепи с целью выявления границ зон повышенного горного давления в подготовительных выработках шахты «Дальняя» ОАО «ГуковУголь». Шахты, 2001. - 43 с.

Коротко об авторах

Крапивин В.А. – аспирант кафедры «Подземное, промышленное, гражданское строительство и строительные материалы» Шахтинского института Южно-Российского государственного технического университета (НПИ)

© В.В. Аршавский, 2005

УДК 622.831

В.В. Аршавский

ФОРМИРОВАНИЕ ДИСКРЕТНОЙ БЛОЧНОЙ СРЕДЫ В ЗАКЛАДОЧНОМ МАССИВЕ

Семинар № 3

Формирование структуры закладочного массива - это сложный и интересный процесс, который может рассматриваться с двух сторон. С одной стороны, это завершающий технологический процесс при системе разработки с полной закладкой выемочного пространства. С другой стороны, это техногенный геологический процесс создания нового слоя в горном массиве и, шире, новой структуры всего массива, ибо от поведения "закладочного слоя" зависит формирование мульды сдвижения во всей вышележащей толще.

Закладочный материал встраивается в структуру горного массива, что роднит его с многими естественными процессами, например, с образованием интрузий. Однако формирование закладочного массива имеет черты свои специфические черты, отличающие его от естественных геологических процессов.

Перечислим наиболее важные особенности формирования закладочного массива.

1. Закладочный массив размещается в заранее подготовленной полости, причем в силу особенностей технологии он даже не занимает ее полностью (в условиях рудников Норильского ГМК недозаклад составляет 0,5-1 м).

2. Закладочный массив обладает существенной сжимаемостью (доходящей до 30-40 % [1, 2]), как за счет наличия газовой фазы, так и за счет выдавливания воды. Лабораторные эксперименты показывают, что необратимые деформации в закладке возникают уже в начальной стадии нагружения, чему способствует возможность расширения образца в перпендикулярном направлении. При объемном нагружении характерным яв-

ляется наличие гистерезиса при циклической нагрузке.

3. Закладочный массив постепенно набирает прочность, но даже через 2-3 года после окончания закладочных работ его прочность очень мала и уступает не только прочности выше- и нижележащих пород, но и номинальной прочности бетона соответствующей марки. Несущая способность закладочного массива при нагрузке, в разы превышающей предел прочности, в первую очередь определяется не прочностными, а деформационными свойствами в условиях объемного нагружения.

4. Одновременно с формированием закладочного слоя идут процессы сдвижения и оседания вышележащей толщи, которые оказывают существенное влияние на процессы формирования закладочного массива, и, наоборот, свойства закладочного массива оказывают встречное воздействие на процессы сдвижения.

5. Еще до начала закладки в процессе ведения очистных работ в кровле и в почве рудного тела образуются дополнительные трещины, зоны уплотнения и разуплотнения, которые оказывают влияние на формирование закладочного массива. В первую очередь, краевая часть закладочного массива оказывается в зоне опорного давления очистных выработок.

Все эти особенности определяют неоднородность закладочного массива и его чувствительность к структурным особенностям вмещающих пород. Прежде всего, следует обратить внимание на влияние разрывных нарушений и блочной структуры выше- и нижележащих толщ. Разрывные нарушения оказывают значительное влияние на физико-механические свойства и напряженно-деформированное состояние любых пород, однако при формирова-

нии закладочного массива, обладающего низкой прочностью, большой текучестью и формирующегося уже в условиях существования разрывных нарушений и их активизации, вызванной горными работами, их роль особенно велика. В закладочном массиве блочная структура не вносится в существовавшую ранее структуру массива, деформируя ее, а является одним из основных факторов, который определяет его структуру на самом этапе формирования.

Во-первых, форма выемочного пространства с той или иной точностью повторяет структуру рудного тела, и закладочный массив также воспроизводит эту структуру. При больших амплитудах и/или вариациях мощности рудного тела закладочный массив с момента формирования состоит из блоков, лежащих на разных глубинах и/или имеющих разную мощность (рис. 1).

Во-вторых, процессы сдвижения имеют неравномерный циклический характер, во многом определяемый блочной структурой массива. Поэтому с разных сторон от разлома процессы изменения пригрузки закладочного массива несинхронно, что влияет на процессы набора прочности и выдавливания воды.

В-третьих, процессы обезвоживания закладочной толщи наиболее активно идут именно вдоль швов разрывных нарушений, что обуславливает наличие особых зон с отличающимися свойствами вблизи разрывов.

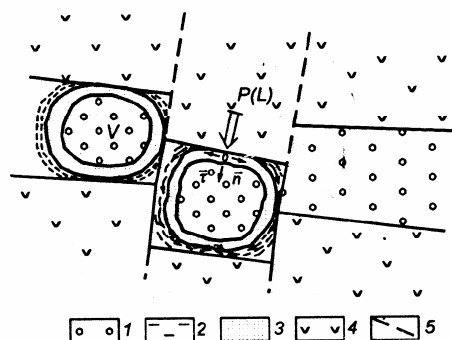
В-четвертых, сами зоны разрывных нарушений отличаются особым напряженным состоянием, что еще в большей степени выделяет краевые зоны. Напряженные зажатые участки разломов препятствуют истечению воды, но вместе с этим за счет высоких на-

Рис. 1. Влияние разрывных нарушений на формирование закладочного массива: 1 - пассивное ядро блока; 2 - дренажная зона (зона массопереноса); 3 - барьерная зона с повышенной плотностью; 4 - вмещающий массив; 5 - тектонические нарушения

пряжений обуславливают появления участков с высокой плотностью и минимальной пористостью. Наоборот, ослабленные ненагруженные участки разломов и зоны дробления в наибольшей мере служат местами стока воды, способствуют созданию пористых ослабленных зон. Ненагруженные участки разломов могут рассматриваться как псевдовыработки, с обеих сторон которых на некотором отдалении от разлома образуются зоны повышенного ("опорного") давления [3], в которых также формируются участки высокой плотности.

Вполне очевидно, что теоретическим путем невозможно оценить вклад различных процессов в формирование структуры закладочных массивов. Поэтому для изучения структуры закладочных массивов на рудниках Норильского ГМК был проведен большой объем исследовательских работ. При проведении экспериментальных исследований использовался большой комплекс методик [4-12].

1. Измерения плотности методами плотностного и селективного гамма-гамма каротажа.
2. Измерения скорости продольных волн с помощью ультразвукового просвечивания и ультразвукового каротажа.
3. Измерения влажности с помощью токового каротажа.
4. Бурение испытательных керновых скважин и измерения процента выхода и средней длины кернов.
5. Механические испытания кернов (прочность при одноосных растяжении и



сжатии, измерения модуля Юнга).

6. Оценки устойчивости выработок, измерения водопритоков и т.д.

В короткой статье невозможно охватить все полученные результаты. Поэтому остановимся лишь на самых важных. Главный результат исследований заключается в экспериментальном подтверждении факта большой неоднородности закладочного массива (таблица). Например, даже такая характеристика как плотность, значения которой у большей части горных пород изменяются в очень узких пределах, в закладочном массиве имеет коэффициенты вариации от 8 до 16 % в пределах одной ленты.

Детальный анализ полученных результатов показал, что возможно выделить по меньшей мере семь типов неоднородностей, отражающихся либо на всех его свойствах, либо на группе свойств. Неоднородности закладочного массива наблюдаются как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях, причем отмечаются как сходства, так и различия неоднородностей в различных направлениях.

Начнем рассмотрение неоднородностей с вертикального направления.

1. Первый самый простой тип неоднородности заключается в ярко выраженной

слоистости закладочного массива. Наибольшее влияние слоистость оказывает на плотность закладочного массива (рис. 2) и его предел прочности на растяжение (рис. 3).

Сопоставление изменений плотности в вертикальном и горизонтальном направлениях (рис. 2) показывает большие различия размаха вариаций и периода их изменений. Как легко видеть, диапазон изменений основного периода вариации свойств закладочного массива (рис. 2 и 3) находится в диапазоне 0,2-1 м. Поэтому естественно связать этот тип неоднородности с технологией возведения закладочного массива. Данные опыты подтверждают вывод, ранее сделанный Л.М. Малетиным и Г.С. Кириченко [1] о том, что перерывы в процессе закладки, превышающие 20 минут, существенно понижают прочность межслойного сцепления. Вариации плотности (рис. 3) показывают, что, по-видимому, основная причина состоит в расслоении, происходящем непосредственно при ее растекании по поверхности предыдущего слоя, и быстром образовании на этой поверхности тонкого прослойка, препятствующего гомогенизации закладочного массива.

Физические свойства закладочного массива^{)}*

| №№ п/п | Характеристики | Лента 50 (заложена в 1977 г.) | Лента 49 (заложена в 1976 г.) | Лента 47 (заложена в 1975 г.) | Лента 46 (заложена в 1974 г.) |
|-----------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1. | Плотность, т/м ³ | 1,85 | 1,88 | 1,93 | 1,93 |
| 2. | Влажность весовая, % | 38 | 34 | 23 | 18 |
| 3. | Коэффициент вариации по п. 2, % | 8 | 10 | 16 | 11 |
| 4. | Прочность на сжатие, МПа | 3,5 | 4,0 | 5,2 | 6,5 |
| 5. | Коэффициент вариации по п. 4, % | 36 | 31 | 28 | 33 |
| 6. | $E_{дин.} \times 10^{-3}$, МПа - модуль Юнга | 2,8 | 4,1 | 5,2 | 5,6 |
| 7. | Коэффициент Пуассона | 0,35 | 0,33 | 0,33 | 0,33 |

^{*)} Данные по закладке слоевого орта 7/4, рудник "Комсомольский"

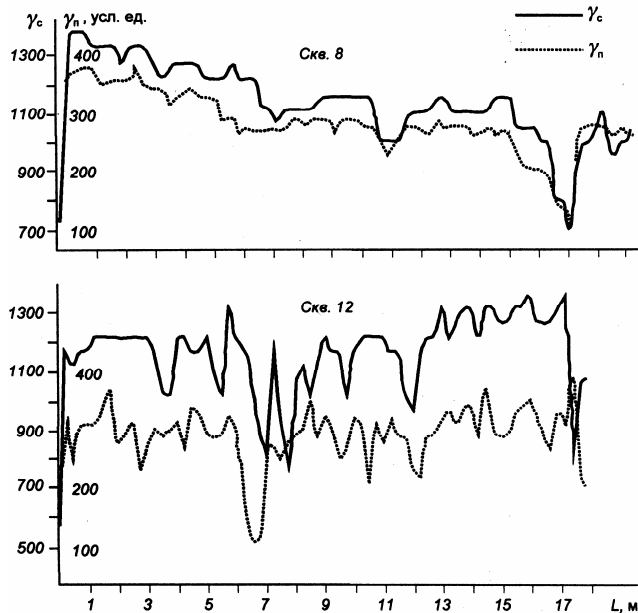


Рис. 2. Диаграммы селективного (γ_c) и плотностного (γ_n) гамма-гамма каротажа для горизонтальной (сверху) и вертикальной (снизу) скважин

2. Второй тип неоднородности заключается в возрастании скорости продольных волн в направлении вышележащей толщи пород (рис. 4). В меньшей степени эти изменения отражаются на плотности закладочного массива. Причины этого возрастания, на наш взгляд, заключаются в сочетании двух явлений. В первую очередь, имеет место затухание деформаций вглубь массива, самый верхний слой принимает на себя самую большую часть нагрузки и деформируется в наибольшей

степени, соответственно, в следующем слое деформации несколько меньше и т. д. Вторым фактором - это просачивание воды вместе с глинистыми частицами (цементно-жидкостной составляющей) в направлении почвы закладочного массива. Поэтому процентное содержание выхода керна при бурении скважин в большей части случаев ведет себя противоположным образом по отношению к скорости продольных волн - ближе к почве процент выхода керна несколько выше (рис. 5). Таким образом, нижняя часть закладочного массива лучше скрепляется цементом и является более вязкой, а верхняя часть сдавлена высокими деформациями и имеет большую скорость продольных волн.

3. Третий тип - это нелинейный характер тенденций, описанных в предыдущем пункте. Наиболее сильные вариации свойств, как правило, наблюдаются в непосредственной близости от кровли и почвы выработки. Этот слой можно назвать активной оболочкой по отношению к его центральной части, отличающейся меньшими вариациями, отражающими менее интенсивное протекание процессов. Структура актив-

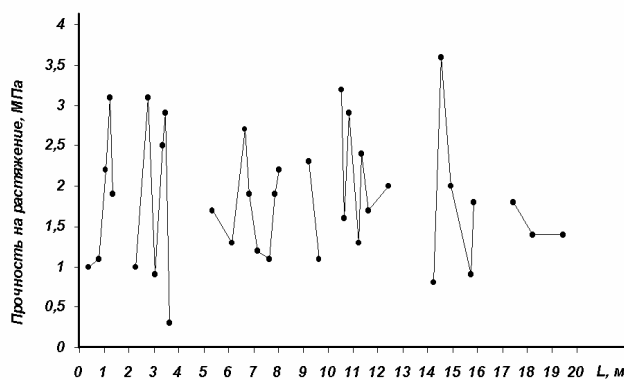


Рис. 3. Изменения прочности на растяжение кернов, выбуренных по вертикальной скважине Т-26 рудника "Комсомольский"

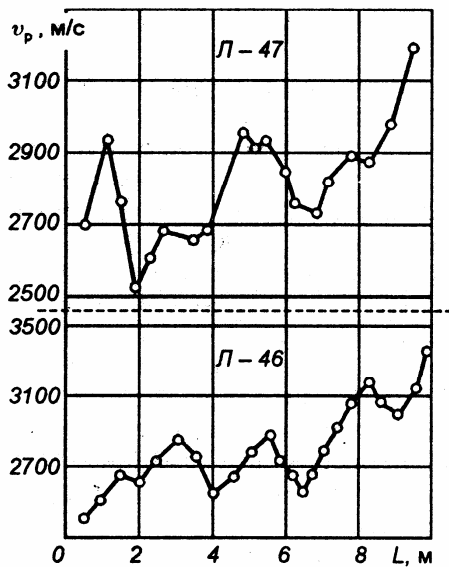


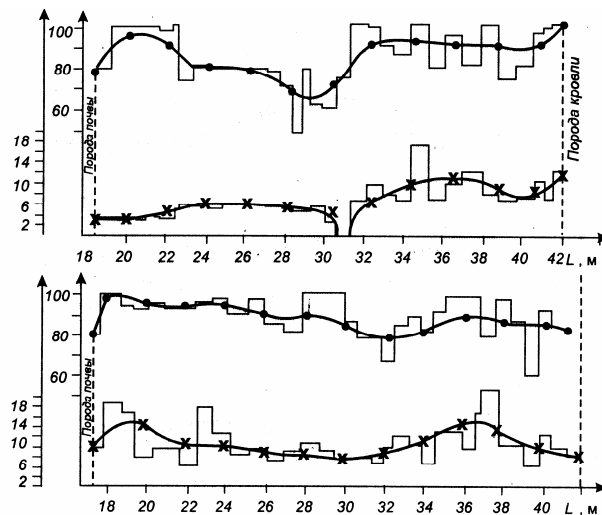
Рис. 4. Скоростные диаграммы продольных волн по данным ультразвукового каротажа вертикальных скважин

ной оболочки существенно варьирует от одной наблюдательной скважины к другой. В одних скважинах мы видим участки повышенной плотности у границы почва/заkladка, за которым следует участок пониженной плотности, в других - активная оболочка включает участки пониженной и повышенной плотности, следующие в противоположном порядке. Несколько более определенную картину показывают изменения процента выхода керна и его средней длины. В большей части скважин на самом контакте с почвой (или кровлей) выход и средняя длина керна имеют минимальные значения (ослабленные участки), а затем на расстояниях 2-5 метров от почвы находятся участки с повышенными значениями выхода керна и его средней длины

(рис. 5). Близкая картину показывают и измерения прочности выбуренных кернов закладочного массива на одноосное сжатие, однако максимум прочности отодвинут вглубь массива не на 2-5, а на 4-6 м (рис. 6).

Нам представляется, что столь сложная картина образуется при взаимодействии нескольких процессов. Во-первых, условия контакта закладки и вмещающих пород варьируют от участка к участку. Около кровли выработки условия контакта определяются исходной формой кровли выработанного пространства, зависящей от нее величиной недозаклада и степенью напряженности пород кровли. Около почвы кроме этих факторов важную роль играет также естественная и техногенная трещиноватость подстилающих пород и возможность дренажа жидкой фазы, выделяемой при формировании закладочного массива. Во-вторых, на некотором отдалении от вмещающих пород образуется барьерный слой, насыщенный глинистыми

Рис. 5. Графики выхода (%) и средней поинтервальной длины керна (жирными линиями показаны кривые, полученные методом скользящего среднего по 4-метровым интервалам с шагом смещения 2 м)



частицами и не раздавленный полностью повышенными напряжениями.

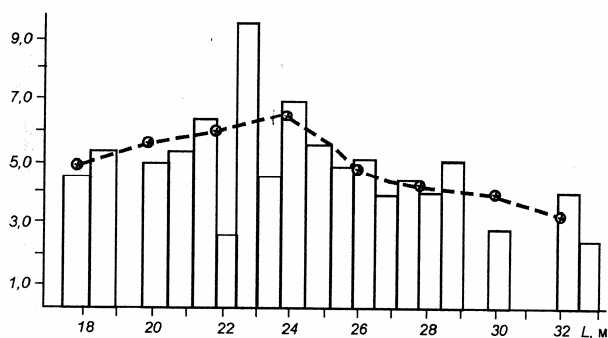
4. Четвертый тип неоднородности заключается в просматриваемом на многих графиках "чашеобразном" характере изменений - пониженных значениях средней длины зерна в центральной части закладочного массива (между двумя барьерными слоями, рис. 5).

Участок пониженных значений длины зерна можно объяснить некоторым сходством (симметрией) процессов, происходящих около кровли и почвы выработанного пространства. На первом этапе образования закладочного массива процессы сдвижения еще не приводят к полной посадке кровли, и, соответственно, нагрузка на массив определяется только его собственным весом, возрастая к его почве. Хотя эти нагрузки существенно меньше нагрузок после посадки кровли, но их действие приходится на самый ранний этап формирования закладочного массива, когда в нем наиболее активно идут сложные физико-механические и физико-химические

процессы (гидролиз, гидратация, обезвоживание и т. д.). Поэтому столь различные по величине нагрузки приводят к сопоставимым между собой эффектам, и изменения некоторых характеристик закладочного массива приобретают "чашеобразный" характер.

Предыдущие типы неоднородности отнесли к вариации свойств в разрезе закладочного массива. Более ярко выраженный характер имеют изменения свойств закладочного массива в плане. После окончания активной фазы процессов посадки кровли и сдвижения закономерные изменения свойств закладочного массива вглубь выработанного пространства постепенно затухают и остается две группы неоднородностей. Первая группа - это вариации свойств в непосредственной близости от тектонических нарушений, зон повышенной трещиноватости и выработок. Вторая группа - это различия между контактными зонами и остальной частью закладочного массива. Наиболее интересный тип неоднородностей создается вблизи выработок (и, по-видимому, разломных зон). Его суть состоит в следовании друг за другом нескольких минимумов и максимумов скорости продольных волн (рис. 7). Как правило, наиболее отчетливо наблюдается два максимума - первый на расстоянии 1,5-2 метра от контура выработки, второй - на расстояниях 3,5-6 метров (т.е. соизмеримых с диаметром выработки, пройденной комбайновым способом). Менее отчетливо, но также достаточно определенно эти максимумы и минимумы просматриваются на графиках плотностного гамма-гамма каротажа.

Рис. 6. Прочностные диаграммы поинтервального испытания закладочного керна при относном нагружении (пунктирная линия соответствует средним значениям для 2-метровых интервалов)



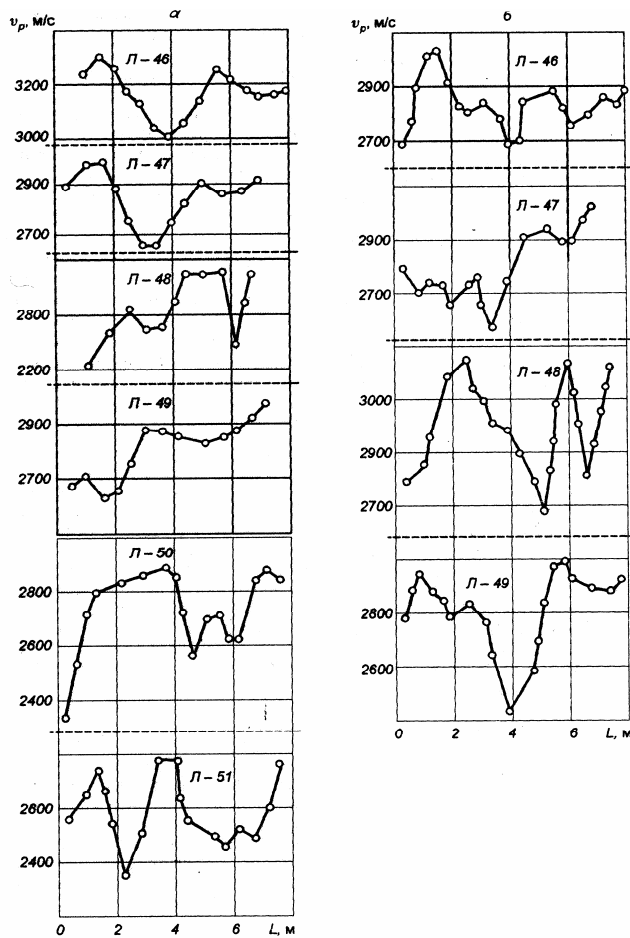


Рис. 7. Скоростные диаграммы продольных волн вокруг слоевого орта 7.4 рудника "Комсомольский (ленты 46-51) при схемах ультразвукового просвечивания (а) и ультразвукового каротажа (б) горизонтальных скважин

могут раздавливаться весом вышележащей толщи, что приводит к возобновлению процесса выдавливания воды и образованию новых зон опорного давления. Таким образом, в краевых участках блоков закладочного массива формируется чередование зон повышенной и пониженной плотности.

Второе явление - это явление зональной дезинтеграции, ярко проявляющееся в слабом и подвижном материале закладочного массива. Кровля выработки испытывает сложные изгибные деформации, приводящие к чередованию более и менее нагруженных участков в окружающем выработку массиве. Судя по вполне определенной регулярности чередования максимумов и минимумов, явление зональной дезинтеграции является организуемым для формирования барьерных слоев, и оба процесса, взаимно усиливая друг друга, приводят к формированию достаточно четкой зональной структуры закладочного массива вблизи выработок.

6. Другой, наиболее важный граничный тип неоднородности связан непосредственно со свойствами пород в приразрывных зонах и состоит в формировании ослабленных участков закладочных массивов около больших тектонических нарушений (рис. 8 и 9). Описание этого явления приведено в начале статьи. В дополнение к этому отметим, что в скважи-

Причины столь сложного характера изменений, на наш взгляд, состоят в сочетании двух явлений. Первое явление - это образование барьерных слоев, играющее большую роль для изменений свойств закладки в горизонтальных направлениях, чем вертикальных. Опишем его более подробно. Выдавливаемая вода несет с собой взвесь мелких частичек, которые частично отфильтровываются на наиболее плотных участках закладочного массива, еще в большей степени повышая их плотность. Однако прочность закладочного материала слишком мала, чтобы они могли выдержать лежащую на них нагрузку, поэтому через некоторое время они

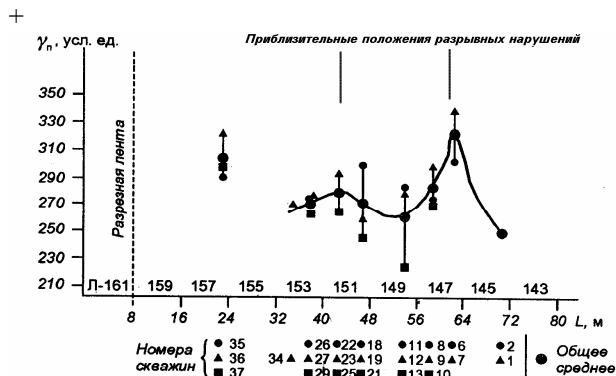


Рис. 8. Диаграммы средних значений интенсивности рассеянного γ -излучения, регистрируемого по геофизическим скважинам вдоль наблюдательной выработки в закладочном массиве при плотностных радиометрических измерениях

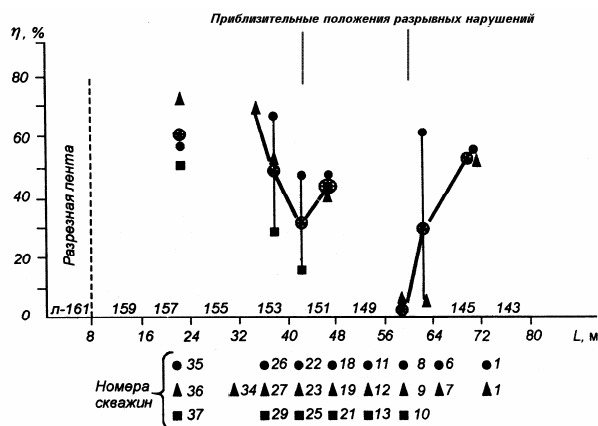


Рис. 9. Диаграммы средних значений выхода керна для контрольных скважин вдоль наблюдательной выработки

нах, пробуренных около тектонических нарушений, наблюдались значительные водопритоки с интенсивностью около 2 литров в час, не отмечаемые в других участках закладочного массива. В местах наиболее сильных водопритоків выход керна снижался до 5-15 %.

7. За пределами граничных зон находятся участки более плавного изменения свойств закладочного массива. В результате возникает достаточно характерная "чашеобразная" структура блока закладочного массива, о которой шла речь при описании

неоднородностей в вертикальном направлении (рис. 1 и 5). Наиболее отчетливую картину дают изменения пористости и модуля Юнга - внешняя активная зона блока имеет среднюю ширину около 6 м, включающую ослабленный участок шириной около 2 м и барьерный участок с пониженной пористостью и повышенными значениями модуля Юнга шириной около 4 м.

Таким образом, неотъемлемым свойством закладочного массива является неоднородность его плотностных и деформационных характеристик, что сильно усложняет задачу прогнозирования его поведения, особенно в условиях, экстремальных по фактору горного давления. Подтверждением важности неоднородной структуры закладочного массива для прогноза геодинамической ситуации на рудниках Норильского ГМК являются многократно отмечавшиеся достаточно мощные сейсмические события, происходившие не только в кровле и почве закладочного массива, но и в самом его теле.

Автор выражает искреннюю благодарность сотрудникам ГМОИЦ НГМК В.А. Пахомову, В.С. Соловьеву, С.С. Шаталову, Г.А. Тапсиеву и ИГД СО РАН к.т.н. Г.Г. Матасовой, к.т.н. П.Ф. Морозову и к.ф.-м.н. Л.Д. Потягайло, оказавшим большую помощь при проведении натурных исследований. Также автор благодарен чл.-корр. РАН В.Н. Опарину и докторам техн. наук А.П. Тапсиеву, С.В. Цирелю и А.Н. Шабарову за полезные обсуждения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кириченко Г.С., Малетин Л.М. Совершенствование управления горным давлением при разработке пологих рудных залежей с закладкой. - В сб.: Исследование параметров технологии подземной разработки руд. – М.: ИПКОН АН СССР, 1987.
2. Курленя М.В., Опарин В.Н., Тапсиев А.П., Аришавский В.В. Геомеханические процессы взаимодействия породных и закладочных массивов при отработке пластовых рудных залежей. – Новосибирск: Наука, 1997.
3. Шабаров А.Н., Дунак Ю.Н., Батугин А.С. Тектонически напряженные и разгруженные зоны в горном массиве. - Уголь, 1994, № 7.
4. Корблев А.А. Современные методы и приборы для изучения напряженного состояния массива горных пород. - М.: Наука, 1969.
5. Методические указания по применению метода разгрузки для измерения напряжений в массивах горных пород. - Л.: ВНИМИ, 1972.
6. Техника контроля напряжений и деформаций в горных породах. – Л.: Наука, 1978.
7. Ардашев К.А., Ахматов В.Н., Катков Г.А. Методы и приборы для исследований проявления горного давления. - М.: Недра, 1981.
8. Курленя М.В., Опарин В.Н., Тапсиев А.П. Руководство по применению электрометрического метода оценки нарушенности высокопроводящих пород. – Новосибирск: ИГД СО АН СССР, 1979.
9. Курленя М.В., Опарин В.Н. Электрометрический метод диагностики напряженно-деформированного состояния массивов горных пород. - Новосибирск: ИГД СО АН СССР, 1989.
10. Тарасов Б.Г., Дырдин В.В., Иванов В.В. Геоэлектрический контроль состояния массивов. - М.: Недра, 1983.
11. Турчанинов И.А., Панин В.И. Геофизические методы определения и контроля напряжений в массиве. - Л.: Наука, 1976.
12. Ржевский В.В., Ямщиков В.С. Акустические методы исследования и контроля горных пород в массиве. - М.: Наука, 1973.

Коротко об авторах

Аришавский В.В. – кандидат технических наук, директор ГМОИЦ ОАО ГМК "Норильский никель".

ДИССЕРТАЦИИ

ТЕКУЩАЯ ИНФОРМАЦИЯ О ЗАЩИТАХ ДИССЕРТАЦИЙ ПО ГОРНОМУ ДЕЛУ И СМЕЖНЫМ ВОПРОСАМ

| Автор | Название работы | Специальность | Ученая степень |
|---|--|---------------|----------------|
| УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ | | | |
| ПЬЯННИКОВ Валерий Павлович | Повышение эффективности проветривания тупиковых горных выработок при работе погрузочно-доставочных (транспортных) машин с двигателями внутреннего сгорания | 25.00.20 | к.т.н. |