

А. А. БОРИСОВ

МЕХАНИКА
ГОРНЫХ ПОРОД
И МАССИВОВ



МОСКВА «НЕДРА» 1980

УДК 622.02:539.2/.8:622.83

Борисов А. А. Механика горных пород и массивов. М., Недра, 1980. 360 с.

В книге освещен комплекс вопросов по механике горных пород и массивов: изложены сущность механических процессов, происходящих в горных породах при очистных и подготовительных работах, результаты шахтных и лабораторных исследований этих процессов, приведены различные методы расчета горного давления и крепей в лавах на пологих и крутых пластах, описаны закономерности процессов взаимодействия вмещающих пород и крепей, лав и целиков. Большое внимание уделено рассмотрению основных задач механики сплошных и комбинированных сред и задач, возникающих на границе сплошных и несплошных сред. Освещена новая проблема: создание методов прогноза деформаций и разрушений горных пород, а также геологических нарушений на основе физического зондирования горного массива.

Книга предназначена для сотрудников научно-исследовательских и проектных институтов, а также для широкого круга специалистов, работающих в области подземной разработки месторождений, строительства и эксплуатации подземных сооружений.

Табл. 7, ил. 166, список лит.— 78 назв.

Рецензент проф. д-р техн. наук *В. Л. Попов*

Борисов Алексей Алексеевич

МЕХАНИКА ГОРНЫХ ПОРОД И МАССИВОВ

Редактор издательства *Е. А. Кузнецов*
Переплет художника *А. Драгобор*
Художественный редактор *О. Н. Зайцева*
Технический редактор *Е. С. Сычева*
Корректор *К. С. Торопцева*

ИБ № 1133

Сдано в набор 24.01.80. Подписано в печать 02.10.80. Т-17147. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага типографская № 1. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 22,5. Уч.-изд. л. 22,0. Тираж 2600 экз. Заказ 1005/6278—10. Цена 3 р. 60 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19

Ленинградская типография № 4 ордена Трудового Красного Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгении Соколовой Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, 191126, Ленинград, Социалистическая ул., 14.

Б 30703—432
043(01)—80 350—80 2 504 000 000

© Издательство «Недра», 1980

Предисловие

Важнейшей проблемой в области горного дела является проблема изучения земных недр: горных массивов, физико-механических процессов, происходящих в недрах во взаимосвязи со способами, системами разработки, методами и процессами воздействия на горные массивы, законов и закономерностей процессов, протекающих в недрах. Знание и понимание этих вопросов, проникновение в законы природы, действующие в этой сфере, позволяют горному инженеру находить в сложной горной обстановке правильные решения, обеспечивать безопасность и добиваться наибольшей экономической эффективности горных предприятий. Многие из этих явлений и процессов имеют своим конечным выражением механические процессы, что предопределяет важнейшее значение науки — «Механика горных пород и массивов».

Механика горных пород и массивов развивается в тесной связи с развитием горной промышленности, которая представляет грандиозную лабораторию для научных исследований. Научные достижения последнего времени в области горной науки в целом, и, в частности, в области механики горных пород, отражены в научной и учебной литературе, отличающейся глубиной исследований и анализа, широким использованием фундаментальных и прикладных наук.

Явления, изучаемые механикой горных пород, отличаются большой сложностью и многообразием, поэтому с первых шагов ее развития М. М. Протодьяконов начал применять комплексный метод, включающий шахтные, лабораторные и теоретические (аналитические) исследования, причем из числа лабораторных методов он применял исключительно метод моделей. Этот метод получил широкое развитие в данной области горной науки вследствие его универсальности, возможности воспроизведения самых сложных и разнообразных условий и механических систем, возникающих в недрах при разработке месторождений, достоверности воспроизведения качественной картины, взаимозависимости различных процессов и обуславливающих их факторов. Поэтому в предлагаемой вниманию читателей книге наряду с результатами шахтных исследований, имеющих важнейшее значение, широко представлены и результаты исследований методом моделей, ценность которых состоит в том, что они дают возможность понять физическую сущность явлений, происходящих в недрах при ведении горных работ, изучить закономерности этих явлений и процессов,

осуществить их прогнозирование, определить достоверные расчетные схемы.

Анализ современных аналитических решений в области механики горных пород показывает, что они построены в основном не на экспериментальной, а на произвольных допущениях и предположениях, нередко искажающих физический смысл рассматриваемых процессов, причем громоздкость используемого математического аппарата создает для горных инженеров известные трудности в выявлении взаимосвязи влияющих факторов и создания представлений о закономерностях явлений. Поэтому в ряде глав книги приводятся также разработанные на экспериментальной основе упрощенные расчетные методы, достаточно полно отражающие сущность явлений, позволяющие создать правильные представления и относительно легко получать искомые решения.

В книге использованы результаты многолетних шахтных и лабораторных исследований, выполненных непосредственно автором, а также и под руководством его в лабораториях кафедры разработки пластовых месторождений ЛГИ, преимущественно в лаборатории горного давления им. проф. В. Д. Слесарева.

Автор выражает искреннюю благодарность всем сотрудникам, оказавшим помощь в подборе материалов, а также Н. В. Симоновой, Б. Г. Борисовой, Г. Б. Бабенко, помогавшим в оформлении рукописи.

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ ГОРНЫХ ПОРОД. СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

Глава I.

РАЗВИТИЕ МЕХАНИКИ ГОРНЫХ ПОРОД И МАССИВОВ (МЕХАНИКИ НЕДР)

Быстрое развитие в послевоенные годы разработки недр, строительства подземных сооружений, рост использования недр для различных хранилищ (газа, жидкого топлива и др.), все более возрастающие масштабы горного производства, огромные перспективы его развития, связанные с увеличением глубины работ и включение в эксплуатацию все более сложных месторождений, выдвигают на первое место изучение проблем горной физики и механики недр — механики горных массивов.

Горным массивом является включающий месторождение участок литосферы, в пределах которого распространяются физические процессы, связанные с производством горных работ, с разработкой месторождения в целом или отдельных шахтных полей. Горные массивы — многообразны, преимущественно имеют сложное строение, могут отличаться по разным параметрам: строению, геологическим нарушениям, неоднородности, водоносности, газоносности, иногда — нефтеносности, глубине залегания полезного ископаемого, свойствам слагающих горных пород, геотермическим градиентам и т. д.

§ 1.

Физические процессы при производстве горных работ

Разработка месторождений вызывает в горных массивах в общем случае комплекс физических, а нередко и химических процессов.

Физические процессы, протекающие в горных массивах при ведении горных работ, можно классифицировать следующим образом.

1. Процессы, происходящие в недрах до начала разработки месторождения.

2. Процессы предварительной обработки месторождений или отдельных частей.

3. Процессы, происходящие в недрах в период деятельности горных предприятий.

4. Процессы, происходящие в недрах в период ликвидации горных предприятий.

К процессам, происходящим в недрах до начала разработки месторождения, относятся: механические, гидравлические, газодинамические, тепловые, радиационные и др.

К процессам предварительной обработки месторождения относятся такие, как нагнетание воды в пласты, осушение месторождений, укрепление слабых пород, замораживание водоносных пород, оттаивание пород, ослабление пород взрыванием обычных взрывчатых веществ или атомных зарядов и др.

К процессам, происходящим в недрах в период деятельности горного предприятия, относятся: технологические процессы; все физические процессы, происходившие в недрах до начала горных работ; а также ряд дополнительных процессов, включая выветривание горных пород в приконтурных зонах горных выработок. Но в период горных работ режим всех этих процессов претерпевает весьма существенные изменения. К числу технологических процессов относятся: проведение скважин, горных выработок, возведение крепи, механическое разрушение, разрушение горных пород обычными взрывчатыми веществами и атомными взрывами, размывание углей струей воды, возведение закладки и т. д.

Возрастание глубин и масштабов горных работ, включение в эксплуатацию все более сложных месторождений, внедрение новых систем одновременной открытой и подземной разработки месторождений увеличивает удельный вес комбинированных процессов, например: внезапные выбросы угля и газа, пород и газа (комбинация механических, газодинамических и тепловых процессов); подработка пластов (комбинация механических, газовых, гидравлических и других процессов) и т. д.

Эти процессы изменяют физические, а не только механические свойства горных пород в различных зонах. Так, в зонах опорного давления и разгрузки, помимо плотности, прочностных и деформационных характеристик, изменяются магнитная проницаемость пород, их электропроводность, акустические и иные свойства.

При взрывных работах, а также при сейсмических явлениях на эти процессы накладываются волновые явления: колебания; вибрация кровли, целиков, стенок выработки.

Характер проявления каждого происходящего в недрах процесса в отдельности, их число, сочетание и взаимодействие варьируются в зависимости от конкретных условий. Все явления усложняются процессами предварительной обработки месторождений (шахтных полей или выемочных участков), такими, как

дренаж воды и газа, нагнетание воды в пласты, искусственное укрепление пород, подработка и надработка пластов и т. д.

Одни из этих процессов протекают монотонно и могут быть описаны уравнениями статики, другие имеют динамический характер проявлений, третьи — смешанный, некоторые носят неизвестный, случайный характер, есть процессы, меняющие характер проявления.

Течение процессов еще более усложняется тем, что характер их не является чисто естественным, так как их масштабы и интенсивность определяются деятельностью человека, который произвольно меняет условия проявлений процессов, изменяет системы разработки, их параметры, скорости подвигания горных работ, порядок и очередность отработки пластов в свите, способы управления кровлей и т. д.

Процессы, происходящие в недрах в период ликвидации горных предприятий, включают в разных комбинациях выше перечисленные.

Следует особо отметить, что указанные процессы развиваются в трехмерном пространстве, т. е. все рассматриваемые задачи являются объемными.

Иными словами, в общем случае при производстве горных работ изменяется не только течение процессов, но нередко и состояние самих пород: твердые породы могут проявлять деформации ползучести, переходить в пластичное состояние, нетрещиноватые — разбиваться трещинами, разрыхленные — слеживаться, сухие — становиться обводненными, сыпучие — превращаться в плытуны и, наоборот, обводненные — дренироваться и т. д.

Все эти обстоятельства, а также крайняя трудность натурных исследований предопределяют сложность постановки научно обоснованных лабораторных экспериментов и развития теории.

§ 2.

Горное давление

Наука, изучающая эти многообразные среды и процессы во всей их сложности и совокупности, является молодой, находится на стадии становления и даже не получила общепринятого названия.

В разное время предлагались следующие термины: «горное давление», «теория горного давления», «учение о горном давлении», «механика горных пород», «геомеханика», «механика горных пород и массивов», «горная геомеханика».

Одним из наиболее ранних и распространенных является термин «горное давление». По горному давлению в СССР и за рубежом изданы книги крупных ученых [65], проводились

конференции и совещания, опубликованы тысячи статей, издана «Терминология по горному давлению» и т. д.

Однако до сего дня продолжаются споры по вопросу об определении термина «горное давление». Одни ученые предлагали определить горное давление как влияние деформирующихся пород на крепь [74], другие — как механическое воздействие горных пород на крепь, третьи — как явление, вызванное и связанное с деформациями окружающих выработку пород, т. е. как процесс, изменяющийся во времени [65], четвертые — в широком смысле как давление внутри пород (т. е. напряжения), а в узком — как равнодействующую сумму всех сил, действующих на каждую точку искусственных и естественных опор (целиков, потолочин, краевых зон и др.), при этом давление, воспринимаемое опорами, определялось как составляющая этой равнодействующей [8]. Близкая к последней трактовка давалась и некоторыми зарубежными авторами.

В терминологии АН СССР горное давление определялось как «силы в породах, окружающих горную выработку». Это определение неудачно, так как неясно, о каких силах идет речь и почему только о силах в породах, окружающих выработки, а не о силах, передаваемых на крепь выработки, или о напряжениях в породах на достаточном удалении от выработки.

Это определение представляет первую часть определения Л. Д. Шевякова: горное давление — это силы в окружающих горные выработки породах, при наличии которых для устранения деформаций выработок требуется возвведение крепи.

Вторая часть этого определения, так же как и первая, не является точной, поскольку крепи практически не устраниют деформаций выработок, а также потому, что с момента проведения выработки до момента возведения крепи и включения ее в работу в твердых породах, наряду с упругими, происходят и необратимые деформации ползучести.

Если же под деформациями выработок понимать не деформации окружающих пород, а только изменение площади поперечных сечений выработок, то во многих случаях в породах, окружающих выработку, величины сил (напряжений) окажутся недостаточными для изменения этих сечений.

Таким образом, определение Л. Д. Шевякова в целом неудовлетворительно.

Изложенное выше показывает недостаточность термина «горное давление» и всех его определений как для использования в качестве термина, определяющего совокупность физических процессов, происходящих в горных массивах (в недрах), так и для определения науки, занимающейся их изучением.

Из этого, однако, не следует, что термин «горное давление» подлежит изъятию. Напротив, он крайне необходим. В широком смысле горное давление представляет собой напряжения (тензор напряжений) в горных породах, а в узком смысле оно

является равнодействующей всех сил, действующих в каждой данной точке на границах пород с искусственными и естественными опорами (целики, крепи, потолочины, краевые зоны).

Термин «механика горных пород» ввел П. М. Цымбаревич в 1934 г., а в 1948 г. под таким названием вышли в свет книги В. Д. Слесарева [65] и П. М. Цымбаревича [74]. С этого времени термин «механика горных пород» распространяется все шире.

П. М. Цымбаревич предлагал следующее определение: механика горных пород — отрасль прикладных знаний, изучающая механическую сторону явлений в массиве горных пород при разработке месторождений полезных ископаемых [74]. Он указывал, что задачей механики горных пород является освещение двух фундаментальных проблем: добываемости горных пород и горного давления.

Хотя в этом определении имеются недостатки, например, область механики горных работ ограничена только разработкой месторождений, область приложения этой науки в нем правильно ограничена механической стороной явлений в горном массиве.

Но при этом многие свойства пород и явлений в недрах, связанные с механическими процессами, выпадают. Поэтому в «терминологии по горному давлению» принято следующее определение: механика горных пород — учение о физико-механических свойствах горных пород и явлениях, протекающих в них при производстве горных работ. Здесь область приложения этой науки расширена и определена производством горных работ вообще, но при этом в термин «механика горных пород» втиснуты физические свойства пород и все явления, в том числе и не механические, что делает определение неправомерным.

Вследствие недостатков вышеуказанных определений и дальнейшего развития данной науки появились новые термины: «геомеханика», «механика горных пород и массивов», «горная геомеханика».

Термин «геомеханика» означает механику Земли как планеты. К сожалению, он не отражает того, что речь идет о механике горных пород при производстве горных работ, кроме того, этот термин узок, в него, помимо механических свойств и процессов, не входят никакие другие физические свойства и процессы.

Академик Н. В. Мельников обращал внимание на отсутствие общего понятия термина «механика горных пород». Он предложил следующее определение [56]: механика горных пород — фундаментальная часть горной науки, изучающая свойства и состояние горных пород и массивов с учетом твердой, жидкой и газообразной фазы и естественного напряженного состояния для создания целесообразных методов разрушения горных пород, управления горным давлением и сдвижением, а также устойчивости обнажения поверхностей.

В этой части формулировки правильно подчеркивается значение механики горных пород как фундаментальной части горной науки в целом.

§ 3.

Горная физика

Неправомерность всех существующих определений механики горных пород объясняется тем, что эта наука давно уже вышла за пределы механики. Появилась и бурно развивается новая, более широкая наука — горная физика (или физика недр).

Горная физика изучает особую среду — комплексы различных горных пород, поля в них, изменения и физические процессы, происходящие под влиянием проводимых горных работ. Иными словами, горная физика изучает сложные и разнообразные физические среды — горные массивы, закон их движения, процессы, протекающие в них при производстве горных работ, и действующие поля.

Основной целью горной физики является глубокое познание недр, создание научных основ для эффективных решений проблем использования и разработки недр.

Выше показаны сложные и разнообразные условия в недрах, комбинации физических процессов, происходящих в горных массивах при производстве горных работ, нестабильность условий протекания процессов в недрах, а также то, что породы, слагающие горные массивы, претерпевают деформации и разрушения, нередко по заранее заданным общим направлениям.

Столь специфические среды не изучает ни одна наука, поэтому горная физика является не только прикладной наукой, хотя и имеет огромное практическое значение.

Горная физика отличается от таких наук, как физика Земли, разведочная геофизика, физика твердого тела, не только целями и задачами, но прежде всего типами превращений в изучаемых ею средах, комбинациями и проявлениями физических процессов, вызываемых действием сил природы, а также условий и сил, создаваемых деятельностью человека.

Существует тенденция замены термина «горная физика» термином «физика горных пород», однако последний не включает физические процессы, протекающие в горных массивах, и не отражает область, связанную с производством горных работ, поэтому такая замена неправомерна.

Физика горных пород в действительности является разделом горной физики, который изучает физические свойства горных пород в натуральных условиях и на образцах (в лабораторных условиях). В настоящее время развивается ряд разделов горной физики: механика горных пород, разрушение горных пород, физика горных пород, гидравлика, газодинамика, акустика, теплофизика и др.

В СССР по разделам горной физики в ряде вузов и НИИ ведутся научно-исследовательские работы, публикуются книги и многочисленные статьи, готовятся специальные кадры.

В Ленинградском и Московском горных институтах уже несколько лет подготавливаются горные инженеры-физики по специализациям: физика горных пород, акустика, разрушение горных пород взрывом, механика горных пород, радиоинтроскопия пород, горная теплофизика. Успешно развиваются новые дисциплины: физические процессы горного производства, физическое моделирование горных процессов, физика и механика горных пород и массивов, акустика горных пород и др.

Главным направлением дальнейшего развития горной физики должно явиться комплексное изучение физических процессов, вызванных горными и сопутствующими им работами. Невозможно правильно вести горные работы, если не учитывать совместного действия основных процессов, ограничиваться изучением только вопросов механики горных пород. По мере возрастания глубины работ и включения в разработку новых, сложных месторождений значение учета комплекса физических процессов будет все более возрастать, будут развиваться разделы горной физики, интенсифицироваться применение разнообразных и многочисленных методов физического зондирования указанных процессов с целью их контроля, прогноза, управления, профилактики, локализации и ликвидации.

§ 4.

Механика горных пород и массивов

Механика горных пород и массивов (механика недр) — фундаментальная наука, которая изучает законы и закономерности процессов: напряжений, деформаций, перемещений и разрушений в специфических средах — горных массивах, во взаимосвязи и взаимосочетаниях с другими физическими процессами, протекающими в них при производстве горных работ [15].

Развитие механики горных пород характеризуется переплетением многих наук (теории упругости, сопромата, физики твердого тела, теории пластичности и ползучести и др.), техники и технологий.

Основной целью механики горных пород и массивов, как и в целом горной физики, является глубокое познание недр, создание научных основ для эффективных решений проблем разработки и использования недр, создание новых способов и средств управления процессами в недрах, новых способов и систем разработки недр, изменения свойств горных массивов в данном направлении, резкое повышение экономической эффективности горного производства (в том числе и горного строительства), создание условий, гарантирующих безопасность труда, разработка методов обеспечения безопасных условий работы

горных предприятий, создание автоматических систем прогноза, контроля и управления механическими и другими связанными с ними физическими процессами.

В этой связи наиболее подходящим был бы термин «горная механика», который, к сожалению, уже использован. Термин «механика горных пород и массивов» достаточно точен, но более коротким является термин «механика недр», который вполне правомерен в приложении к сфере разработки и использования недр.

Начало развитию механики горных пород было положено питомцами Ленинградского горного института Б. И. Бокием (1902 г.), М. М. Протодьяконовым (1907 г.) и другими. Огромную работу по ее дальнейшему развитию выполнил проф. В. Д. Слесарев, особенно в области обобщения результатов зарубежных исследований.

Механика горных пород и массивов в настоящее время стала основным разделом горной физики. Это объясняется тем, что в большинстве горно-геологических условий конечным выражением разных комплексов физических процессов являются механические процессы в горном массиве. Помимо того, механические процессы постоянно препятствовали горным работам уже на самых ранних стадиях становления горной промышленности, поэтому их изучение началось ранее других и развитие механики недр далеко определило развитие других разделов горной физики.

Неправильно было бы абстрагировать механические процессы от других физических процессов, наоборот, необходимо все процессы, происходящие в пределах данного выемочного поля (блока, этажа, яруса, шахтного, рудничного поля), рассматривать во взаимосвязи. Однако в случаях, когда основными являются механические процессы, известная степень абстракции допустима.

В подземных условиях в общем случае все эксплуатационные выработки, в особенности очистные забои и выемочные штреки, испытывают влияние горных работ и физических процессов, происходящих не только на данном, но и на соседних или достаточно удаленных пластах (рудных телах, жилах). Радиусы взаимного влияния выработок могут достигать сотен метров (200—300 м), а иногда и значительно больше (например, микросейсмические явления, вызванные массовыми взрывами, горными ударами и др.).

Явления, рассматриваемые в механике горных пород, по интенсивности проявления и масштабам могут быть различными: от монотонных, узколокальных до быстрых процессов, имеющих иногда большие масштабы и носящих катастрофический характер. Нередко процессы совмещаются, налагаются, взаимно влияют друг на друга или обусловливают один другой, являются импульсами для проявления других.

Ученые весьма высоко оценивают отдачу механики горных пород и массивов, но оценить ее в конкретных величинах затруднительно.

Об отдаче данной отрасли науки нельзя судить исходя из соображений получения немедленной экономической эффективности. Так, например, предложенная в 1934 г. И. А. Журавлевым для пологих пластов галерея оказалась неработоспособной. Однако спустя 30 лет были созданы и в настоящее время широко внедряются механизированные крепи; в ЛГИ в 1936—1940 гг. были разработаны методы моделей (эквивалентных материалов, компенсирующей нагрузки), которые получили распространение только к концу 50-х годов, и т. д.

В результате исследований в области механики горных пород изучены: законы деформаций и разрушений твердых, слоистых и других типов пород при очистных работах на пологих и крутых пластах; взаимодействие крепей и пород в типовых условиях при разных характеристиках крепей; механизм работы штанговых крепей в различных типах пород (слоистых, трещиноватых); закономерности опорного давления; закономерности взаимодействия сближенных пластов при подработках и надработках; принципы размещения штреков, механизм работы междукамерных целиков; подходы к определению нагрузок на крепи шахтных стволов и др.

За этот период получены новые решения в технике горного производства: созданы механизированные крепи, усовершенствованы способы управления кровлей полным обрушением, полной закладкой, разработана и все шире применяется твердевшая закладка и т. д. Созданы новые методы расчета горного давления для лав пологих пластов, штреков, квершлагов и других горных выработок.

Невозможно подробно останавливаться на успехах, достигнутых в данной области горной науки. Можно лишь указать, что за послевоенные годы в механике горных пород произошел значительный прогресс, отличающийся серьезным развитием теории, полностью перевернувший многие из старых представлений, коренным образом изменивший методы исследований, контрольно-измерительные приборы и аппаратуру, стенды и установки. Характерными чертами этого прогресса являются: создание и развитие метода объемных моделей; решение объемных задач, учет динамики физических процессов, возникающих при разработке месторождений; создание методов прогнозирования, контроля и управления этими процессами; привлечение математических машин, радиоэлектроники, лазерной техники и других методов для решения многих задач горной физики и, в частности, механики горных пород.

В итоге механика горных пород бурно развивается на принципиально новой экспериментальной и теоретической основе, иной стала и общая культура мышления.

Горная физика и, в частности, механика горных пород и массивов превратилась в неотъемлемую часть роста культуры горного производства.

Однако рядом с обоснованными новейшими достижениями в этой области науки нередко самым удивительным образом уживаются старые, научно отвергнутые, часто примитивные представления, методы исследований и расчетов. Отсюда вытекает неоправданное увеличение затрат, достигающее иногда огромных сумм, а сами работы ставятся в неблагоприятные, порой опасные условия.

Важность проблем механики горных пород, огромный экономический ущерб, наносимый их недостаточной изученностью, а также катастрофическими проявлениями, сопровождающимися нередко человеческими жертвами, заставляют сделать особый акцент на всемерную интенсификацию исследований, прогнозирование этих явлений, профилактику и разработку методов борьбы с ними, их локализации и ликвидации.

§ 5.

Основные проблемы

Самые насущные проблемы механики горных пород и массивов в различных областях можно сформулировать следующим образом.

Совершенствование производственных процессов. Создать новые способы управления кровлей, в том числе способы полного обрушения кровли без применения крепей (посадку кровли на забой и др.).

Разработать новые средства управления кровлей при полном обрушении и новые типы механизированных и индивидуальных крепей, в том числе саморегулирующиеся и самонастраивающиеся.

Совершенствовать крепи и существующие способы управления кровлей.

Создать новые способы крепления капитальных и подготовительных выработок (например, крепящего слоя из пород) с целью резкого повышения эффективности подготовительных работ.

Разработать новые способы поддержания выемочных штреков.

Управление физическими процессами в недрах. Разработать новые методы управления комплексами физических процессов в недрах.

Разработать новые и усовершенствовать существующие способы направленного изменения свойств пород в массиве.

Создать методы физического зондирования горного массива для получения информации о состоянии вмещающих пород и полезного ископаемого, прогноза, контроля, управления, профи-

лактики, ликвидации и локализации различных физических процессов (обрушений кровли, внезапных выбросов, горных ударов и т. д.).

Ввести на крупных шахтах, работающих в сложных условиях, специальную службу наблюдений, в задачи которой должно входить получение на базе физического зондирования массива информации о важнейших физических процессах и разработка рекомендаций по текущим производственным мероприятиям.

Развитие теории. Создать экспериментально обоснованные расчетные схемы для различных задач и условий. Одновременно разработать упрощенные расчетные методы для прикладочного, оперативного анализа.

Разработать расчетные методы, отражающие реальную структуру горных массивов на базе механики несплошных (разделенных) сред; исключить подмену реальных задач абстрактными, основанными не на результатах экспериментов, а на произвольных допущениях.

Разработать расчетные методы, учитывающие реальное влияние реологических свойств горного массива в различных условиях, при разных системах и их параметрах.

Широко применять ЭВМ для расчетов при теоретических исследованиях.

Развитие методики исследований. Использовать новейшие методы физического зондирования горного массива в шахтах в процессе разработки.

Резко расширить применение метода объемных моделей.

Разработать новые методы получения, передачи и переработки информации об исследуемых физических процессах.

Создать новые методы шахтных и лабораторных исследований, измерительную аппаратуру и установки.

Внедрение научных достижений механики горных пород. Вооружить производственников современными представлениями о процессах деформаций и разрушений вмещающих пород, взаимодействии крепи и вмещающих пород, динамике опорного давления, взаимодействии выработок при подработках и надработках пластов и т. д.

Внедрить в практику проектирования шахт современные методы расчетов горного давления.

Внедрить в практику проектирования механизированных и индивидуальных крепей новые методы расчетов, в том числе расчеты крепей на динамические нагрузки.

Особое внимание следует уделить вопросам получения необходимой объективной информации и прогнозирования различных явлений, связанных с механикой горных пород, поскольку горный инженер должен уметь предвидеть направления развития механических и других процессов в горных породах в ближайшем будущем (в пределах часов, суток), уметь прогнозировать

и на более отдаленные сроки, он должен постоянно анализировать все изменения, происходящие в забое, на данном участке в шахте (руднике), на соседних участках, пластиах (рудных телах), в целом на шахте (руднике), а иногда и на соседних шахтах (рудниках).

В современных условиях прогнозы должны базироваться на показаниях соответствующих приборов и аппаратуры специальной службы наблюдений. В самом ближайшем будущем для этих целей будут широко использоваться электронные приборы, волновая техника и кибернетика.

В Ленинградском горном институте создана и испытана аппаратура для прогноза изменений свойств горных пород впереди забоя на основе гамма-гамма-метода [19], разработаны основные принципы прогнозирования горного давления в очистных забоях [23], испытан ряд физических методов для целей прогноза горного давления [20].

Одной из важнейших первоочередных задач является создание службы наблюдений на крупных шахтах и рудниках, работающих в сложных физических условиях, что повысит как безопасность работ, так и эффективность горного производства в целом.

Глава II.

О МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВАХ ГОРНОГО МАССИВА

§ 1.

О структуре горного массива.

Типы горных массивов

Физические процессы, происходящие в недрах при производстве горных работ, в том числе и при разработке месторождений, распространяются далеко в породы подстилающей толщи и особенно в породы покрывающей толщи, достигая часто земной поверхности. Отдельные из этих процессов (или их комбинации) нередко затрудняют добывчу полезных ископаемых и приводят ко многим отрицательным воздействиям на окружающую среду и, в частности, на недра. Поэтому как при проектировании, так особенно и при эксплуатации приходится иметь дело не только с самим месторождением, представляющим скопление полезного ископаемого в толще земной коры, а практически с довольно большими по масштабам участками литосферы, включающими месторождение. Такие участки литосферы для краткости называют, как сказано выше, горными массивами. Границами горного массива являются границы распространения физических процессов. Рассмотрим кратко основные характерные черты структуры горного массива.

Состояние горной породы является функцией соотношения внутренних свойств: плотности, влажности, внутренней энергии, теплопроводности и внешних условий: величины нагрузок, определяющих напряжение под действием объемных и поверхностных сил, температуры, времени и характера приложения нагрузки.

В зависимости от этих условий породы могут находиться в различных состояниях: твердом, пластичном, вязкотекучем, жидкотекучем.

Горные породы различаются между собой по следующим факторам:

- а) условиям залегания;
- б) составу (химическому и минералогическому);
- в) структуре, обусловленной размерами и расположением минеральных компонентов;
- г) силам связей между минеральными компонентами;
- д) дефектами структуры и т. д.

Имеется множество форм нарушений горного массива, связанных с генезисом пород, последующими радиальными тангенциальными дислокациями (дизъюнктивными и пликативными), интрузиями и денудацией.

В свете рассматриваемого вопроса наиболее важными из них являются следующие: слоистость и микротрещиноватость, наличие зон дробления, рассланцевания, даек, включений, изменений элементов залегания (углов падения, мощности и др.), непостоянство сил связей по контактам между различными породами и т. д.

Помимо того, в процессе проведения выработок взрывным способом возникает дополнительная трещиноватость. В ряде случаев в результате концентрации опорного давления в краевых зонах пласта по контуру обнажения в породах кровли, а иногда и почвы возникает своеобразная трещиноватость, получившая название вынужденного кливажа.

Основные типы трещин: кливаж, отдельности тектонического происхождения (бросы, сдвиги, диаклазы), вызванные взрывными, а также очистными работами, выветривания и др.

Все трещины, за исключением трещин выветривания, ориентируются закономерно.

Степень средней и мелкой трещиноватости и ее ориентировка относительно крупных структурных блоков горных массивов и слоистости пород могут быть весьма разнообразными, особенно при комбинации трещин различных типов.

Кроме того, вблизи выработок горный массив может получать дополнительные ослабления вследствие выветривания, увлажнения, газоотдачи, разбухания и др.

В целом горный массив может иметь самую разнообразную структуру: от однородной, квазизотропной до весьма сложной, включающей слоистость, трещиноватость, дислокации, вынужденный кливаж.

Очень большое значение имеют величины механических характеристик пород, слагающих ту или иную часть горного массива: шахтного, выемочного поля, кровли, почвы, целиков и т. д., а также их изменения в пространстве. Не меньшее значение имеют структура горного массива и ее изменения в пространстве.

Поэтому выполнение различных расчетов требует дифференциации горных массивов, составления достоверных типовых геологических разрезов рассчитываемых частей горного массива, классификации горных пород и определения их механических характеристик.

С известным приближением можно выделить следующие типы горных массивов: однородные, крупноблочные, слоистые, мелкоблочные (трещиноватые), сложной структуры и комбинированные горные массивы. Наибольшее распространение имеют горные массивы комбинированные, слоистые, блочные.

§ 2.

Классификация горных пород

Помимо классификации горных пород по генезису (изверженные, осадочные, метаморфические) и по структуре (кристаллические, аморфные, обломочные) в настоящее время существует ряд классификаций горных пород, приспособленных к различным специфическим задачам, построенных на различных классификационных признаках: твердости, крепости, буриности, устойчивости обнажений кровли, характере проявлений вторичных осадок и т. д.

Особенности проявлений процессов деформаций и разрушений горных пород в горных массивах при производстве горных работ требуют применения и других классификаций. Так, например, эти процессы в слоистых массивах, при прочих равных условиях, определяются не только механическими характеристиками пород и их трещиноватостью, но также сложением пород, их чередуемостью, характером совместной работы. Поэтому необходимо иметь разные классификации пород кровли, отражающие их общие свойства, а также работу групп, блоков, пачек их комбинаций как комплексов.

Ниже приводятся основные классификации горных пород.

Классификация горных пород как материалов

Применительно к расчетам горного давления удобно рассматривать горные породы как материалы по их основным свойствам и классифицировать их следующим образом:

1. Твердые.
2. Пластичные.
3. Сыпучие.
4. Плытующие.

Хотя эта классификация и условна, поскольку данные свойства не являются имманентными, она удобна для пользования и вследствие этого, а также краткости и образности получила широкое распространение.

Выделять в отдельную группу трещиноватые породы нецелесообразно, так как степень и значение трещиноватости различны в зависимости от характера работы конкретной конструкции.

Классификация горных пород по трещиноватости

1. Нетрещиноватые.

2. Слаботрещиноватые — с одной системой трещин, при расстоянии между ними более 1 м.

3. Среднетрещиноватые — с двумя системами взаимно пересекающихся трещин при среднем значении частоты трещин более 1 м.

4. Сильнотрещиноватые — с несколькими системами взаимно пересекающихся трещин при среднем значении частоты трещин 0,5 м и более.

5. Весьма сильнотрещиноватые — то же, что и 4, но при среднем значении частоты трещин менее 0,2 м.

Следует иметь в виду, что большое значение имеет не только частота, но и ориентировка трещин.

Классификация пород кровли по ориентировке относительно пласта

1. Ложная кровля — легкообрушающийся слой пород относительно небольшой мощности, который залегает непосредственно над пластом и обрушается при выемке пласта или через небольшой промежуток времени.

2. Непосредственная кровля — один или несколько слоев пород, которые залегают непосредственно над пластом и обрушаются при удалении крепи, не образовывая зависаний, более 3—5 м.

3. Основная кровля — первый мощный и прочный слой (порода-мост), который залегает над непосредственной кровлей и имеет шаг самопроизвольного обрушения в несколько раз больше шага обрушения непосредственной кровли (обычно более 8—10 м).

Эта классификация весьма условна, но она крайне необходима, является исходной в классификации способов управления горным давлением.

Классификация горных пород по слоистости

1. Весьма тонкослоистые $h_i < 0,2$ м.

2. Тонкослоистые $h_i = 0,2 \div 1,0$ м.

3. Среднеслоистые $h_i = 1 \div 3$ м.

4. Крупнослоистые $h_i = 3 \div 10$ м.
5. Весьма крупнослоистые $h_i > 10$ м.
где h_i — мощность слоя.

Классификация горных пород по углу падения

1. Пологие $\alpha = 18^\circ$.
2. Наклонные $\alpha = 19 \div 35^\circ$.
3. Крутонаклонные $\alpha = 36 \div 55^\circ$.
4. Крутые $\alpha = 56 \div 90^\circ$.

Классификация слоистых пород кровли угольных пластов по их строению

Эта классификация возникла в связи с резким расширением области применения управления кровлей угольных пластов способом полного обрушения. Большое значение для слоистых массивов имеет строение пород кровли разрабатываемых пластов, особенно соотношение мощности пород непосредственной кровли Σh_i и разрабатываемого пласта h_b .

Одной из первых явилась предложенная в 1935 г. классификация Д. С. Ростовцева.

I класс. В непосредственной кровле залегает толща легкообрушающихся пород, состоящая из одного или нескольких слоев, суммарно не менее 6—8-кратной мощности разрабатываемого угольного пласта.

II класс. В непосредственной кровле залегает толща легкообрушающихся пород, мощность которых меньше 6—8-кратной мощности разрабатываемого угольного пласта; выше залегает порода, которая обрушается лишь спустя некоторое время после подвигания очистных работ и обнажения кровли на значительной площади.

III класс. В непосредственной кровле залегает более или менее мощный пласт труднообрушающейся породы, которая может быть обнажена на значительной площади.

Несколько позже сотрудниками б. ВУГИ был добавлен следующий класс:

IV класс. В непосредственной кровле залегает толща плавно опускающихся пород.

Позднее были предложены различные уточнения и изменения этой классификации: Ф. А. Белаенко, 1938 г., А. Д. Панов, К. И. Иванов, 1954 г., Г. Н. Кузнецов, 1954 г., В. Т. Давидянц, 1969 г. и др.

Значение этой классификации состояло в том, что ее использование давало возможность выбрать способ управления кровлей.

Хотя этой классификацией широко пользовались ранее, хотя она имеет известное распространение и в настоящее время, ей присущи серьезные недостатки.

Эта классификация исходит из предположения о том, что в породах I класса происходит полное подбучивание основной кровли, вследствие чего вторичные осадки не оказывают влияния на состояние непосредственной кровли и крепи в призабойном пространстве.

Более поздними исследованиями доказано, что при пологом и наклонном падении пластов подбучивание основной кровли не происходит. Между задним краем основной кровли и разрушенными породами непосредственной образуется свободное пространство высотой h_c [10], называемой пределом свободного опускания основной кровли. Поэтому более целесообразно использовать классификацию пород кровли по соотношению предела свободного опускания основной кровли h_c к вынимаемой мощности разрабатываемого пласта h_b .

I класс. $h_c = (0,1 \div 0,4) h_b$ — соответствует первому классу пород кровли по классификации Д. С. Ростовцева, т. е. $\Sigma h_i > (6 \div 8) h_b$. При этом влияние вторичных осадок отсутствует.

II класс. $h_c = (0,4 \div 0,8) h_b$ — соответствует второму классу по классификации Д. С. Ростовцева, т. е. $\Sigma h_i < (6 \div 8) h_b$. Имеется влияние вторичных осадок.

III класс. $h_c = (0,8 \div 1) h_b$ — соответствует третьему классу по классификации Д. С. Ростовцева. Имеется резкое влияние вторичных осадок.

На основании этого получаем

$$\frac{h_c}{h_b} = 1 - \frac{\Sigma h_i}{h_b} (k_{cp} - 1),$$

k_{cp} — средний коэффициент разрыхления.

Этот показатель включает влияние не только мощности непосредственной кровли, но и интенсивность ее разрыхления, и в этом отношении он более представителен, нежели показатель $\frac{\Sigma h_i}{h_b}$, отражающий лишь влияние соотношения мощностей, как это принято в классификации Д. С. Ростовцева, б. ВУГИ и др.

Однако как показатель влияния вторичных осадок и он недостаточен, поскольку не отражает влияния ряда других факторов, обусловливающих взаимодействие основной, непосредственной кровли и крепей очистных забоев.

Поэтому для данной классификации необходимо использовать комплексный показатель, как представлено в следующей классификации.

Классификация пород кровли по интенсивности проявлений вторичных осадок основной кровли

В качестве комплексного критерия оценки этого явления предлагается использовать соотношение углов наклона непосредственной ε_n и основной — ε_{osn} кровли в момент очередного облома последней.

I класс. $\varepsilon_h > \varepsilon_{осн}$ — влияние вторичных осадок не проявляется.

II класс. $\varepsilon_h \approx \varepsilon_{осн}$ — влияние вторичных осадок слабое.

III класс. $\varepsilon_h < \varepsilon_{осн}$ — влияние вторичных осадок сильное.

Значения этих углов наклона определяются по формулам, приведенным в главе VI, § 5.

Эти углы отражают помимо отношений $\frac{\Sigma h_i}{h_b}$ и $\frac{h_c}{h_b}$ также отношение величины опусканий непосредственной кровли на границе поддерживаемого призабойного пространства к его ширине и отношение h_c к шагу обрушений основной кровли, т. е. основные факторы, определяющие интенсивность влияния вторичных осадок.

Эта классификация дает возможность более правильно выбрать способ управления кровлей для конкретных условий как при проектировании, так и в процессе эксплуатации месторождения.

Классификация пород кровли по распределению жесткости

Жесткостью слоя, подобно жесткости плит и балок, называется произведение EI , где E — модуль упругости, I — момент инерции слоя.

Слои рассматриваются в направлении снизу вверх, начиная от пласта:

1. Равномерной жесткости: $E_1 I_1 \approx E_2 I_2 \approx E_3 I_3 \approx \dots \approx E_n I_n$.
2. Возрастающей жесткости: $E_1 I_1 < E_2 I_2 < \dots < E_n I_n$.
3. Убывающей жесткости: $E_1 I_1 > E_2 I_2 > \dots > E_n I_n$.
4. Произвольных соотношений жесткости: $E_1 I_1 \neq E_2 I_2 \neq \dots \neq E_n I_n$.

Классификация горных пород кровли по обрушаемости

Обрушаемость горных пород является функцией многих параметров: жесткости, трещиноватости, связи по контактным поверхностям, размеров обнажений и т. д.

Особенно большое значение имеет обрушаемость при очистных работах.

По величине шага обрушения $l_{обр}$ можно выделить следующие классы:

1. Весьма легко обрушающиеся, $l_{обр} < 0,5$ м.
2. Легкообрушающиеся, $l_{обр} < 2$ м.
3. Среднеобрушающиеся, $l_{обр} < 5$ м.
4. Труднообрушающиеся, $l_{обр} < 10$ м.
5. Весьма труднообрушающиеся, $l_{обр} > 10$ м.

Классификация горных пород кровли по устойчивости обнажений

Устойчивость пород является функцией не только жесткости пород, их трещиноватости, связи по контактным поверхностям, размерам обнажений, но также и времени:

1. Неустойчивая — без применения крепи не дает устойчивых обнажений, обрушается вслед за подвиганием забоя.

2. Слабоустойчивая — в призабойной полосе шириной до 1 м устойчива в течение 2—3 ч.

3. Среднеустойчивая в призабойной полосе шириной до 2 м устойчива до 1 сут.

4. Устойчивая — в призабойной полосе шириной до 2 м имеет длительную устойчивость до 2 сут.

5. Весьма устойчивая — в призабойной полосе шириной 5—6 м обладает длительной устойчивостью.

Все эти классификации являются условными, некоторые из них — спорными, но все они необходимы.

§ 3.

О механических свойствах горных пород

Изучение механических процессов в горных массивах и решение задач механики горных пород требует знания механических свойств горных пород.

При использовании прочностных и деформационных показателей необходимо учитывать особенности структуры горных пород, степень их дислоцированности и четко представлять, что эти показатели не являются абсолютными константами, а лишь функциональными характеристиками. В этом смысле они являются объективными параметрами.

По вопросу о механических характеристиках горных пород имеется обширная литература [43, 54 и др.], освещавшая теоретическую сторону вопроса, но в основном методы исследований и их результаты на основе главным образом лабораторных испытаний образцов горных пород; натурные же испытания данных характеристик ввиду их специфики имеют при этом подчиненное значение. Эти обстоятельства требуют хотя бы краткого освещения сущности вопроса, тем более что в литературе излагаются различные, часто не согласующиеся между собой взгляды.

Горные породы представляют тела неоднородные, различные агрегаты частиц, например сростки кристаллов или конгломераты минеральных зерен, связанные различными цементами, обладающие пористостью, имеющие ряд дефектов.

Вследствие такого строения все механические характеристики горных пород в пределах макрообъемов значительно превышающих объемы слагающих их компонентов, могут рассматриваться как среднестатистические от действительного их распределения внутри компонентов и по их границам.

Механические характеристики твердых горных пород определяются: минералогическим составом их компонентов, характером и величинами сил связей между ними; наличием различных дефектов структур в виде различного рода трещин, включений, изменений пористости, наличием ослабленных участков, а также непостоянством сил связей по плоскостям наслоений и трещин. Поэтому свойства горных пород в ряде случаев резко меняются даже в пределах одной пробы, взятой для лабораторных испытаний.

Величины механических характеристик горных пород весьма сильно изменяются в зависимости от ряда факторов: вида напряженного состояния, скорости нагружения, температуры и др.

Необходимо подчеркнуть, что в условиях подземных работ наиболее распространенным является сложное напряженное состояние с переходом, по мере удаления в массив, от плоско-деформированного (двухосного) к объемному (трехосному), неравнокомпонентному, а в определенных условиях — к равнокомпонентному напряженному состоянию; условия линейного (одноосного) состояния встречаются более редко.

Весьма большое значение на величины механических характеристик оказывают скорости приложения нагрузки. При подземных горных работах они могут изменяться в весьма широких пределах от ничтожно малых, определяемых долями $\text{Н}/\text{см}^2$ в минуту ($\text{kН}/\text{м}^2$ в минуту) при нагружении на гидравлических испытательных машинах до огромных скоростей при соударении тел; в момент соударения скорости ударяющего тела изменяются от метров до десятков и сотен метров в секунду. Изменение механических характеристик происходит во всем диапазоне изменения скоростей, поэтому строгая классификация режимов нагружения затруднена.

По длительности периода действия нагрузки условно выделяют три режима:

а) мгновенный период действия нагрузки — тысячные доли секунды;

б) кратковременный период действия нагрузки — минуты, десятки минут (называемый иногда не совсем удачно условно-мгновенным);

в) длительный период действия нагрузки — часы, сутки, годы.

Известный смысл имеет также использование разделения режимов нагружения на статический и ударный (динамический), понимая под статическим такой, при котором скорости нагружения измеряются долями миллиметров в минуту, а под динамическим (ударным) такой, при котором скорости соударения (нагружения) измеряются в метрах в секунду.

Различия в величинах соответствующих механических характеристик при разных режимах нагружения могут быть очень большими.

Следует иметь в виду, что практикуемое нередко сопоставление величин механических характеристик при статическом и ударном нагружении идентичных образцов одной и той же горной породы лишено смысла.

Действительно, при статическом разрушении степень дробления образца минимальна и колеблется в весьма узких пределах, тогда как при разрушении единичным ударом она не постоянна, резко возрастает по мере увеличения энергии удара и колеблется в весьма широких пределах; затраты энергии на разброс кусков и другие виды работы при ударном разрушении несравненно больше, нежели при статическом [9].

Изменение температуры горных пород может оказывать весьма серьезное влияние. Ее повышение может приводить к снижению пределов прочности, а при определенных пределах температур могут происходить минералогические изменения состава породы и коренные изменения в соотношениях пределов прочности и величинах упругих показателей; существенно изменяются механические свойства пород и при их замораживании.

Следует также иметь в виду недостатки натурных и лабораторных исследований свойств горных пород.

Натурные испытания механических характеристик горных пород сопряжены с большими трудностями, осуществимы далеко не всегда, проводятся спорадически, при неудовлетворительной обработке поверхностей испытуемых тел, выделяемых в массиве, которые имеют относительно малые размеры, число опытов обычно невелико.

Недостатки лабораторных исследований заключаются в несовершенстве методики отбора образцов и отчасти методики испытаний прочностных и деформационных характеристик. Недостатки отбора проб заключаются в следующем: пробы горных пород отбираются обычно из ограниченного числа мест и потому они далеко не всегда являются достаточно представительными; отбор проб в выработках приводит к тому, что испытания образцов ведутся уже при повторных нагрузках; несмотря на парафинирование проб, в процессе их транспортировки, хранения, изготовления из них образцов происходит изменение их естественной влажности; при отборе проб и изготовлении из них образцов неизбежно отбираются наиболее прочные части, поскольку наиболее слабые, трещиноватые и имеющие другие дефекты — разрушаются.

Необходимо также иметь в виду, что при испытаниях образцов трудно избежать перекосов вследствие неточности обработки образцов, несоосности приложения нагрузок, влияния концентрации напряжений в местах приложения захватов и др. Таким образом, несмотря на значительное развитие теории, а также натурных и особенно лабораторных исследований, механические свойства горных пород изучены недостаточно, а их величины имеют весьма большие разбросы. Для достоверности расчетов

прочностные и деформационные характеристики пород следует определять именно для рассчитываемых частей выработок и в тех режимах нагружения, в которых горные породы будут работать в данных условиях.

§ 4.

Оценка механических характеристик горных пород в натурных условиях

Нарушения структуры горного массива приводят к несоответствию механических характеристик рассчитываемых частей подземных сооружений, слагаемых горными породами, и образцов этих пород. Степень этого несоответствия является функцией конкретных, многообразных и сложных условий. Поэтому решение вопроса об оценке механических характеристик горных пород в натурных условиях встречает весьма большие затруднения.

В литературе имеется ряд предложений, посвященных решению этого вопроса [43, 47].

Общий недостаток этих предложений заключается в том, что рассматривается некий отвлеченный горный массив, в то время как следует рассматривать его конкретную рассчитывающую часть. Кроме того, в этих предложениях имеется ряд частных недостатков. Например, принятие положения о том, что углы внешнего трения породы при сдвиге по поверхности разделя и углы внутреннего трения, характеризующие разрушение путем среза основной монолитной массы породы, мало отличаются друг от друга.

Очевидно, что при этих допущениях огибающие ветви для массива должны располагаться внутри области, отражающей предельно прочные состояния породы на поверхности ослабления, связанные с микроанизотропией.

Графический паспорт прочности породы натуры можно построить по типу рис. 2.1, если иметь данные о прочностных характеристиках и углах внутреннего трения; это позволит произвести проверку прочности породы в данной точке массива, если известны напряженное состояние в этой точке и ориентировка микро- и макроанизотропии относительно осей главных напряжений.

Для определения напряженного состояния на площадке, расположенной косо относительно трех главных осей, т. е. в случае объемного напряженного состояния, предлагается использовать известный графический способ.

Решение задачи осложняется несоответствием ориентировки главных осей тензора напряжений и элементов анизотропии, так как главные оси ориентируются в соответствии с напряженным состоянием рассматриваемой части горного массива, например целика, элементы же анизотропии выражаются уг-

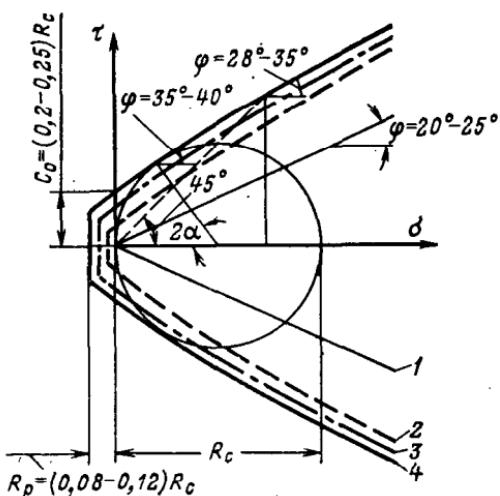


Рис. 2.1. Паспорт прочности для твердых горных пород (по Г. Н. Кузнецову):
 1 — для контактных поверхностей слоев; 2 — для поверхностей отдельности; 3 — для поверхностей микролистости породы; 4 — для основной монолитной массы породы

лами падения и азимутами (привязываются к горизонтальной плоскости и меридиану, географическому или магнитному). Поэтому предварительно необходимо вычислить углы, составляемые нормально к поверхности анизотропии и направлением осей главных напряжений, или найти их графическим построением.

Приравнивание углов естественного откоса отвалов и углов внутреннего трения горных пород массива — неправомерно, поскольку физический смысл их различен.

Действительно, условие предельного равновесия в напряжениях выражается формулой

$$|\tau_c| = \sigma_c \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.1)$$

где τ_c и σ_c — касательное и нормальное напряжения, действующие по площадке скольжения.

Графическое изображение условия (2.1) для сыпучих пород приведено на рис. 2.2, а, из которого получим

$$\sin \varphi = \frac{1}{\sigma_x + \sigma_y} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}}. \quad (2.2)$$

Для пород связных, у которых наряду с трением имеется также сцепление, условие предельного равновесия имеет вид (рис. 2.2, б)

$$|\tau_c| = C + \sigma_c \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.3)$$

где C — параметр огибающей или коэффициент сцепления, откуда

$$\sin \varphi = \frac{1}{\sigma_x + \sigma_y + 2 \operatorname{ctg} \varphi} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}}. \quad (2.4)$$

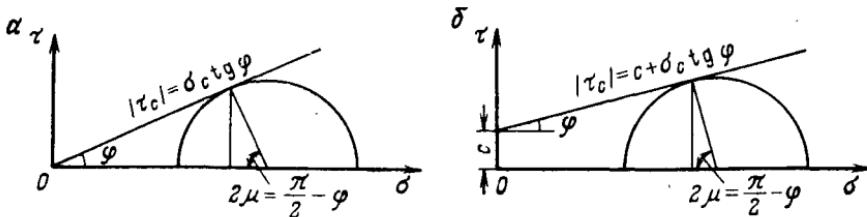


Рис. 2.2. Графики зависимости $\tau - f(\sigma)$

Эти формулы показывают, что углы внутреннего трения и в сыпучих и в связных породах являются функцией вида напряженного состояния и абсолютной величины напряжений, а углы внешнего трения в случаях покоя и скольжения не зависят от этого.

Действительно, для условий статики угол естественного откоса определяется с достаточной для практических целей точностью из условия

$$\operatorname{tg} f_n = f_n, \quad (2.5)$$

где f_n — статический коэффициент трения.

Можно применять следующий метод подхода к ориентировочной оценке механических характеристик горного массива:

1. Оценивать механические характеристики следует не для массива в целом, как это принято, а для отдельных частей подземных сооружений (шахт, рудников), например для отдельных целиков с учетом особенностей их конкретной структуры, потолочин отдельных камер и др., выделяя типовые для данных условий группы.

2. Паспорт прочности горных пород следует строить отдельно для типовых условий и для аномальных участков.

3. Прочностные и упругие характеристики в силу необходимости приходится оценивать приближенно, вводя разумные для конкретных частей сооружений коэффициенты запаса:

а) предел прочности пород в натуре на одноосное сжатие принимать по В. Д. Слесареву в пределах

$$\sigma_{\text{пн. сж}} = (0,30 \div 0,35) R_{\text{сж}},$$

где $R_{\text{сж}}$ — предел прочности на сжатие по лабораторным испытаниям кубиковых образцов;

б) предел прочности пород натуры на одноосное растяжение принимать в соответствии с характером трещиноватости: при достаточно густой сети открытых трещин считать породы не обладающими сопротивлением разрыву, т. е. принимать $\sigma_{\text{пн. р}} = 0$. При микротрещиноватости $\sigma_{\text{пн. р}} = (0,05 \div 0,2) R_p$, где R_p — предел прочности на одноосное растяжение образца.

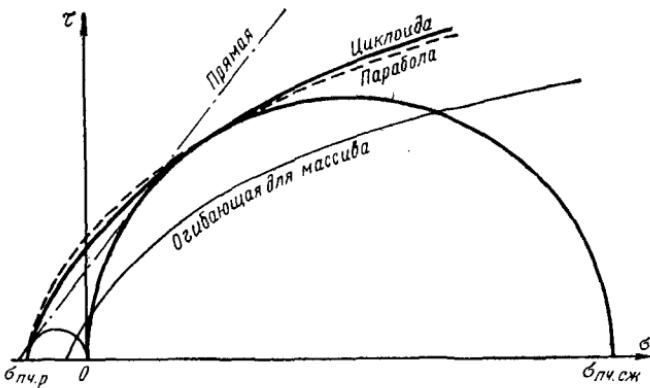


Рис. 2.3. Пример построения паспорта прочности для массива

Наконец, при закрытых макротрецинах $\sigma_{\text{ни.} p} = (0,01 \div 0,1) R_p$; в) коэффициент сцепления (параметр огибающей) принимать: по поверхностям ослабления, создаваемым микротрещиноватостью, $C_{\text{осл}} \leq (0,06 \div 0,9) C_o$, где C_o — коэффициент сцепления по испытаниям образцов; по контактным поверхностям $C_k \leq (0,05 \div 0,25) C_o$; по плоскостям и секущей отдельности, вообще по трещинам $C_{tp} = (0,01 \div 0,20) C_o$;

г) углы внутреннего трения принимать: при одноосном сжатии $\phi = 40 \div 50^\circ$; в условиях объемного сжатия $\phi = 30 \div 40^\circ$ и по глинистым прослойкам $\phi = 18 \div 20^\circ$.

Паспорт прочности для массива наиболее просто построить по пределам прочностей на растяжение и сжатие для образцов, как показано на рис. 2.3. Опыты показывают, что с достаточной для практических целей точностью огибающая кривая может быть представлена параболой вида

$$|\tau| = [\lambda(\sigma + H_0)]^{1/m}, \quad 1 < m \leq 2, \quad (2.6)$$

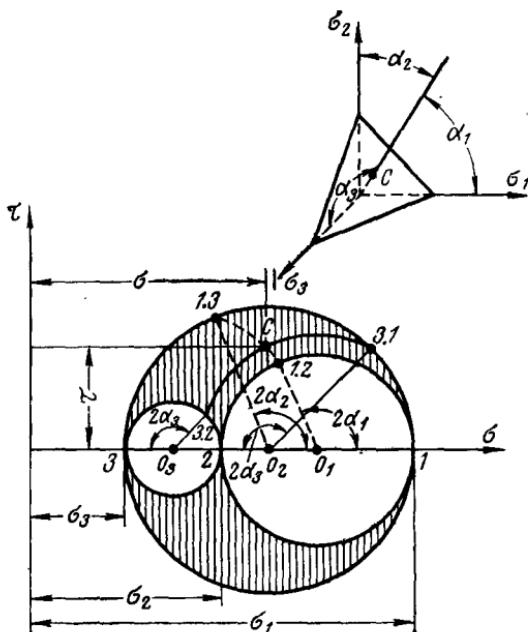
где λ и m — параметры кривой, не имеющие физического смысла; H_0 — параметр, характеризующий способность материала сопротивляться растягивающим напряжениям.

Другой формой огибающей, получившей распространение в расчетах, является циклоида, которая в параметрической форме может быть задана функциями:

$$\left. \begin{aligned} \sigma + H_0 &= \frac{k}{2} (\pi - 2\rho_0 - \sin 2\rho_0); \\ |\tau| &= \frac{k}{2} (1 + \cos 2\rho_0), \end{aligned} \right\} \quad 0 \leq \rho_0 \leq \frac{\pi}{2}. \quad (2.7)$$

Огибающая для массива представляет кривую, эквидистантную огибающей, построенной для образцов.

Рис. 2.4. Диаграмма Мора для объемного напряженного состояния



Анализ условий и характера разрушений горных пород, ослабленных различными системами трещин или слоистостью, можно производить следующим образом.

Объемное напряженное состояние на диаграмме Мора (рис. 2.4) отражается построением трех кругов, диаметрами которых являются разности трех главных напряжений. Величины напряжений, действующих на площадках, нормали которых находятся в плоскостях главных на-

пряженений, определяются координатами точек, принадлежащих указанным окружностям. Величины же напряжений, действующих на косых площадках, выражаются координатами точек, лежащих внутри заштрихованной области, расположенной между кругами напряжений (см. рис. 2.4).

Пример графического определения напряжений на косой площадке, нормали которой составляют с положительными направлениями осей главных напряжений углы α_1 и α_2 * приведен на рис. 2.4.

Искомые σ и τ определяются точкой C , которая находится на пересечении двух окружностей (1.3—1.2) и (3.2—3.1); радиусы окружностей, определяющих положение точки C , находятся проведением радиальных линий в соответствующих кругах под углами $2\alpha_1$ и $2\alpha_3$ к направлению оси σ (см. рис. 2.4).

Координаты точек дуг (1.2—1.3) и (3.1—3.2) дают значения составляющих напряжений всех площадок, нормали которых составляют углы α_1 и α_3 с положительными направлениями главных осей — соответственно σ_1 и σ_3 .

В целом рассматриваемый вопрос нельзя считать пока решенным. Приведенные здесь соображения могут быть положены в основу выбора механических характеристик пород массива как при лабораторных исследованиях, так и при расчетах.

* Положение нормали вполне определяется величинами любых двух углов, значение третьего угла можно использовать для проверки.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

МЕХАНИКА ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ПРОВЕДЕНИИ И ПОДДЕРЖАНИИ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

Глава III. ТИПЫ И РЕЖИМЫ РАБОТЫ ШАХТНЫХ (ГОРНЫХ) КРЕПЕЙ

§ 1.

Горные крепи

Горные выработки представляют инженерные сооружения, их основными частями являются горные породы, окружающие выработки и крепи; вспомогательными — бут и другие заполнители закрепного пространства.

Шахтной (горной) крепью называются различные конструкции, возводимые в горных выработках для целей:

а) обеспечения безопасности и сохранения габаритов поперечных сечений в течение всего срока службы выработки или только на заданный период; б) обеспечения заданных величин перемещений контура выработки в заданном направлении и изменений размеров и площади поперечного сечения выработки в пределах их минимальных значений в течение всего срока службы выработки, или только на протяжении заданного периода.

Современные горные выработки имеют самые различные формы поперечных сечений, площади этих сечений изменяются от 2—3 до 800—1000 м² и более. Поэтому конструкции крепей весьма многообразны.

Оптимальная для данных условий крепь должна удовлетворять следующим требованиям:

1) обеспечение максимальной безопасности; 2) огнестойкость; 3) сохранение расчетной несущей способности и заданной характеристики работы на протяжении всего срока службы; 4) соответствие требованиям современной технической эстетики; 5) обеспечение минимума капитальных затрат и эксплуатационных расходов; 6) обеспечение технологических процессов без помех.

Это определяет применение крепей, которые могут возводиться индустриальным способом при полной механизации и автоматизации.

Наряду с этим выдвигаются также требования: минимальной стоимости крепи, малого ее веса, ее транспортабельности,

доступности и удобства осуществления ремонта, отсутствия загромождения выработки и др., хотя они и поглощаются предыдущими.

§ 2.

Классификация горных крепей

Механические процессы, происходящие в породах вокруг выработки, вызывают деформации горных пород, которые могут затухать или развиваться, приводить к уменьшениям площади поперечных сечений выработок и разрушениям горных пород по их периметру. В качестве мер, препятствующих этим процессам, применяются различные средства: укрепление приконтурной зоны пород (цементация, склеивание и др., можно представить себе сплавление пород по контуру), а также применение крепей. Крепи классифицируются по различным признакам: по ориентировке выработок в пространстве, целевому назначению, сроку службы, форме, материалам и др. Эти классификации в целом правильны и необходимы, но для механики горных пород они недостаточны.

Существующая классификация крепей подготовительных и капитальных выработок с их разделением на рамные, сплошные и анкерные, используется для описания крепей, но в ней не выдерживается единый классификационный признак и для изучения взаимодействия крепей и пород она непригодна.

Прежде всего крепи необходимо разделить по принципу их работы на распорные и анкерные (нераспорные).

Распорная крепь выполняет задачу создания реакций, внешних, по отношению к породам, противодействующих недопустимо большим перемещениям и разрушениям пород по всему контуру выработки или в отдельных его частях (кровли и почвы, стенок). В отличие от этого анкерная крепь выполняет задачу создания усилий, внутренних, по отношению к породам приконтурной зоны, повышения несущей способности пород, слагающих кровлю, стены или почву выработки. Следовательно, по выполняемым функциям анкерная крепь является одним из средств укрепления пород.

Далее по принципу конструирования необходимо выделить следующие типы крепей: стержни, стержневые системы, пластины (плиты), оболочки, покрытия, комбинированные.

К стержням относятся: стойки, колонны, балки (брusья) прямые и изогнутые. К стержневым системам относятся: рамы замкнутого и незамкнутого периметра, из прямых и изогнутых стержней, такие, как неполный и полный дверной оклад, арочные крепи трех- и многозвеневые, многошарнирные, жесткие и податливые и т. д.

Оболочки применяются цилиндрические, эллиптические и других форм, однослойные, реже — двухслойные, имелись слу-

чаи применения в горной практике трехслойных оболочек для крепления выработок в особо сложных условиях.

Покрытия (например, набрызг-бетон) применяются для предотвращения выветривания горных пород по периметру выработки, в результате чего обеспечивается необходимая устойчивость.

Кроме того, принятые в указанной классификации дальнейшее разделение крепей на жесткие, шарнирные, податливые и шарнирно-податливые не является строгим, поскольку в действительности каждая крепь одновременно обладает определенной мерой жесткости и податливости.

Существующие классификации крепей не учитывают также важнейшего классификационного признака — механической характеристики работы крепей, которая требует особого рассмотрения.

§ 3.

Характеристика работы крепи

Любая крепь, независимо от конкретной конструкции, материалов, способов установки и типа горной выработки, имеет свою механическую характеристику работы.

На рис. 3.1 изображены идеальные характеристики крепей разных типов. Крепи имеют разнообразные конструкции, воспроизводящие данную зависимость между их реакциями R и просадками Δh . Просадками крепи называется уменьшение ее первоначальных линейных размеров, например высоты, под влиянием действия нагрузки, или, говоря иначе, укорочение крепи в направлении действия нагрузки, включая упругие и неупругие деформации крепи или ее рассматриваемой части, элемента.

Это укорочение может обеспечиваться введением специальных конструкций, основанных на использовании принципа трения, на изменении периметра крепи в больших пределах, на сжатии заполнителя закрепленного пространства и т. д.

В общем случае характеристика крепи выражается зависимостью

$$R = f(\lambda), \quad (3.1)$$

где λ — жесткость крепи.

Жесткостью крепи называется отношение приращения реакции крепи к приращению ее укорочения — $d\lambda$:

$$\lambda = \frac{dR}{dh}. \quad (3.2)$$

Для крепей, имеющих прямолинейные характеристики,

$$\lambda = \frac{R}{\Delta h}. \quad (3.3)$$

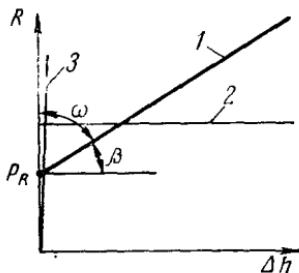


Рис. 3.1. Идеальные характеристики крепей:

1 — нарастающего сопротивления;
2 — постоянного сопротивления;
3 — жесткой

У криволинейных характеристик крепей кривизна обычно невелика, и они могут быть заменены одним-двумя отрезками прямой. Поэтому в дальнейшем будем рассматривать в основном прямолинейные характеристики.

Отношение (3.3) представляет тангенс угла наклона характеристики крепи к оси укорочений (просадок) крепей:
для прямолинейных характеристик

$$\lambda = \operatorname{tg} \beta = \frac{R}{\Delta h};$$

для криволинейных

$$\lambda = \operatorname{tg} \beta = \frac{dR}{d\Delta h}.$$

Обратное отношение: приращение просадки крепи к приращению ее реакции, т. е.

$$\operatorname{tg} \omega = \operatorname{ctg} \beta = \frac{d\Delta h}{dR} = \frac{1}{\lambda}, \quad (3.4)$$

называется податливостью крепи.

Говоря иными словами, податливость крепи определяется тангенсом угла наклона характеристики крепи к оси реакций.

Таким образом, любая крепь обладает одновременно определенной мерой жесткости и податливости.

Термин «податливая крепь» часто используется в горнотехнической литературе как противопоставление термину «жесткая крепь». Такая терминология вносит неопределенность, ибо податливые крепи могут быть крепями и нарастающего и постоянного сопротивления.

Поскольку жесткость и податливость крепи взаимосвязаны, практически можно пользоваться и тем и другим, но удобнее пользоваться понятием «жесткость крепи», ибо в механике горных пород пользуются понятиями «жесткость кровли», «жесткость упругого основания», а также нередко пользуются соотношением, например, жесткостей крепи и кровли.

По величине жесткости все крепи условно можно разделить на три типа:

I тип — $0 < \lambda < \infty$ — крепи нарастающего сопротивления, у них $R = f(\lambda)$;

II тип — $\lambda \approx 0$ — крепи равного сопротивления, у них $R \approx \text{const}$;

III тип — $\lambda \rightarrow \infty$ — крепи жесткие, у них R может достигать весьма больших величин и в пределе $R \rightarrow \infty$.

Примерами крепей, которые практически близки к абсолютно жестким, являются отрезки рельсов, труб, используемые в качестве крепежных стоек, при условии отсутствия у них продольного изгиба и вдавливания в породы кровли и почвы.

Примерами крепей, которые практически близки к абсолютно податливым, являются гидравлические стойки типа ГС, СГС при условии их работы в пределах их раздвижности и отсутствии вдавливания в породы кровли и почвы.

В общем случае реальные крепи, работающие в шахтных условиях, всегда имеют конечную жесткость. Наиболее распространенными являются крепи нарастающего сопротивления.

Нарастание реакций крепи может обеспечиваться по-разному: конструкциями крепи, условиями совместной работы системы породы — забутовка — крепь. В последнем случае уплотнения забутовки по мере нагружения приводят ко все большей общей жесткости данной механической системы.

Приведенные на рис. 3.1 идеальные характеристики крепей практически не могут реализоваться, поскольку на них накладываются конкретные условия работы как в лабораториях, так и в горных выработках. Поэтому помимо идеальных существуют заводские, или паспортные, характеристики и реальные шахтные характеристики (примеры их даны в главе VII).

Крепи горных выработок, за небольшим исключением (штанговая крепь), работают подобно распорным конструкциям.

Рассмотрим в качестве примера металлическую кольцевую крепь, не имеющую узлов податливости, именуемую нередко упругой. При установке ее в горизонтальной выработке между крепью и стенками выработки имеются некоторые неплотности. При нагружении со стороны кровли кольцевая крепь деформируется, приобретая вместо круглой эллиптическую или овальную форму. С момента достижения контакта крепи со стенками выработки ее жесткость все более возрастает. В местах их контакта начинает развиваться реактивное давление, получившее название усилий отпора, иногда называемых просто отпором. Следовательно, хотя периметр такой крепи практически почти не меняется, она в системе порода — крепь работает в режиме нарастающего сопротивления.

В условиях всестороннего давления кольцевые крепи так же работают, как распорные конструкции.

Изложенное выше показывает, что принятное в литературе разделение крепей на два типа — жесткие и податливые — не отвечает физической сущности работы крепи, а является упрощенным представлением.

§ 4.

Режимы работы крепей

Сложность и многообразие геологических условий предопределяют различные типы технологии проведения выработок и многообразие механических систем породы—забутовка—крепь. По условиям взаимодействия крепи с окружающими породами в горизонтальных выработках необходимо выделять следующие режимы работы крепи: независимый, совместный, комбинированный, переменный.

В независимом режиме крепь несет только нагрузку пород, отделившихся от массива.

В совместном режиме крепь и окружающие породы, или только породы кровли, почвы, или породы, слагающие стены выработки, работают совместно против общей нагрузки.

Комбинированный режим предопределяет комбинацию первых двух.

Переменный режим характеризуется сменой предыдущих режимов, например режим совместной работы рамной крепи с кровлей может сменяться независимым или же независимый может сменяться комбинированным, когда эта крепь вначале несет только вес отслоившихся пород кровли, а затем вследствие нарастания деформаций более высоко расположенных слоев пород они вступают в совместную работу с крепью.

Следует указать на недостаточность существующих представлений о работе кровли с заданной нагрузкой и заданной деформацией. Это допустимо для целей иллюстрации, но, как видно из приведенного выше, не отражает реальных режимов работы крепи. В действительности сила и деформация неразрывны во всех режимах работы крепи, и в любой момент времени крепь несет нагрузку и испытывает деформации.

Существование различных режимов работы крепи показывает, что в общем случае механическая система породы—забутовка—крепь в процессе работы может изменяться или переходить в другую систему.

Глава IV.

ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМАЦИИ И РАЗРУШЕНИЙ ГОРНЫХ ПОРОД В ШТРЕКАХ, НЕ ПОДВЕРЖЕННЫХ ВЛИЯНИЮ ОЧИСТНЫХ ЗАБОЕВ

§ 1.

Сущность вопроса и постановка задачи

В зависимости от принятых способов подготовки, систем разработки и их параметров определяются направление очистных работ, тип и расположение подготовительных выработок (штреков, наклонных, восстающих).

В конкретных горно-геологических условиях эти обстоятельства, а также применяемая технология горных работ определяют характер и величины нагрузок на крепи подготовительных выработок как в начальный период их работ, так и в период их взаимодействия с очистными выработками.

В породах вблизи горных выработок могут происходить разнообразные процессы в различных сочетаниях, масштабах и с разной интенсивностью.

В зависимости от этого горные выработки ведут себя по-разному. Нередко горные выработки существуют без крепи неопределенно долгое время и сохраняют свои формы и размеры не только десятки, но и сотни лет. До нашего времени существуют горные выработки, пройденные много тысяч лет назад, еще в эпоху неолита. Многочисленные естественные пещеры существуют десятки миллионов лет. Наряду с этим горные выработки часто теряют свою устойчивость вскоре после их проведения, срок их существования может определяться неделями и месяцами, иногда они могут нормально функционировать более или менее длительный период, а затем разрушаться весьма быстро, практически мгновенно, что приносит огромный экономический ущерб и опасность для жизни и здоровья людей.

Срок существования выработок является функцией многих факторов природного и технологического характера. Наиболее важными из них являются: среда (комплексы горных пород, в которых пройдены выработки), глубина заложения выработки, типы и конструкции крепей, характер и состояние всей сети соседних выработок, способы их проходки, проявления сейсмических и других процессов, микросейсмические явления, вызываемые также применением взрывов, особенно массовых, воздействий мощных сосредоточенных зарядов и др.

Комплексы горных пород, в которых проводится горная выработка, могут содержать воду, газы, нефть. Проведение выра-

ботки вызывает в общем случае гидравлические, газовые, теплообменные и другие физические процессы. Помимо того, проведение горных выработок может влиять на физические поля в окружающих выработку горных породах: электрическое, магнитное, температурное. Породы, к тому же, различаются между собой прочностными и деформационными свойствами, расположением, различными дефектами.

Важнейшее значение имеют механические процессы деформаций, перемещений и разрушений горных пород, протекающие в породах вблизи выработки.

Следует иметь в виду, что даже для одного штрека эти процессы не стабильны, они являются функцией механических свойств пород, глубины работ, форм и размеров, поперечного сечения выработки; они зависят также от типов и характеристик крепи, технологии проходки, возведения крепи, срока службы выработки.

Пластовые и полевые штреки могут проходить в однородных и разнородных породах.

Во всех условиях, когда интенсивность указанных процессов высока и прочность горных пород не обеспечивает сохранности выработки, применяют различные средства обеспечения выполнения функций, возлагаемых на данную выработку.

В настоящее время для этих целей применяются: возведение крепи; укрепление пород химическим, электрохимическим способами; нагнетание в породы цемента и других растворов; повышение несущей способности окружающих выработку пород штанговой (анкерной) крелью; уплотнение пород по опасным сторонам контура или по всему периметру выработки; проведение вместо одной выработки большого сечения двух-трех выработок меньшего сечения и т. д.

Таким образом, применение крепей является одним из основных способов обеспечения выполнения горными выработками своих функций.

Поэтому изучение физической сущности явлений в окружающих выработку породах и расчеты горного давления имеют первостепенное значение.

Для расчетов горного давления в горизонтальных выработках предложен ряд гипотез, основные из них: свода, балок и плит, трещиноватых пород, сыпучих пород, упругой среды, упруго-пластичной среды, пластичной среды и др.

Все гипотезы построены не только на результатах исследований, сколько на допущениях и предположениях, а иногда на частных исследованиях какого-либо участка одного из конкретных месторождений.

В литературе нередко стремятся экстраполировать ту или иную гипотезу на любые условия, придают ей значение универсальной. Это нельзя признать правомерным, ибо разнообразие комплексов горных пород и условий, в которых проходят

пластовые и полевые штреки, обусловливает образование различных механических систем — вмещающие породы — крепь.

Поэтому расчеты горного давления необходимо рассматривать отдельно для разных типов пород.

§ 2.

Влияние характеристик крепей на величины и распределение реакций крепей

Для обеспечения сопоставимости результатов исследования осуществлялись методом моделей в сравнительно крупном масштабе, вследствие чего применялся комбинированный метод: сочетание метода эквивалентных материалов и метода компенсирующей нагрузки.

Исследовался характер совместной работы крепей полевых штреков, пройденных в глинистых и глинисто-песчанистых породах.

Общий вид моделей кольцевой податливой четырехзвенной и кольцевой жесткой крепей представлен на рис. 4.1, а, б.

Расположение динамометров для измерений реакций крепи по ее периметру и усилий в узлах податливости представлено на этом же рисунке.

Измеряемыми величинами являлись: податливость в местах соединений звеньев крепи; нормальное давление в соединениях; реакции крепи; изменение кольцевой формы крепи.

Все эти величины изучались в зависимости от глубины расположения выработок. Измерение производилось индикаторами часового типа с ценой деления 0,01—0,001 мм.

Податливость данной крепи является функцией сил трения, возникающих в местах соединений звеньев, т. е. функцией коэффициентов трения, и усилий стягивания звеньев хомутами.

В соответствии с расчетами и данными испытаний нормальные усилия в замках изменялись в пределах от 15 до 40 кН.

Для уменьшения трения по поверхностям разрезов с лицевой стороны моделей были установлены плиты из органического стекла, а с задней — применена футеровка стальной опалубки зеркальным стеклом; ограждения покрывались смазкой.

Пригрузка осуществлялась домкратами через распределительное шарнирно-звеньевое устройство. Равномерность передачи пригрузки контролировалась измерениями перемещений реферов, установленных на поверхности модели.

Пригрузка давалась ступенями, через 10—20 кН, что, включая высоту модели, соответствовало максимальной глубине работ в натуре 130 м.

В модели испытывались одновременно два типа кольцевых крепей: податливой (выработка справа) и жесткой (выработка слева) (рис. 4.1, б).

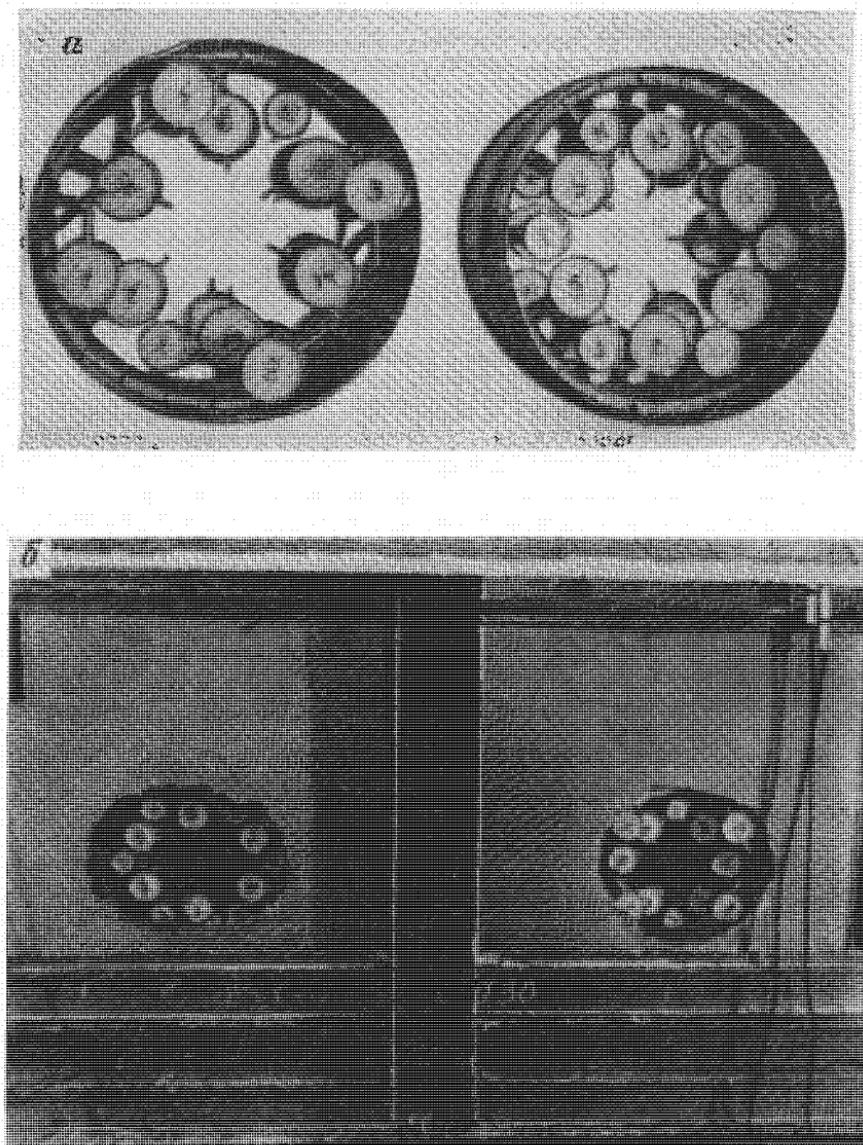


Рис. 4.1. Общий вид моделей кольцевых крепей штревков:
а — модели крепей — жесткой и податливой; б — испытание модели штревков, за-крепленных жесткой и податливой кольцевыми крепями

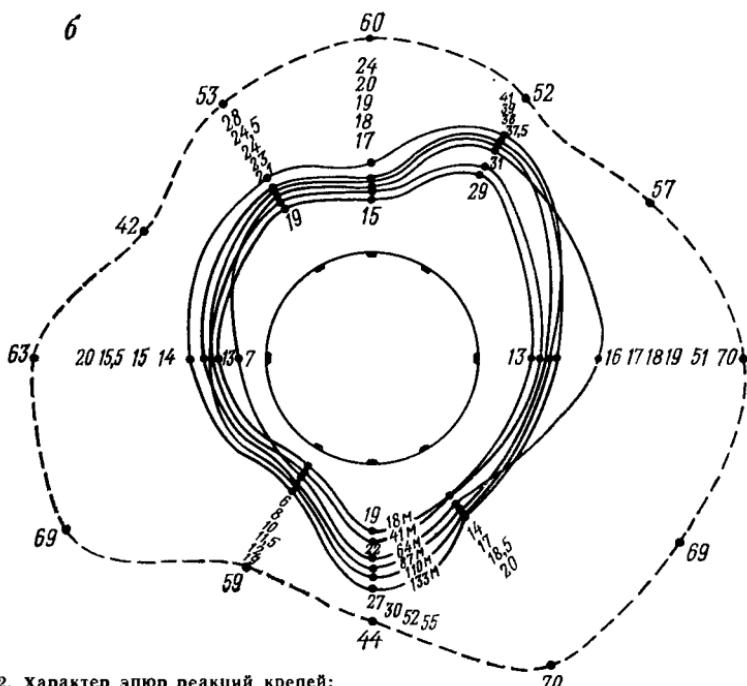
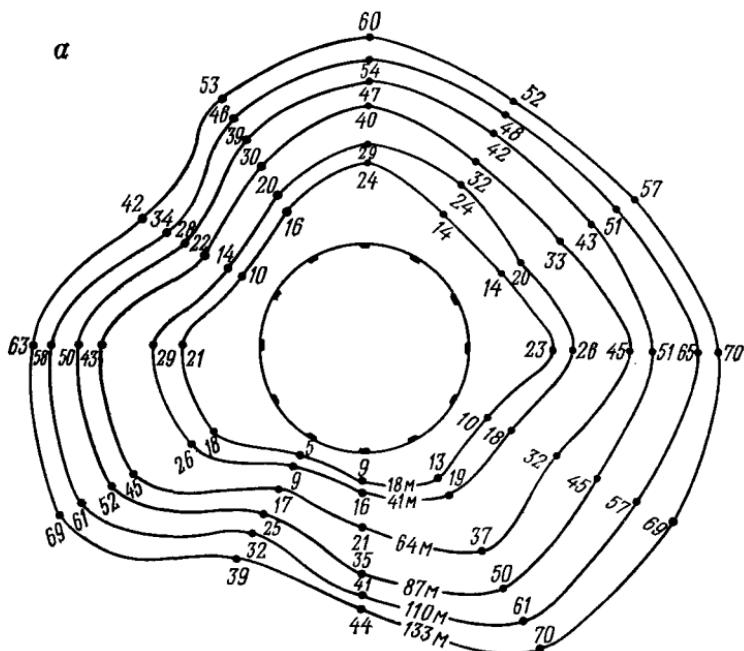


Рис. 4.2. Характер эпюр реакций крепей:
а — жесткой; *б* — податливой

На рис. 4.2 показан характер изменения реакций крепей. Так, при глубине 133 м реакции по периметру податливой крепи (см. рис. 4.2, б) колебались в пределах от 130 до 410 кН/м², реакции жесткой крепи (см. рис. 4.2, а) — в пределах от 390 до 700 кН/м².

При этом суммарное укорочение периметра податливой крепи составило около 1 м, уменьшение вертикального диаметра — 40 см, а горизонтального — 30 см. Деформируемость жесткой крепи характеризуется уменьшением вертикального диаметра на 30 см и увеличением горизонтального на 30 см. Вполне понятно, что по мере увеличения глубины работ наблюдается возрастание реакций жестких крепей, в то время как в податливых крепях с увеличением глубины реакции изменяются в относительно малых пределах.

Равномерная податливость способствовала, кроме снижения нагрузок на крепь, сохранению кольцевой формы сечения выработки, а следовательно, и устойчивости, в то время как при жесткой крепи форма сечения значительно изменилась. Изменение формы сечения приводит не только к нарушению габаритов выработки, но также и к потере несущей способности крепи. Это объясняется тем, что меняется характер деформаций крепи: все большее значение начинают приобретать деформации изгиба.

Эти исследования показывают, что расчетные методы, которые не учитывают влияния характеристик крепей, не могут быть признаны правомерными.

§ 3.

Исследование характера разрушений пород приконтурной зоны

Одним из наиболее важных показателей состояния пород вблизи выработки является характер разрушения горных пород в приконтурной зоне. Исследования показывают, что этот характер, при прочих равных условиях, зависит от типа среды (горных пород), в которой проведена выработка.

Однородные связные породы

Известно, что в кровле горных выработок при определенных условиях могут образовываться куполы, плоские сечения которых представляют достаточно близкую аналогию со сводами.

Несмотря на ряд исследований процесса образования над выработкой свода обрушения [59, 60 и др.], это явление изучено недостаточно.

Наиболее обстоятельные исследования этого явления возможно осуществить методом моделей.

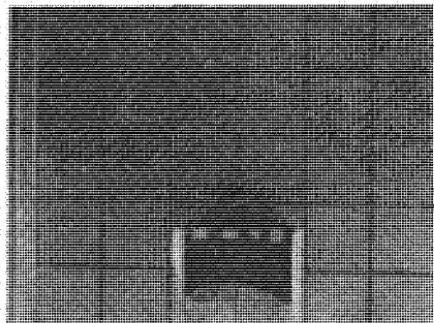


Рис. 4.3. Характер образования свода в кровле выработки в однородных породах



Рис. 4.4. Характер разрушения первоначального свода

Попытки применения метода фотоупругости, и в частности — моделей, например, из эпоксидной смолы, для исследования явления образования в кровле свода обрушения нельзя считать удачным, поскольку при этом не воспроизводится влияние собственного веса пород на характер работы и разрушения пород кровли, ибо в нем используются модели весьма малых абсолютных размеров из материалов, имеющих большие пределы прочности на растяжение, что исключает возможность воспроизведения влияния собственного веса пород, слагающих кровлю выработки. Воспроизведение этого явления в методе фотоупругости в принципе не исключено при использовании соответствующих фотоупругих материалов (возможно типа игдатина), однако эта методика разработана пока недостаточно.

Явление свodoобразования изучалось нами методами эквивалентных материалов и геометрического моделирования на плоских моделях. Кроме того, методом компенсирующей нагрузки исследовалось влияние утяжеления свода на его форму и высоту.

Эти исследования показали, что при достаточно большом пролете выработки и удалении крепи своды обрушений могут образоваться только в одном типе среды — именно в однородных связных породах (рис. 4.3).

Исследования позволили впервые выявить, что в условиях, близких к предельному равновесию, форма сводов, их высота и ориентировка относительно вертикальной оси могут существенно варьироваться, а над первичными могут образовываться вторичные своды (рис. 4.4).

Воспроизведение свodoобразования в однородных связных породах путем приложения дополнительной механической нагрузки к середине пролета, позволило получить для этих условий

вий зависимость максимальной высоты свода b_{\max} от его пролета l :

$$b_{\max} = (0,2 \div 0,3) l. \quad (4.1)$$

В шахтных условиях вероятность свodoобразования существенно возрастает вследствие наличия в кровле естественных трещин и других дефектов структуры пород.

На основании результатов исследований механизм свodoобразования представляется следующим образом: разрушение имеет форму отрыва и начинается оно в вершине свода, откуда бегущие трещины распространяются к верхним углам выработки, оконтуривая свод.

Анализ очертаний сводов обрушений дает основания аппроксимировать их контур формой квадратичной параболы, что при расчетах пойдет в запас несущей способности крепи по сравнению с другими формами его очертаний.

В целом наши исследования показывают, что явление свodoобразования и зависимость пролета выработки, при котором происходит свodoобразование, от отношения предела прочности пород кровли к их удельному весу являются закономерностями только для однородных связных пород.

Слоистые породы

В слоистых породах по мере возрастания пролета собственный вес пород кровли выработок может проявляться весьма быстро.

Деформация пород кровли выработок до разрушения в общем случае в данных породах происходит в форме совместного изгиба пачек слоев. При достижении предельных пролетов разрушение слоев кровли происходит в зависимости от соотношения мощностей и пролетов слоев: при отношении $\frac{h}{l} < \frac{1}{10}$ момент трещинообразования соответствует моменту полной потери данным слоем своей несущей способности; при $\frac{h}{l} > \frac{1}{10}$ в кровле образуются трехшарнирные арки, как представлено на рис. 4.5. Подобные формы разрушений наблюдаются также и в закрепленных выработках.

Трещиноватые породы

Трещиноватость горных пород обусловлена их генезисом. В общем случае породы могут быть рассечены различными системами трещин, разделены на блоки разной формы и размеров. Для оценки несущей способности трещиноватых пород и характера их разрушения имеет значение не только ориентировка семейств трещин, выделяющих блоки, и частота трещин, но и соотношение размеров блоков и пролета выработок. По

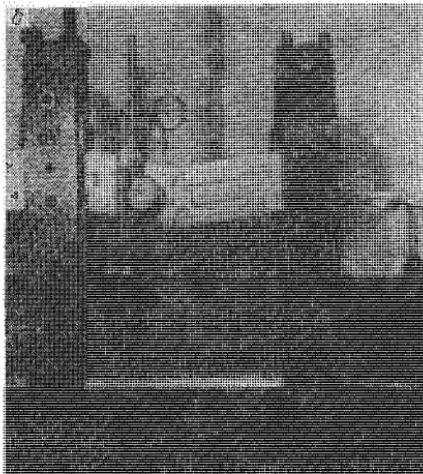


Рис. 4.5. Характер образования трехшарнирных арок в кровле штреков, пройденных в слоистых породах:

а — под влиянием собственного веса; б — под влиянием нагрузки

этому соотношению трещиноватые породы могут быть разделены на 4 класса: 1-й класс $\frac{a}{l} = 1 \div 3$; 2-й класс $\frac{a}{l} = \frac{1}{5} \div \frac{1}{15}$; 3-й класс $\frac{a}{l} = \frac{1}{15} \div \frac{1}{30}$; 4-й класс $\frac{a}{l} < \frac{1}{30}$.

В породах 1-го класса могут образовываться трехшарнирные арки. Породы 4-го класса требуют специальных средств укрепления.

Исследование характера разрушений осуществлялось методом моделей из эквивалентных материалов. Размеры моделей составляли $300 \times 180 \times 25$ см, пролеты выработок достигали 60 см, высота — 50 см, т. е. были приняты достаточно крупные масштабы моделей, в пределах $\alpha = \frac{1}{5} \div \frac{1}{10}$. Моделировались выработки как незакрепленные, так и закрепленные штанговой и деревянной рамной крепью.

Применялся метод компенсирующей нагрузки, которая принималась равномерно распределенной, ее интенсивность определялась из условия

$$q_{\text{пр}} = \gamma_{\text{ср}} (H - h_m),$$

где H — глубина работ; h_m — воспроизводимая высота в модели.

Характер разрушений в зависимости от частоты, ориентировки трещин, формы поперечных сечений выработки представлен на рис. 4.6.

Сопоставление этих результатов с обрушениями кровли, наблюдавшимися в шахтных условиях, свидетельствует об их полной идентичности. Таким образом, результаты исследований показывают, что в общем случае в кровле трещиноватых по-

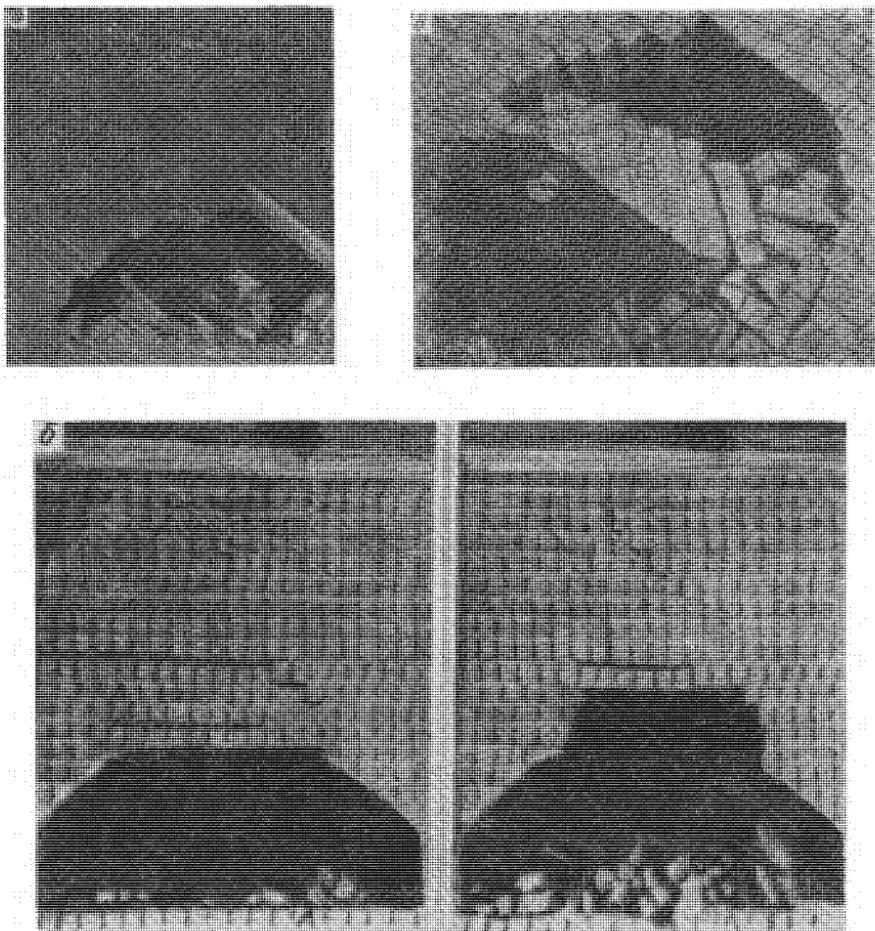


Рис. 4.6. Характер разрушений трещиноватых пород:
 а — одна система трещин, $\alpha=45^\circ$; б — две системы трещин, $\alpha_1=0^\circ$, $\alpha_2=90^\circ$;
 в — две системы трещин, $\alpha_1=\alpha_2=45^\circ$

род развиваются своеобразные зоны разрушений, отличные от форм зон разрушений в однородных связных породах, а также от форм этих зон в слоистых породах. Характер разрушений трещиноватых пород в кровле горной выработки зависит от ряда факторов: механических характеристик пород; степени шероховатости поверхностей разломов и коэффициентов трения по ним; сил сцепления по трещинам; абсолютной ширины трещин; отношений a/l ; ориентировки систем трещин относительно вертикальной оси выработки; числа систем трещин; формы поперечного сечения выработки; глубины работ; времени и др.

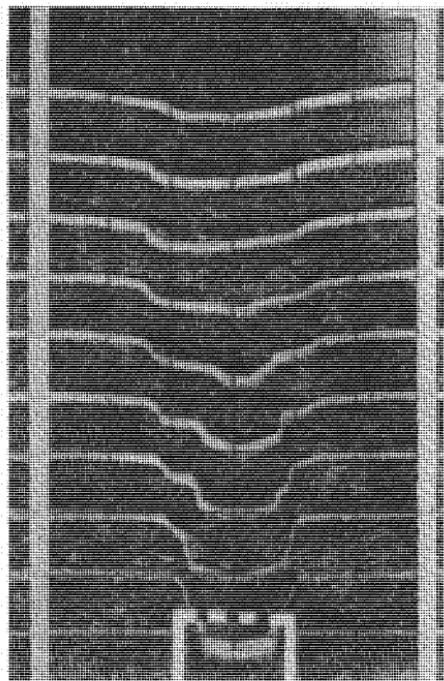


Рис. 4.7. Характер разрушений сыпучих пород в кровле выработки

Сыпучие породы

Для данной среды, как и для других типов пород, собственный вес имеет огромное значение для процессов разрушений кровли выработок. Деформации и разрушения верхняков крепи приводят к перемещениям и движению сыпучих пород кровли. Характер образования зон разрушений представлен на рис. 4.7.

Сравнение этих разрушений с разрушениями кровли при других типах пород показывает резкие отличия и своеобразность явления.

§ 4.

Вопросы перехода горных пород приконтурной зоны в пластичное состояние

Ряд авторов исходят из предположений о том, что при достаточной глубине вокруг капитальных и подготовительных выработок образуются зоны пластичного состояния. Наиболее представительными для рассмотрения данного вопроса являются исследования приконтурной зоны выработок пройденных в глинистых породах в условиях возможности их перехода в пластичное состояние.

На рис. 4.8, по данным работы [73], представлен характер разрушений пород вокруг квершлага (через два года после проведения), пройденного по глинистым породам, представлявшим переслаивание серых и коричневых глин с прослойками углисто-глинистых сланцев, причем последние располагались примерно в середине высоты сечения выработки. Пористость глинистых пород не превышала 30% (относительно плотные), глины — малодисперсны, водонепроницаемы.

Для исследований характера разрушений пород вблизи контура выработки была выполнена щель в форме вруба перпендикулярно к оси квершлага глубиной 2 м, затем была произведена с большой точностью зарисовка прослоев и трещин вокруг выработки. Сходный с этим характер разрушений вокруг

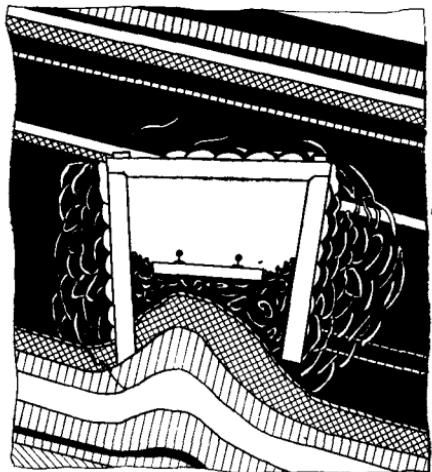
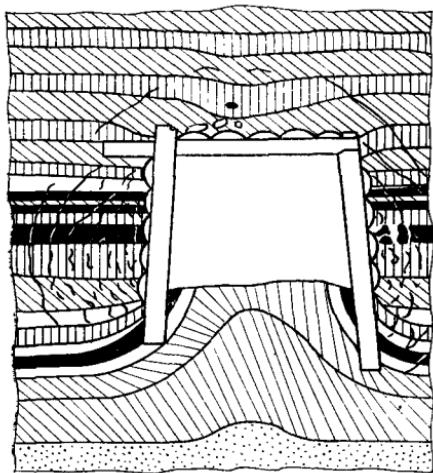
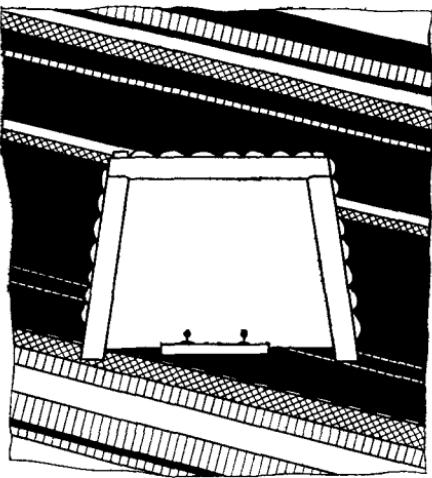
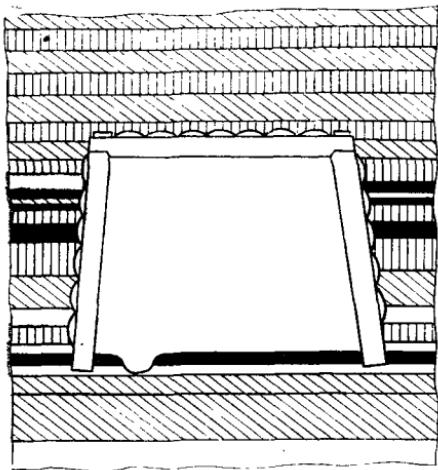


Рис. 4.8. Характер разрушений глинистых пород вокруг квершлага

Рис. 4.9. Характер разрушений бурого угля вокруг штрека

штрека (спустя полгода после проведения) представлен на рис. 4.9. Аналогичные результаты получены для сходных условий и при исследованиях в натурных условиях (рис. 4.10) и на моделях.

Основная особенность разрушений пород заключается в интенсивном трещинообразовании вокруг выработки. Это показывает, что даже в массиве глин, в котором идут процессы, внешне напоминающие пластические деформации, в действительности вокруг выработок могут образовываться зоны, представляющие разделенную, а не сплошную пластичную среду.

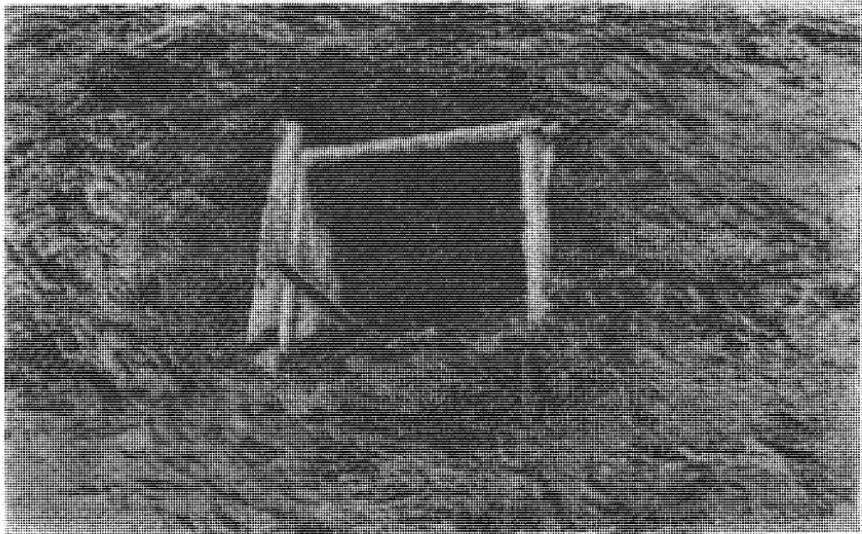


Рис. 4.10. Пример разрушения бурого угля вокруг штрека, вскрытого открытыми работами

Также нет никаких оснований считать эту среду сыпучей, как это принято в ряде литературных источников. Далее, следует отметить концентрический характер трещин, оконтуривающих некую область вокруг выработки, существенно отличную по форме от принимаемых в теоретических решениях.

Исследования показывают, что в горных выработках, не подверженных влиянию опорного давления лав, горные породы могут переходить в пластичное состояние в различных частях периметра выработки при выполнении условий:

$$\tau > \tau_s; \quad (4.7)$$

$$\sigma_z \geq \sigma_{\text{пч. сж}}, \quad (4.8)$$

где τ — касательное напряжение; τ_s — сопротивление сдвигу; σ_z — нормальное напряжение; $\sigma_{\text{пч. сж}}$ — предел прочности на сжатие.

Этот переход в пластичное состояние может происходить в некоторых точках и ограниченных по объему областях; в углах выработки; в пластических шарнирах, образующихся в слоистых породах непосредственной кровли, работающих на изгиб; в боках выработки, где обнажены наиболее слабые прослои; в форме пучения почвы.

В подавляющем большинстве случаев эти пластические области не смыкаются между собой. В качестве доказательства существования вокруг выработок замкнутых пластических зон

можно привести, например, перемещения глубинных реперов. Однако перемещения глубинных реперов в ряде случаев при размещении сечения выработки в разнородных породах являются результатом не радиальных перемещений пород, а результатом деформаций краевых зон пласта у стенок выработок, изгиба кровли и выдавливания почвы. В этих случаях перемещения глубинных реперов определяются нормальной составляющей деформаций краевой зоны пласта и величинами деформаций кровли и почвы в пределах краевых зон.

В последние годы получают распространение некоторые методы исследований на моделях перехода твердых пород при контурной зоны в пластичное состояние.

Предпринимаются попытки применения для этих целей метода фотопластичности, исследуются модели из полимерных материалов [70].

Однако такая методика вызывает сомнения, поскольку внутренняя структура твердых горных пород и полимеров — несопоставимы, а поэтому и процессы деформаций, происходящие в горных породах на субмолекулярном уровне и в моделях, например, из эпоксидных смол, не воспроизводятся.

Для целей изучения процессов, происходящих вокруг выработки, А. А. Борисовым, В. И. Кимковым и С. М. Михайловым предложен новый метод «узкого пучка» в сочетании с методом компенсирующей нагрузки, позволяющий вести исследования моделей, выполненных из горных пород.

§ 5.

Гипотезы горного давления

на основе использования механики сплошной среды

В рассматриваемой области выполнены многочисленные и глубокие шахтные, лабораторные и теоретические исследования. Несмотря на значительную результативность исследований, процессы деформаций, перемещений и разрушений горных пород вблизи выработки исследованы далеко не полно. При этом выявлен ряд новых, неизвестных ранее, не учитывавшихся обстоятельств и закономерностей процессов деформаций и напряжений горных пород, окружающих выработки, что связано не только с возрастанием глубины работ, но и с развитием методов исследований проявлений горного давления в шахтных и лабораторных условиях, новой аппаратурой, углублением исследований, уточнением известных закономерностей, выявлением новых сторон явлений и развитием теории, а также включением в эксплуатацию все более сложных месторождений. Для решения данной задачи в настоящее время применяются методы механики сплошной среды: теория упругости, пластичности, ползучести, сыпучей среды и комбинированных сплошных сред.

Помимо того, в настоящее время все более развивается механика несплошных сред, которая во многих случаях позволяет находить не менее обоснованные подходы к рациональным решениям.

Приложение методов механики сплошной среды к решению горных задач осуществляется на основе различных гипотез, которые отличаются между собой по совокупности исходных допущений и предположений.

Наиболее распространенными из этих гипотез являются:

1. Гипотеза сплошной среды, использована в работах А. Н. Динника [36], Г. Н. Савина [63], И. В. Баклашова [3] и др.

2. Гипотеза пластичной среды; использована в работах Р. Феннера [69] и др.

3. Гипотеза упруго-пластичной среды; использована в работах А. Лабасса [49], К. В. Руппенейта [61], Ю. М. Либермана [51], Л. В. Ершова [38], Ю. З. Заславского [40] и др.

4. Гипотеза наследственной ползучести; использована в работах: Ж. С. Ержанова [37], А. П. Максимова [52], И. Л. Черняка [75], Ю. А. Векслера [28] и др.

Рассмотрим более подробно некоторые из них.

Гипотеза Р. Феннера

Р. Феннер теоретически показал, что вокруг выработок типа вертикальных стволов, пройденных в пластичных породах, при определенных условиях может образоваться зона текучести.

Главные напряжения в зоне текучести у вертикального ствола:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p \left(\frac{r}{a} \right)^{k-2}; \\ \sigma_\theta &= p (k-1) \left(\frac{r}{a} \right)^{k-2}, \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

где p — напряжение в крепи; a — радиус ствола; r — текущий радиус;

$$k = \frac{2}{1 - \sin \varphi}.$$

Радиус зоны текучести определяется из формулы

$$b = a \sqrt[k-2]{\frac{2\gamma h}{k(k-1)p}},$$

где h — глубина расположения рассматриваемого сечения ствола.

Следовательно, для данных условий внешняя граница зоны текучести имеет форму окружности.

Далее Р. Феннер предположил, что для горизонтальной выработки (штольня, штрек) зона текучести может рассматриваться приближенно в форме эллипса, большая ось которого ориентируется по вертикали. Р. Феннер предполагает, что выработку следует помещать в нижнем фокусе эллипса. Далее он считает, что эта зона в зависимости от величины напряжения в крепи может быть и замкнутой и незамкнутой.

Если допустить, что в общем случае

$$p_{\min} = \frac{\gamma a}{k-3} - \frac{k^2 - 5k + 7}{(k-1)(k-3)} \gamma h \left[\frac{2a}{(k-2)h} \right]^{k-2},$$

то зона текучести будет иметь форму круга с радиусом

$$r = \frac{k-2}{2} h.$$

Таким образом, вопрос о зоне текучести вокруг горизонтальной выработки в идеально пластичной среде и форме этой зоны рассматривался Р. Феннером на основе допущений и предположений.

Подчеркнем, что Р. Феннер не доказывал образования пластичной зоны вокруг выработки, пройденной в упругой среде.

Гипотеза А. П. Соколова

А. П. Соколов в работе [67] теоретически рассматривал напряженное состояние упругой пластинки, имеющей круглый вырез, свободный от внешних усилий. Пластинка подвергается двухосному растяжению. Действующие на бесконечности растягивающие напряжения:

$$\sigma_x = q\sigma_s, \quad \sigma_y = p\sigma_s, \quad (4.10)$$

где σ_s — предел текучести при линейном растяжении; q, p — безразмерные параметры, характеризующие величину напряжения.

Автор принял, что p и q мало отличаются между собой. При решении введена безразмерная величина

$$\rho = \frac{r}{a},$$

где a — радиус отверстия; r — текущий радиус.

Получено уравнение внутренней границы пластической зоны

$$r = \frac{1}{2 - (p+q)} + \frac{2(p-q)}{[2 - (p+q)]^2} \cos \theta, \quad (4.11)$$

где r — радиус границы данной зоны.

Рис. 4.11. Схема расположения основных зон вокруг горизонтальной выработки по А. Лабассу

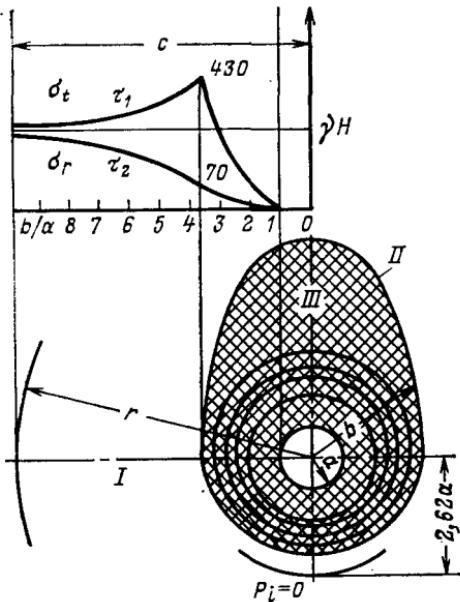
Ряд авторов принимают данное решение в качестве исходного при разработке методов расчета горного давления для горизонтальных выработок глубокого заложения. Следует, однако, иметь в виду, что решение А. П. Соколова разработано не для горных выработок; принятые им допущение о малой разнице в величинах начальных напряжений далеко не всегда приемлемо для горных условий, даже в тех случаях, когда горный массив находится в упругом состоянии, поскольку оно непригодно ни при равнокомпонентном напряженном состоянии, ни при значительной разнице между компонентами напряжений.

Кроме того, следует иметь в виду, что горные породы являются телами хрупкими и их разрушение в местах превышения действующих напряжений над соответствующими пределами прочности пород происходит не в виде перехода в пластичное состояние, а в виде образования трещин.

Гипотеза А. Лабасса

Гипотеза А. Лабасса [49] базируется на гипотезе Р. Феннера. А. Лабасс полагает, что вокруг горизонтальных выработок типа квершлагов образуется три зоны (рис. 4.11):

I — зона, или оболочка ослабленных пород, имеет в общем случае овоидальную форму; породы в этой зоне разбиты трещинами на отдельные куски разных размеров; растрескивание пород приводит к увеличению их объема, что и вызывает давление пород на крепь; напряжения σ_t и σ_r в этой области — малы. Породы в этой области рассматриваются как сыпучая среда; это так называемая «зона Тромпетера», или зона пониженных напряжений; II — зона повышенных напряжений, огибающая поверхность с переменным радиусом b ; здесь разность $\sigma_t - \sigma_r$ достигает максимума, что приводит к развитию трещин и увеличению радиуса этой зоны до установления равновесия пород, когда $b_i = b$; III — зона, в которой напряжения не вызы-



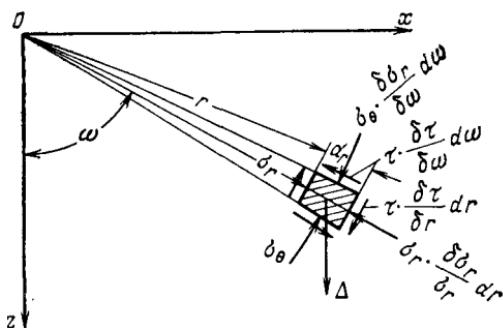


Рис. 4.12. Схема к расчету напряжений в ослабленной зоне по А. Лабассе

вают разрушений пород; естественная псевдопластичность пород этой зоны допускает значительные деформации; ширина этой зоны определяется радиусом влияния выработки c .

Из условия равновесия элементарной частицы (рис. 4.12) определяются значения σ_r и σ_t , при этом σ_r определяется как сумма проекций всех сил на радиус r , проходящий через центр частицы, а σ_t — как сумма проекций всех сил на касательную к окружности радиусом r в центре этой частицы.

Поскольку породы зоны I считаются сыпучей средой, принимается, что главные напряжения связаны зависимостью

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_r} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (4.12)$$

Исходя из этих предпосылок получено:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p_i \left(\frac{r}{a} \right) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{3}{2} \gamma a \frac{1 - \sin \varphi}{3 \sin \varphi - 1} \left[\left(\frac{r}{a} \right) \times \right. \\ &\quad \left. \times \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - \frac{r}{a} \right] \cos \omega; \\ \sigma_t &= \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_r, \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

где p_i — давление со стороны крепи.

Эти зависимости справедливы только для точек на осях, т. е. при

$$\omega = 0; \quad \pi; \quad \frac{\pi}{2}; \quad \frac{3}{2}\pi.$$

Для определения p_i по формулам (4.13) необходимо определить

$$F(\omega, r) = \sigma_r + \sigma_t.$$

При введении этой функции и некоторых дополнительных преобразований получено

$$p_i = \frac{1}{2} (1 - \sin \varphi) F_b \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - \frac{3}{2} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{3 \sin \varphi - 1} \times \\ \times \left[1 - \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right] \cos \omega. \quad (4.14)$$

Решение задачи сводится к определению функции $F(\omega, r)$, что дало бы возможность определить уравнение поверхности оболочки ослабленных пород, а тем самым и p_i . Однако, поскольку решение для $F(\omega, r)$ не найдено, А. Лабасс предлагает прибегать к двум гипотезам. В первой он рассматривает равнокомпонентное напряженное состояние.

При этом из условия

$$\sigma_t + \sigma_r = \sigma_z + \sigma_x = \gamma H + \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H \quad (4.15)$$

при $\mu = 0,5$ получаем

$$F(\omega, r) = \sigma_r + \sigma_t = 2\gamma H.$$

Формулы (4.14) и (4.15) дают возможность рассчитывать p_i и функцию $\frac{b}{a}$ для различных типов пород при определенном значении коэффициента кажущегося трения φ .

Во второй гипотезе он предлагает решать задачу при $\mu < 0,5$ и в предположении, что поверхность оболочки имеет круглую форму, т. е. $b = r$. В этом случае

$$F(\omega, r) = \frac{\mu}{1 - \mu} \left[\frac{1}{\mu} - 2 \left(\frac{1}{\mu} - 2 \right) \cos 2\omega \right] \gamma H. \quad (4.17)$$

Из (4.14) и (4.17) получим

$$p_i = \frac{1}{2} (1 - \sin \varphi) \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H \left[\frac{1}{\mu} - 2 \left(\frac{1}{\mu} - 2 \right) \cos 2\omega \right] \times \\ \times \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - \frac{3}{2} \gamma a \frac{1 - \sin \varphi}{3 \sin \varphi - 1} \times \\ \times \left[1 - \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - 1 \right] \cos \omega. \quad (4.18)$$

Экстремальные значения p_i — уравновешивающее усилие крепи — определяются при $\omega = \frac{\pi}{2}$ и $\frac{3}{2}\pi$; в середине кровли — при $\omega = \pi$ и в середине почвы — при $\omega = 0$, причем в последнем случае p_i всегда отрицательно.

А. Лабасс считает, что гипотеза о круглой форме оболочки пригодна лишь в начальный момент ее образования, после чего она быстро приобретает овоидальную форму. Р. Феннер дал решение этой задачи для частного случая при $\varphi=20^\circ$:

$$p_i = \frac{1}{2} \gamma H \frac{a}{b} - \gamma \frac{a}{2} \left(1 - 2 \ln \frac{b}{a}\right). \quad (4.19)$$

Для определения радиуса зоны влияния выработки, пройденной в однородных породах, предлагается формула

$$c = b \sqrt{\frac{\sin \varphi}{\varepsilon}}, \quad (4.20)$$

где ε — достаточно малая величина.

При пересечении квершлагом слоистых пород его сечение часто оказывается в слоистой среде. В этом случае задача становится более сложной и неопределенной в отношении формы оболочки, поэтому А. Лабасс предлагает принимать еще более грубые допущения: пренебречь вторым членом формулы (4.19) и предположить, что поверхность оболочки ослабленных пород имеет круглую форму. При этом формула для расчета p_i — упрощается:

$$p_i = (1 - \sin \varphi) \gamma H \left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}.$$

Радиус оболочки определяется по предельной величине деформации контура выработки

$$\Delta S = \pi (b^2 - a^2) (k - 1),$$

где k — коэффициент разрыхления, $k = 1,12 \div 1,15$;

$$b = \sqrt{\frac{\pi a^2 (k - 1) + \Delta S}{\pi (k - 1)}}.$$

Расчетная схема А. Лабасса построена не на результатах шахтных или лабораторных исследований, а на произвольных представлениях, допущениях и предположениях.

Представление об образовании вокруг горизонтальной выработки нескольких зон не ново, оно высказывалось еще Тромпетером. Затем вопрос о возникновении вокруг выработки напряженной зоны рассматривался в работе Вильмана и Коммереля, а позже в работе Кюна («Глюкауф», 1931, № 67, с. 1477). Причем по Кюну процесс трещинообразования, например вокруг вертикальной полости, должен распространяться до бесконечности.

Эти вопросы получили развитие в работах Р. Феннера. Он указывал, что решение рассматриваемой задачи возможно только для идеальной среды, обладающей постоянством

свойств, однородностью строения и однородностью первоначального напряженного состояния; необходимо также, чтобы в такой среде свойства изотропности и закон Гука оставались справедливыми за пределами текучести, что в действительности можно допустить лишь приближенно. Р. Феннер высказывает предположение о возможности такого допущения, ничем его не доказывая, и строит на нем математическую интерпретацию. А. Лабасс же, ссылаясь на Р. Феннера, считает эти положения математически и физически доказанными. Шахтные и лабораторные исследования показывают, что вопрос о состоянии горных пород вокруг выработки нельзя рассматривать без учета свойств пород, глубины их залегания и времени существования выработки.

В достаточно прочных осадочных породах, таких, как песчаники, при достаточной их мощности вокруг выработок, даже на весьма больших глубинах, трещины не образуются и выработки стоят без крепления неопределенно длительное время.

Особенно показательны опыты Кармана, в которых пластические деформации песчаника и мрамора при наличии бокового давления наблюдались лишь при весьма большой разности напряжений — порядка $50 \text{ кН}/\text{см}^2$. Но в этих опытах, как и в опытах Бриджмена, не наблюдалось образования таких зон.

В опытах методом эквивалентных материалов, проведенных нами в лаборатории горного давления ЛГИ, вокруг штреков и разрезных печей также не наблюдалось таких зон. Это же показывают исследования методом фотоупругости.

Вокруг горных выработок, проводимых по твердым нетрещиноватым породам, появляется иногда слабая трещиноватость вследствие влияния взрывных работ.

Зона трещинообразования не наблюдается также в шахтных условиях вокруг горизонтальных выработок, пройденных в типичных пластичных породах, например в глинах Подмосковного бассейна, а также в сухих песках. В проведенных нами опытах по определению давления на крепь горизонтальных выработок в шахтных условиях этих зон также не наблюдалось [8].

Неправильно было бы делать отсюда вывод, что вокруг горизонтальных горных выработок вообще не наблюдается трещинообразования. Наоборот, явление трещинообразования при проведении горизонтальных выработок широко известно, однако в подавляющем большинстве случаев оно локализуется в кровле, реже в стенках и почве. Образование же зон трещин вокруг всего периметра выработки — явление сравнительно редкое.

В ряде случаев огромное влияние на характер распределения нагрузок на крепь горизонтальных выработок имеет естественная трещиноватость.

Появление трещин вокруг горизонтальных выработок может иметь место в ряде случаев, но при современных глубинах

работ оно не является характерным и обязательным для всех условий.

Породы, разбитые трещинами на куски различных форм и размеров, становятся раздельноблочной средой, которая имеет свои законы деформирования и перемещений. Так, например, в этих породах в кровле выработок могут образовываться многошарнирные и трехшарнирные арки. Кроме того, сам А. Лабасс указывает, что эти куски пород сохраняют контакты по трещинам, обладают некоторым сцеплением.

Поэтому считать такую среду сыпучей и применять к ней уравнения сплошной среды, как это принято, например, для песков, — недопустимо.

Форма оболочки ослабленных пород осталась неизвестной, определяется произвольно.

Невозможно согласиться с предложением А. Лабасса о независимости радиуса оболочки от прочностных свойств пород, глубины работ и времени, а только от коэффициента разрыхления.

Расчет А. Лабасса не учитывает механических характеристик работы крепи.

Вследствие этих обстоятельств данная гипотеза не отражает физической сущности рассматриваемого явления.

Гипотеза К. В. Руппенейта

Гипотеза К. В. Руппенейта основана на исходных положениях Р. Феннера и А. Лабасса. Так же, как и у них, предполагается, что в общем случае вблизи контура выработки образуется зона, в которой породы разбиты трещинами, частично разрушены, не способны сопротивляться линейным растяжениям, их можно рассматривать как сыпучую среду и применять уравнения статики сплошной среды. Эта зона (оболочка ослабленных пород по А. Лабассу) названа здесь областью неупругих деформаций.

Расчетная схема представлена на рис. 4.13, а. Область неупругих деформаций имеет не овоидальную, а сложную конфигурацию и вытянута вдоль горизонтальной, а не вертикальной оси, как у Лабасса (см. рис. 4.13, б). Предполагается, что по контуру выработки приложено равномерно распределенное радиальное давление, которое начинает действовать в момент приложения напряжений гравитационного поля.

Задача об определении давления на крепь выработки разделена на две самостоятельные задачи, первая из которых состоит в определении зависимости

$$U_0 = f_1(p),$$

где U_0 — радиальное перемещение на контуре выработки; p — радиальное давление.

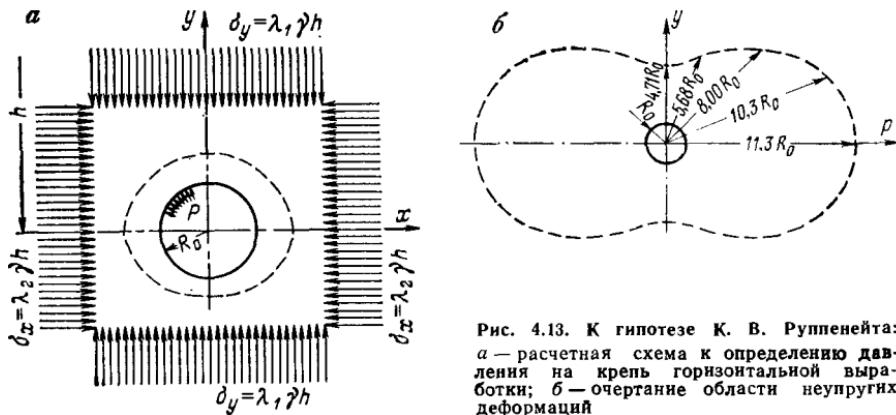


Рис. 4.13. К гипотезе К. В. Руппенейта:
а — расчетная схема к определению давления на крепь горизонтальной выработки;
б — очертание области неупругих деформаций

Вторая задача состоит в определении зависимости

$$U'_0 = f_2(p'),$$

где U'_0 — радиальное смещение крепи.

Для приближенного определения перемещений в породе на контуре выработки круглого поперечного сечения предлагается формула

$$U_0 = \frac{\alpha R_0}{4G} (p' + K \operatorname{ctg} \rho) (r_0)^{\alpha+2}, \quad (4.21)$$

где R_0 — радиус выработки; G — модуль сдвига; p' — реакция крепи; K — коэффициент сцепления; ρ — угол внутреннего трения;

$$\alpha = \frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho},$$

где r_0 — средний безразмерный радиус области неупругих деформаций.

Уравнение контура области неупругих деформаций получено методом А. П. Соколова [67].

Исходя из предположений о том, что в области неупругих деформаций напряженное состояние отвечает условию пластичности в форме прямолинейной огибающей, для определения ρ получена формула

$$p' = R_0^{\frac{\alpha}{2}} \left(\frac{10^6}{G} \right)^{\frac{\alpha}{2}} \Omega - K \operatorname{ctg} \rho, \quad (4.22)$$

$$\Omega = \left(\frac{\alpha}{4 \cdot 10^3 U_0} \right)^{\frac{\alpha}{2}} [(1 - \sin \rho) (\lambda_2 \gamma h + K \operatorname{ctg} \rho)]^{\frac{\alpha+2}{2}},$$

где γ — объемный вес пород; h — глубина работ; λ — коэффициент бокового давления.

При пластичных породах $\rho=0$

$$p' = K^* \left(\ln R_0 - \ln \frac{G}{10^4} \right) + \Omega_1, \quad (4.23)$$

$$\Omega_1 = \lambda_3 \gamma h - K^* \left(1 + \ln \frac{20U_0}{K^*} \right).$$

Из формулы (4.22) вытекает, что при $U_0 \rightarrow 0$ имеем $p \rightarrow \infty$.

Поэтому, при малых и неопределенных по величине смещениях жесткой ограждающей поверхности К. В. Руппенейт предлагає рассчитывать активное давление σ_n на крепь выработки круглого сечения по теории подпорных стенок, используя, в частности, метод, приведенный В. В. Соколовским.

При этом вводится дополнительное допущение о незначительности трения по поверхности крепи. При этих условиях

$$\sigma_n = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} (q + K \operatorname{ctg} \rho) e^{-\pi \operatorname{ctg} \rho} - K \operatorname{ctg} \rho. \quad (4.24)$$

Если А. Лабасс определяет уравнение контура зоны ослабленных пород на основе гипотез, то в данном методе предпринята попытка вывода уравнения контура области неупругих деформаций математическим путем, что является положительным.

Однако ряд произвольных допущений и предположений, принятых как при построении расчетной схемы, так и при выводе уравнений, являются неправомерными. Их необходимо рассмотреть подробнее, поскольку основные из них повторяются в более поздних решениях других авторов.

1. В реальных условиях значительная часть упругих и неупругих деформаций проходит до момента возведения крепи, поэтому приложение радиальных давлений крепи по контуру выработки в момент приложения основного поля напряжений неправомерно.

2. Разбитые трещинами, частично раздробленные породы предполагаемые области «неупругих деформаций» недопустимо рассматривать как сплошную среду.

3. Не учитывается влияние забоя данной выработки.

4. Не учитывается характеристика жесткости крепи.

5. По оси абсцисс вблизи выработки действует опорное давление, которое не является равномерно распределенным, как это принято в данной гипотезе.

6. Реальные процессы разрушений пород вблизи контура выработки делают неправомерным принятую методику определения давления на крепь и т. д.

В целом данная гипотеза неприемлема, расчеты по приведенным формулам дают результаты, далекие от действительности.

Рядом авторов предпринимались попытки улучшить приведенные выше гипотезы, проводились серьезные теоретические разработки, не менявшие однако принципиальных исходных положений, и потому предлагаемые ими решения не свободны от недостатков двух рассмотренных выше гипотез.

Гипотезы, основанные на применении методов реологии с учетом фактора времени

Интенсивность проявления реологических свойств горных пород, их ползучести, пластичности и псевдовязкого течения возрастает по мере роста нагрузок, их приближения к разрушающим при кратковременном приложении нагрузок.

Эти условия встречаются при разных глубинах, поскольку рост компонентов тензора напряжений связан не только с глубиной, но и с величинами изгибающих моментов. Но при прочих равных условиях это возрастание связано с увеличением глубины работ.

Ввод в действие и закладка ряда глубоких шахт, дальнейшая перспектива увеличения глубины работ привели исследователей к необходимости применения методов реологии с учетом фактора времени. В этом направлении выполнены исследования А. Салустовичем, М. И. Розовским и др.

М. И. Розовский развел метод расчета ползучести в пределах малых деформаций на основе операторного метода Ю. Н. Работнова. Метод зиждется на замене в окончательном решении упругих констант для рассматриваемой упругой задачи, временными операторами, которые затем расшифровываются. Этим методом было рассмотрено напряженное состояние пород вокруг горизонтальной выработки круглого поперечного сечения, при этом учитывалось последействие, которое описывалось линейным интегральным уравнением, включавшим экспоненциальное ядро.

А. Салустович [64] использовал реологическую модель Кельвина и для определения давления на крепь горизонтальной выработки круглого сечения, которая сразу же после установки имеет плотный контакт с породами по всему периметру, предложил формулу

$$p_0 = \gamma H - \frac{2G(\gamma H + k_t U_0)}{2G + ak_t} \left\{ 1 + \frac{ak_t}{2G} \times \right. \\ \left. \times \left[1 - \frac{2G + ak_t}{a(\gamma H + k_t U_0)} \right] e^{-\beta t} \right\}, \quad (4.25)$$

где G — модуль сдвига при длительном нагружении; $\beta = \frac{2G + ak_t}{2\eta}$ — коэффициент, характеризующий относительную скорость упругого последействия пород; η — вязкость пород; k_t — коэффициент

жесткости крепи; a — радиус выработки; U_0 — податливость крепи; t — срок службы выработки.

Из (4.25) вытекает

$$p_{0 \max} = \gamma H - \frac{2G(\gamma H + k_t U_0)}{2G + ak_t}. \quad (4.26)$$

Решения задачи, аналогичной рассмотренной А. Салустовичем, получены позднее некоторыми авторами.

Некорректность постановки задачи, допущение плотного примыкания крепи к породам по всему контуру в момент ее установки, крайне слабая изученность вязкости горных пород, периода релаксаций в них напряжений, ошибочность ряда исходных положений делают этот метод неприемлемым.

Ж. С. Ержановым использовано уравнение теории линейной наследственности Больцмана-Вольтерра:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \frac{1}{E} \int_0^t L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau, \quad (4.27)$$

где $\varepsilon(t)$ — деформация; $\sigma(t)$ — напряжение; $L(t, \tau)$ — ядро ползучести.

Принято степенное ядро типа Абеля

$$L(t, \tau) = \delta(t - \tau)^{-\alpha},$$

где α , δ — характеристика ползучести; α — безразмерная; δ — имеет размерность «время в степени $\alpha - 1$ ».

Ядром ползучести называют характерную для данного материала функцию, которая отражает (учитывает, наследует) влияние единичного нагружения $\sigma(\tau)$ в единичный промежуток времени τ на деформацию в момент времени t . Возможность учета деформаций ползучести весьма полезна и надо надеяться, что при условии дальнейшего развития теория линейной наследственности найдет применение в механике горных пород.

Ж. С. Ержановым предлагаются решения для ряда задач: о распределении вертикальных перемещений на границе тяжелой упругой полуплоскости, ослабленной щелью; о напряженно-деформированном состоянии массива горных пород вокруг шахтного ствола и горизонтальной выработки с учетом ползучести горных пород; о влиянии формы поперечного сечения горизонтальных выработок на проявление ползучести горных пород и др.

К сожалению, эта гипотеза не свободна от ряда принципиальных недостатков.

1. В рекомендуемом для использования решении на базе формулы (4.26) учитываются упругие деформации (первый член формулы) и относительно малые деформации ползучести при нагрузках в пределах 20—70% от разрушающих, т. е. рассматриваются малые деформации ползучести, тогда как в реальных условиях приходится иметь дело с большими деформа-

циями ползучести, пластичностью и разрушениями горных пород.

2. Решение предлагается осуществлять не на основе изучения физической сущности явления ползучести, а формально, по произвольно принятым параметрам.

3. С целью определения этих параметров были проведены испытания на изгиб миниатюрных балочек, изготовленных из проб аргиллита и алевролита, отобранных на шахтах Донбасса, на глубине порядка 220 м. Балочки размером $20 \times 20 \times 140$ мм испытывались при нагрузках в пределах 20—70% от разрушающих. Для выяснения влияния параметров и неоднородности напряженного состояния были проведены контрольные испытания балочек размером $10 \times 10 \times 70$ мм на изгиб и образцов $20 \times 20 \times 66 \div 82$ мм — на одноосное сжатие. Эти балочки и образцы были изготовлены из уже подвергавшихся нагружениям балочек. По результатам этих испытаний расчетным путем получены численные величины α и δ . Для обоих типов пород получено $\alpha \approx 0,7$, из чего сделан сомнительный вывод о независимости α от типа пород.

4. Предпринята попытка получить значение параметра δ для натурных условий по результатам натурных исследований сдвижений поверхности, выполненных ВНИМИ. Однако эта попытка необоснованна. Действительно, результаты натурных измерений величин сдвижений земной поверхности отражают всю полноту структуры дефектов и свойств массива, а также тип и параметры всей технологии подземной разработки пласта: длину лавы, способ управления кровлей, скорости подвигания очистного забоя, глубину работ и др. При работе с полным обрушением кровли покрывающая толща, как правило, разбивается трещинами и в большинстве случаев до самой поверхности происходят ее шарнирно-блочные перемещения, а не изгиб, причем численные величины сдвижений земной поверхности определяются процессами разрыхлений, уплотнений и слеживаемости пород непосредственной кровли, мощностью разрабатываемого пласта, шагом посадки кровли и др. Говоря иными словами, процесс сдвижения земной поверхности является интегральным выражением влияния процессов разрушений и слеживаемости пород непосредственной кровли, типа и параметров технологии очистной выемки, системы разработки и способов управления кровлей.

И хотя в действительности не существует никакой аналогии между процессами сдвижения, с одной стороны, и перемещениями края тяжелой полуплоскости, ослабленной горизонтальной щелью,— с другой, как нет никакой аналогии процесса сдвижений с деформациями земной поверхности под влиянием очистных работ с деформациями однопролетной балочки, вопреки этому, автор данной гипотезы считает такую аналогию за истину, и по α , найденному для балочек, подсчитывает пара-

метр δ , который принимает за действительный параметр для массива горных пород при однократной его подработке лавой.

Такой путь определения δ для массива является ошибочным и связанные с этим расчеты не имеют смысла ни для практики, ни в качестве критерия оценки расчетов.

5. Недостатки этой гипотезы заключаются также в том, что она не учитывает реальных форм разрушений пород вокруг выработки, реальную структуру массива пород, наличие в них трещиноватости и других дефектов, влияние характеристик жесткости крепи, влияние забоев выработок и т. д.

В заключение необходимо отметить следующее. Ограничение анализа приведенными работами вполне правомерно, поскольку это в достаточной мере отражает успехи развития аналитических методов расчетов горного давления. Действительно сделан большой шаг в направлении приближения математических решений к реальным горно-геологическим условиям, хотя на этом пути и предстоит еще большая работа. В то же время в существующих аналитических методах имеется ряд общих недостатков.

Не учитывается объемный характер задачи, как показано нами на примере слоистых пород (см. ниже), и в первую очередь — влияние удаления забоя. Далее, штреки, заложенные на глубоких горизонтах, обычно проходят по разнородным породам, имеющим большие различия прочностных и упругих свойств. Различия пределов прочности на растяжение, сжатие и сдвиг для каменных углей и песчанистых сланцев, каменных углей и известняков, песчаников и аргиллитов и других типов пород, слагающих разнородные комплексы, могут достигать весьма больших значений. Поэтому при возрастании компонентов тензора напряжений с глубиной эти разные породы не могут одновременно по всему контуру выработки и в равной степени переходить в пластичное состояние. Нельзя также упустить из вида, что во всех решениях, рекомендуемых для штреков, рассматривается лишь первая стадия при отсутствии влияния очистных забоев, что не является худшими условиями. Абсолютное большинство штреков по прошествии некоторого периода неизбежно попадают в условия влияния опорного давления очистных забоев.

Все эти обстоятельства, как и приведенные выше, необходимо учитывать в дальнейших исследованиях.

Необходимо еще раз подчеркнуть основное правило механики горных пород: созданию того или иного расчетного метода должна предшествовать разработка экспериментально обоснованной расчетной схемы. Это позволит избежать неправомерных допущений и предположений и ускорить создание теоретических основ расчетов горного давления.

§ 6.

Гипотезы горного давления на экспериментальной основе

Гипотеза упругой среды *

Однородные прочные породы типа песчаников, обладающие высокими упругими постоянными, при достаточной их мощности, сравнительно с размерами штрека, практически допустимо рассматривать как упругую среду. Основанием такой аналогии является квазизотропность таких пород, небольшое распространение дефектов их структуры, а экспериментальной основой — достаточное соответствие результатов испытаний фотографических моделей с результатами натурных исследований.

В качестве приемлемости этой гипотезы для рассматриваемых пород можно в первом приближении принять

$$\sigma_{\text{пч} \rightarrow \infty} > \sigma_k, \quad (4.28)$$

где $\sigma_{\text{пч} \rightarrow \infty}$ — предел длительной прочности; σ_k — действующее напряжение на контуре выработки.

Это условие не является предельным, а содержит некоторый запас прочности, поскольку в штреках породы находятся не в линейном, а в сложном напряженном состоянии.

Задача о концентрации напряжений у вырезов в упругой среде изучалась с конца XIX в. многими отечественными и иностранными учеными (Г. Кирш, 1898 г., Г. В. Колесов, 1910 г. [46], К. Е. Инглис, 1913 г., Н. И. Мусхелишвили, 1933 г., и др.). Использование ее для горных выработок было впервые предложено А. Н. Динником в 1925—1938 гг. Он считал, что толщу горных пород в вертикальном сечении можно уподобить бесконечной упругой полуплоскости, а выработку круглого сечения — круглому вырезу в ней.

Расчетная схема приведена на рис. 4.14. Вертикальное напряжение в центре выработки до ее проведения

$$\sigma_z = \gamma H. \quad (4.29)$$

Для плоской задачи в соответствии с законом Гука относительная деформация в горизонтальном направлении

$$\varepsilon_x = \frac{\mu \sigma_z}{E} + \frac{\mu \sigma_x}{E} - \frac{\sigma_x}{E}. \quad (4.30)$$

* Экспериментальной основой данной гипотезы является метод исследований напряжений в моделях из оптически активных материалов (метод фотоупругости).

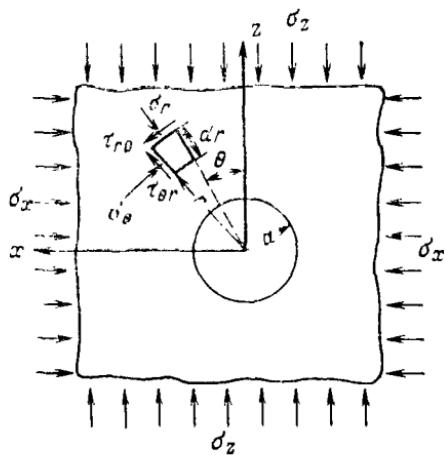


Рис. 4.14. Расчетная схема к определению напряжений в упругих однородных породах

Поскольку окружающие породы не дают проявиться этой деформации ($\epsilon_x = 0$), следовательно,

$$\sigma_x = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z. \quad (4.31)$$

При значениях главных напряжений $\sigma_1 = \sigma_z$ и $\sigma_2 = \sigma_x$ на бесконечном удалении от выработки на основании теории упругости (задача Г. Кирша) получим:

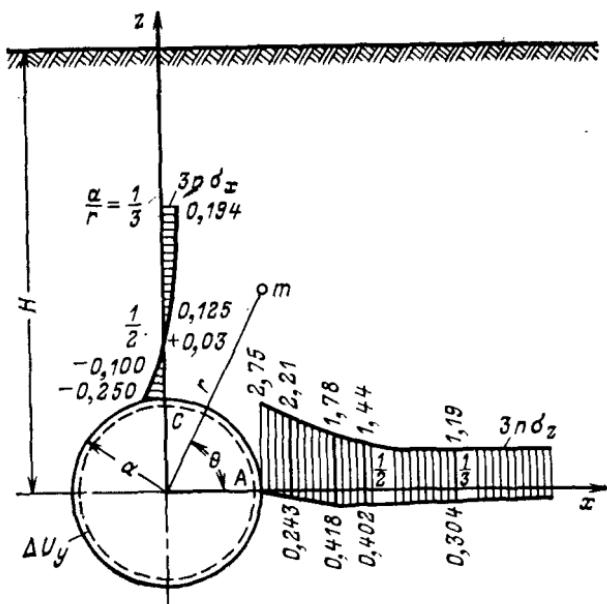
$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\gamma H}{2(1-\mu)} \cdot \frac{r^2 - a^2}{r^2} + \frac{\gamma H(1-2\mu)}{2(1-\mu)} \times \\ &\times \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta; \\ \sigma_\theta &= \frac{\gamma H}{2(1-\mu)} \cdot \frac{r^2 + a^2}{r^2} - \frac{\gamma H(1-2\mu)}{2(1-\mu)} \times \\ &\times \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta; \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\gamma H(1-2\mu)}{2(1-\mu)} \left(-1 - 2 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^2} \right) \sin 2\theta, \end{aligned} \right\} \quad (4.32)$$

где σ_r — нормальное напряжение на площадке, перпендикулярной к радиусу; σ_θ — нормальное напряжение на площадке, совпадающей с радиусом; $\tau_{r\theta}$ — касательное напряжение, действующее на указанных взаимно перпендикулярных площадках; H — глубина залегания выработки; μ — коэффициент поперечной деформации; r, θ — полярные координаты, определяющие положение точки на плоскости; a — радиус выработки.

На контуре выреза:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \tau_{r\theta} = 0; \\ \sigma_\theta &= \frac{\gamma H}{1-\mu} [1 - 2(1-2\mu) \cos 2\theta]. \end{aligned} \right\} \quad (4.33)$$

Рис. 4.15. Характер распределения напряжений в породах у выработки круглого сечения по А. Н. Диннику



Экстремальные значения нормальных напряжений определяются из формулы

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \pm \sqrt{4\tau_{r\theta}^2 + (\sigma_r - \sigma_\theta)^2}. \quad (4.34)$$

Точное решение для компонентов напряжений с учетом собственного веса материала полуплоскости было получено А. Н. Динником и др.

А. Н. Динник пришел к выводу, что при $H > 10a$ собственный вес полуплоскости, в которой пройдено отверстие, можно не учитывать.

Характер распределения напряжений у выреза приведен на рис. 4.15.

Цифрами показаны коэффициенты концентрации напряжений. Из этого рисунка, а также и из формулы (4.34) видно, что наиболее опасными в отношении возможности разрушений являются кровля в середине пролета, где растягивающие напряжения достигают $0.25\sigma_x$, а также стена выработки, где напряжения достигают $2.7\sigma_z$.

Условия отсутствия разрушения выражаются неравенством

$$\sigma_{\text{нр.} \rightarrow \infty} > \sigma_k. \quad (4.35)$$

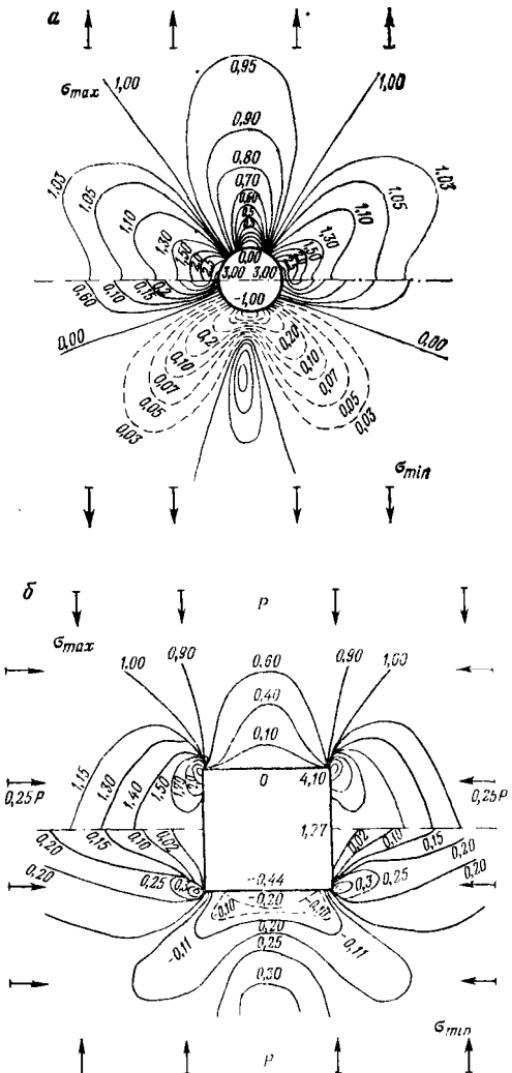


Рис. 4.16. Изолинии главных нормальных и касательных напряжений и их траекторий для выработок:

a — круглого сечения; *b* — квадратного сечения

Это неравенство более точно определяет и условие допустимого применения теории упругости к твердым однородным горным породам.

Упругие радиальные перемещения на контуре круглой выработки определяются из формулы

$$\Delta U_y = \frac{a}{E} [\sigma_z + \sigma_x - (\sigma_z - \sigma_x) 2 \cos 2\theta]. \quad (4.36)$$

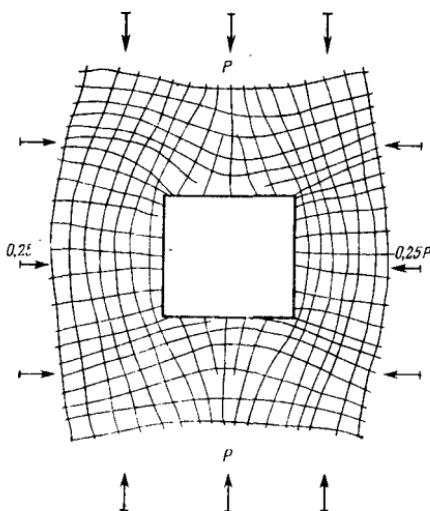
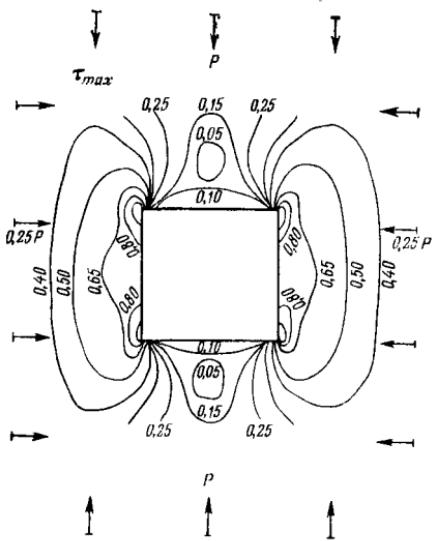
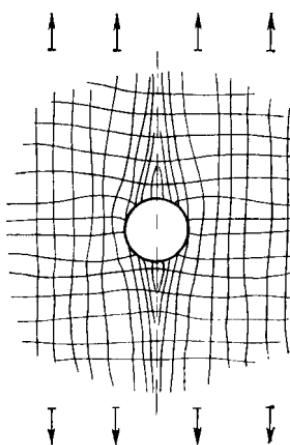
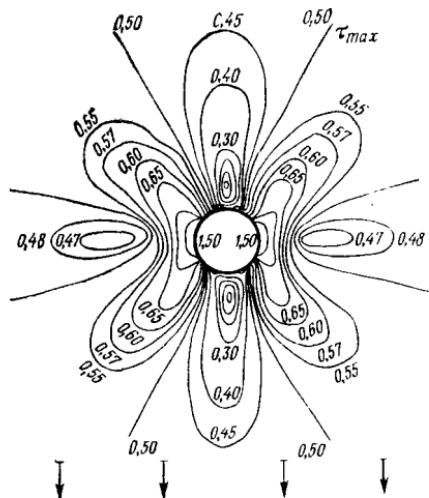
Из этой формулы ясно, что перемещения по контуру неравномерны, равенство перемещений контура могло бы иметь место только при условии $\sigma_z = \sigma_x$.

На рис. 4.16, *a*, *b* для сравнения приведены изолинии главных нормальных напряжений для выработки круглого и квадратного сечения.

Из этих рисунков видно, что концентрация напряжений вблизи выработки затухает относительно быстро; с достаточной для практических целей точностью можно считать, что размеры области концентрации напряжений выражаются отношением

$$\frac{D}{a} \leqslant 3 \div 3,5, \quad (4.37)$$

D — диаметр области концентрации напряжений.



Из сравнения рис. 4.16, а и б вытекает, что основное отличие прямоугольной выработки от круглой заключается в высоких коэффициентах концентрации напряжений в углах.

Напряжение в углу зависит от радиуса закругления в углу контура выработки и может быть приближенно определено по формуле К. Е. Инглиса

$$\sigma_{\theta} = \frac{2\mu}{1-\mu} \sigma_z \sqrt{\frac{a}{r_0}}, \quad (4.38)$$

где r — радиус закругления контура выработки в углу.

При $r \rightarrow 0$ в углу $\sigma_\theta \rightarrow \infty$, следовательно, в углах выработки надо иметь достаточно большой радиус закругления в пределах $r_0 > 0,5 a$. При этом возрастание напряжений в углах будет перекрываться принятыми коэффициентами запаса прочности.

Эти формулы теории упругости позволяют оценивать напряженное состояние горных пород вокруг выработки, возможность и места появления трещин лишь с известным приближением.

Во всех случаях, когда трещина на контуре выработки не появляется, применение крепи не требуется. В данных породах производить расчет крепи по упругому перемещению контура выработки не имеет смысла по малости упругих деформаций.

Кроме того, основная часть упругих деформаций проходит весьма быстро, т. е. они распространяются со скоростью порядка тысячи метров в секунду:

$$v = \sqrt{\frac{gE}{\gamma}}, \quad (4.39)$$

где g — ускорение силы тяжести.

Говоря иными словами, основная часть упругих деформаций пройдет почти мгновенно задолго до возведения крепи.

Некоторое нарастание упругих деформаций произойдет во времени и в результате возрастания нагрузок вследствие удаления забоя на известное расстояние. Однако и эта часть упругих деформаций также мала.

В случаях невыполнения условия (4.35) в кровле выработки возникают трещины.

Шахтные наблюдения показывают, что эти разрушения в однородных породах распространяются обычно в кровле, а иногда и в почве выработки (штрека, квершлага). В некоторых случаях эти разрушения происходят весьма бурно с освобождением огромной энергии и сильным звуковым эффектом и носят название «стреляния» горных пород.

Эти разрушения прекращаются вследствие того, что по мере изменения формы поперечного сечения и все большего ее приближения в верхней части к эллиптической, растягивающие напряжения уменьшаются, исчезают и затем становятся сжимающими.

Задача о концентрации напряжений вблизи эллиптического выреза была впервые решена Г. Колосовым. Из этого решения вытекает, что при соотношении осей эллипса

$$\frac{b}{a} = \frac{1 - 2\mu}{2\mu} \quad (4.40)$$

напряжения по всему контуру будут сжимающими и равными σ_θ .

Следовательно, в практике и при проектировании в условиях, где в кровле штрека возможно разрушение, необходимо придавать верхней части выработки более высокий подъем,

делая ее эллиптической формы. Однако это вызывает увеличение стоимости проходки. Другое мероприятие против указанного типа разрушений заключается в возведении крепи. Вопрос о выборе конкретных мероприятий решается технико-экономическими расчетами.

Необходимо иметь в виду, что получающиеся при взрывных работах неровности контура выработки приводят к возникновению мест повышенной концентрации напряжений, что также может приводить к развитию разрушений в этих местах. Подсчет величин концентрации напряжений в этих местах весьма затруднен, а имеющиеся в литературе предложения основаны на неверных допущениях о периодичности расположения таких неровностей и конечных радиусах их кривизны: в действительности неровности располагаются хаотически и имеют стрельчатую форму, т. е. у них $r_0 \rightarrow 0$.

Еще раз подчеркнем, что приведенные в этом параграфе формулы справедливы лишь для однородных изотропных упругих материалов. Кроме того, расчетные величины напряжений и деформаций, получаемые на основе теории упругости, следует оценивать применительно к горным породам лишь как средние статистические их действительных величин в сложном агрегате зерен.

Исследования концентраций напряжений показывают, что характер изменения напряженного состояния вокруг вырезов в упругой среде зависит от ряда факторов (упругих постоянных, формы выреза, граничных условий и др.). В общем случае траектории главных напряжений обтекают вырез, в результате чего над выработкой в однородных упругих породах создается область или зона разгрузки. Зону разгрузки нельзя отождествлять со сводом обрушения. Разрушения в этой зоне могут происходить в форме трещин разрыва в середине пролета или в углах выработки. В отличие от этого эксперименты и практика показывают, что при достаточно больших пролетах выработка разрушение кровли может происходить в форме свода обрушения, причем, как показано ниже, этот свод отделяется от массива как единое тело, что явно указывает на разрушение от растягивающих напряжений.

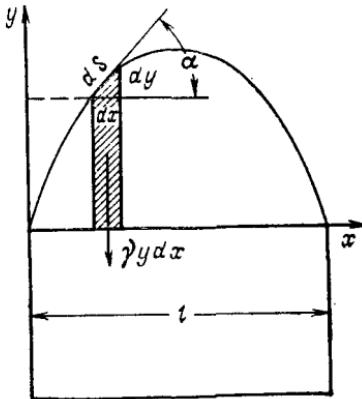
Гипотеза свода

Представление о том, что в кровле выработки в ряде случаев может образовываться «род свода», известно очень давно.

Одна из первых гипотез свода была предложена профессором рижского политехникума В. Риттером в 1879 г.

Сущность гипотезы свода в ее современном толковании состоит в следующем. Над выработкой, проведенной в толще любых горных пород (за исключением плавунов), на любой глубине, образуется свод давления, который воспринимает на

Рис. 4.17. Расчетная схема В. Риттера



себя вес вышележащей толщи пород, разгружая крепь выработки. Максимальная нагрузка на крепь определяется весом пород внутри свода, называемого ядром свода или сводом давления. Действие всего веса толщи пород до поверхности передается пятами разгружающего свода на массивы горных пород по бокам выработки.

Гипотеза свода базируется на реальном, издавна известном явлении,

воспроизведенном в экспериментах, исследования которого осуществлялись многими авторами на протяжении почти ста лет.

Рассмотрение этой гипотезы с позиций современной науки диктуется необходимостью внесения уточнений и ограничений, а также широким и часто неправильным ее использованием.

Математическая интерпретация гипотезы свода многообразна. Наиболее характерными являются расчетные методы В. Риттера и М. М. Протодьяконова, которые достаточно полно отражают различия в трактовке физической сущности явлений, исходных положениях авторов, оценке или роли крепи и определении величин пределов передаваемых на нее нагрузок.

По В. Риттеру [60] сущность образования свода заключается в отрыве от вышележащей толщи пород ядра свода под действием собственного веса. Расчетная схема представлена на рис. 4.17.

Условие равновесия:

$$P = \gamma \int_0^l y dy - \sigma_{\text{пч.} p} \int_0^l \frac{1}{\cos \alpha} dS, \quad (4.41)$$

где P — давление на крепь; γ — удельный вес породы; l — профиль выработки; $\sigma_{\text{пч.} p}$ — предел прочности породы на разрыв; α — угол наклона касательной к кривой свода в рассматриваемой точке; dS — дифференциал кривой, ограничивающей отрывывающуюся часть пород.

Первый член уравнения (4.41) определяет сумму сил веса в объеме свода обрушения, второй — сумму сил сопротивления отрыва свода; заменив $\cos \alpha$ и dS их значениями, получим

$$P = \gamma \int_0^l y dx - \sigma_{\text{пч.} p} \int_0^l (1 - y'^2) dx, \quad (4.42)$$

где y' — первая производная y по x .

Задача заключается в определении формы кривой, ограничивающей свод обрушения, при которой отрыв свода наиболее вероятен, что соответствует максимальной разнице между обеими частями равенства (4.42).

Далее, искомая функция по условию максимума определяется методом вариационного исчисления. Таким путем В. Риттер определил, что границей свода является парабола

$$y = \frac{\gamma}{4\sigma_{\text{пч. р.}}} x(l - x). \quad (4.43)$$

Максимальная высота свода при $x = \frac{l}{2}$

$$b_{\max} = \frac{\gamma l^2}{16\sigma_{\text{пч. р.}}}. \quad (4.44)$$

Уравнение (4.42) выражает условия предельного равновесия; подставляя в него y' , определяемое из формулы (4.43) дифференцированием по x , интегрируя и находя произвольные постоянные, получим давление на крепь

$$P = \frac{l}{48\sigma_{\text{пч. р.}}} (l^2\gamma^2 - 48\sigma_{\text{пч. р.}}^2). \quad (4.45)$$

Из (4.45) получим значение пролета, соответствующего моменту, предшествующему отрыву свода:

$$l_{\text{пр}} = 7 \frac{\sigma_{\text{пч. р.}}}{\gamma}. \quad (4.46)$$

Таким образом, В. Риттер предлагает исходить из совместного режима работы пород кровли и крепи, определять несущую способность крепи как разницу между весом ядра свода и суммой напряжений отрыва по его контуру.

Учитывая малость деформаций растяжения в пределах ядра свода, установку постоянной крепи на значительном расстоянии от забоя, малый распор крепи в момент ее установки и ее высокие деформационные свойства сразу после установки за счет смятий неровностей по линии примыкания к породам и между ее элементами, нетрудно понять, что реакция, развиваемая крепью в этот период, не велика и не может существенно влиять на предотвращение отрыва свода. Помимо того, В. Риттер не учел наличия в горных породах дефектов и изменчивости прочностных характеристик и не ввел на это никакого запаса. Поэтому в случае отрыва свода нагрузка на крепь возрастает до величины первого слагаемого формулы (4.45), и крепь, рассчитанная по этой формуле, будет неизбежно разрушена.

Рассчитанная схема М. М. Протодьяконова [59] представлена на рис. 4.18.

По М. М. Протодьяконову сущность образования ядра свода состоит в том, что горизонтальному распору T , действующему

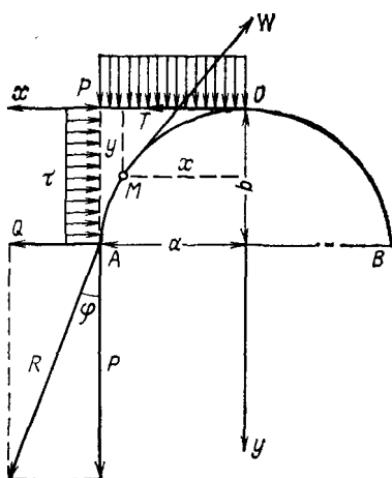


Рис. 4.18. Расчетная схема М. М. Протодьяконова

в вершине свода и вызывающие сдвигающие усилия, противостоят силы трения по оси ox в пределах полупролета $x=a$.

В состоянии предельного равновесия получаем уравнение моментов сил относительно точки M :

$$\frac{Px^2}{2} = Ty. \quad (4.47)$$

Из (4.47) вытекает, что свод естественного равновесия имеет обеспечения запаса устойчивости

форму параболы.
свода принимается

$$T = \lceil p a - \tau b \rceil, \quad (4.48)$$

где $f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент крепости по М. М. Протодьяконову; φ — угол естественного откоса; b — высота свода, τ — интенсивность дополнительных сдвигающих сил, обеспечивающих запас устойчивости свода.

При $x=a$, т. е. для точки опоры, из (4.47) и (4.48) получим:

$$\tau = pa \frac{2fb - a}{2b^2} . \quad (4.49)$$

Очевидно, эта функция имеет максимум. Приравнивая ее первую производную нулю, получим:

$$b = \frac{a}{f}. \quad (4.50)$$

Давление на 1 м длины выработки

$$P = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f}. \quad (4.51)$$

В отличие от В. Риттера, в расчете М. М. Протодьяконова введен запас устойчивости свода и предполагается, что крепь несет полный вес пород в объеме свода, т. е. работает в независимом режиме.

Представления М. М. Протодьяконова о физической сущности сводообразования менее четки: предполагаемому им сдвигу

свода по линии ox препятствует массив горных пород, силы τ введены искусственно, предположение о свodoобразовании при любых пролетах выработки — несостоительно.

На методы расчетов, основанные на гипотезе свода, не наложено никаких ограничений, поэтому необходимо рассмотреть область ее применения.

Приведенные выше результаты исследований показывают, что в состоянии предельного равновесия процесс свodoобразования не стабилен, форма свода может варьироваться, его высота изменяться, а в ряде условий над первичными сводами обрушений могут возникать вторичные.

Эти обстоятельства позволяют ограничиться весьма приближенными решениями.

В качестве условия свodoобразования можно принять

$$\sum_1^n q_i = S\sigma_{\text{пч.р}}, \quad (4.52)$$

где $\sum_1^n q_i$ — вес пород в объеме свода обрушения (ядра); S — длина дуги, ограничивающей свод; $\sigma_{\text{пч.р}}$ — предел прочности пород на растяжение (одноосное).

Поскольку отделение свода начинается в его вершине, более просто максимальную величину высоты свода определить из условия

$$b_{\max} = \frac{1}{n_1 n_2} \cdot \frac{\sigma_{\text{пч.р}}}{\gamma}, \quad (4.53)$$

где n_1 — коэффициент запаса прочности; n_2 — коэффициент структурного ослабления пород за счет наличия дефектов.

Принимая по данным исследований $n_1=n_2=3$, получим условие свodoобразования:

$$\sigma_{\text{пч.р}} < \frac{1}{3} \gamma l. \quad (4.54)$$

Таким образом, область допустимого применения гипотезы свода ограничивается однородными связными породами и условием свodoобразования (4.54).

Из приведенного ясно, что гипотеза свода не учитывает исходного напряженного состояния, влияния характеристик крепи, глубины работ, времени.

В заключение необходимо отметить, гипотеза свода в большей своей части базируется на предположениях и допущениях порой совершенно необоснованных. Область допустимого ее применения ограничивается однородными связными породами при соблюдении условия (4.54).

Гипотеза плит

Гипотеза плит является дальнейшим развитием гипотезы балок. Гипотеза балок известна около ста лет. Наиболее энергично из числа отечественных ученых эту гипотезу развивал проф. В. Д. Слесарев. Гипотеза балок в различных вариантах была изложена в известных трудах многих ученых разных стран (Шульцем, Фриндом, Эккардом, Керзоном, Филиппсом и др.).

Предположения о том, что кровля, сложенная слоистыми породами, работает подобно плите, высказывали проф. Д. С. Ростовцев, проф. В. Д. Слесарев, В. Штокке и Г. Герман и др.

Проф. В. Д. Слесарев впервые четко сформулировал представление о кровле как о плите и дал приближенный метод замены плиты эквивалентной ей балкой.

Современными лабораторными исследованиями [10] доказано: кровля, сложенная твердыми слоистыми породами как нетрециноватыми, так и трециноватыми, работает подобно пачкам плит. Это также подтверждается и многочисленными шахтными отечественными и зарубежными исследованиями. Задачу о расчете плиты выгодно свести к расчету балки ввиду большой простоты расчетного метода. Такая замена допустима только при условии эквивалентности напряжений и деформаций. Имеется серьезное различие в деформируемости плит и балок: материал балки находится в плосконапряженном состоянии и имеет возможность свободно деформироваться в направлении, перпендикулярном к плоскости изгиба, а материал кровли (плиты) находится в плоскодеформированном состоянии и не имеет возможности деформироваться в указанном направлении, поэтому в общем случае замена в целях расчета плиты балкой неправомерна.

В теории плит показано, что заменить плиту можно эквивалентной балкой-полоской, мысленно вырезанной двумя параллельными между собой плоскостями, ориентированными в плоскости изгиба, но при этом в расчетах надо ввести приведенный модуль упругости

$$E_{np} = \frac{E}{1 - \mu^2}. \quad (4.55)$$

Кроме того, эквивалентность напряжений в опасных сечениях и деформаций допустима только при соблюдении неравенства

$$\frac{Z}{l} > 3, \quad (4.56)$$

где Z — длина выработки; l — пролет выработки.

Условие (4.56) можно не соблюдать лишь в тех случаях, когда кровля рассечена трещинами поперечного направления, имеющими достаточную частоту.

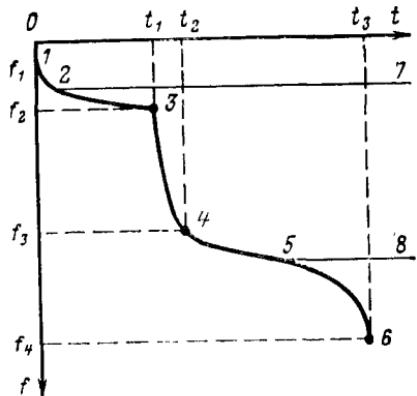


Рис. 4.19. Схема опусканий среднего сечения однослоиной кровли незакрепленной горизонтальной выработки

Кроме того, следует иметь в виду, что плиты делятся на тонкие и толстые. Метод тонких плит по исследованиям акад. Б. Г. Галеркина вполне допустим при соотношениях $h/l \leqslant 1/5$, где h — толщина плиты; он остается практически приемлемым по нашим исследованиям даже до $h/l \leqslant 1/3$. При условии $h/l > 1/3$ плита должна рассчитываться как толстая, а выделяемая балка-полоска является так называемой балкой-стенкой и в расчеты по теории балок должны вноситься необходимые корректизы. Следует отметить, что в штреках, которые обычно имеют относительно небольшие пролеты 3—5 м, обрушение кровли, сложенной твердыми слоистыми породами при отношении $h/l > 1/3$, практически не происходит. Поэтому расчеты с привлечением теории балок-стенок здесь не приводятся.

Процесс деформаций и разрушений слоистых пород кровли в штреках отличается сложностью, разнообразием и многостадийностью.

Процессы деформаций и разрушений для простоты рассмотрим вначале для однослоиной незакрепленной кровли.

В общем случае процессы деформаций и разрушений незакрепленной однослоиной кровли для ее среднего сечения можно схематично представить графиком (рис. 4.19) в координатах $f - t$, где f — опускание среднего сечения кровли, t — время.

Из графика (рис. 4.19) видно, что в общем случае в этом процессе можно выделить четыре стадии.

В момент обнажения кровли, в короткий промежуток времени происходят мгновенные деформации f_1 . Затем в период времени (длительность его зависит от конкретных условий) происходят два процесса: нарастание упругих деформаций вследствие влияния времени и удаления забоя, а также нарастание деформаций ползучести вплоть до момента трещинообразования при $t = t_1$, когда опускания кровли достигнут величины f_2 . После трещинообразования в кровле вместо плиты образуется трехшарнирная арка.

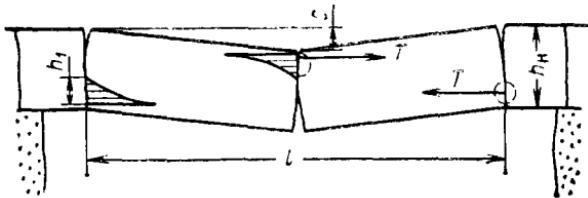


Рис. 4.20. Схема к определению опускания среднего шарнира трехшарнирной арки

В период от t_1 до t_2 происходит резкое увеличение опускания кровли за счет частичного раздавливания среднего и крайних шарниров арки до момента прекращения раздавливания шарнира, при этом опускание кровли достигает величины f_3 .

В период от t_2 до t_3 происходит дальнейшее медленное нарастание деформаций ползучести в шарнирах до их полного раздавливания в момент t_3 , который соответствует моменту полной потери несущей способности кровли (полного разрушения).

В зависимости от конкретных условий полная потеря несущей способности кровли может наступить в разные моменты времени: t_1 , t_2 или t_3 .

В зависимости от интенсивности нагрузки, мощности, прочностных свойств, пролета выработки и др. кровля может перейти в устойчивое состояние в разные периоды времени: от 0 до t_1 при $f_1 < f_2$, и от t_2 до t_3 при $f_3 < f_4$, как показано для примера на рис. 4.19 линиями 1—2—7 и 1—3—5—8.

Опыты показывают, что конкретный характер поведения кровли при прочих равных условиях зависит от соотношения h/l . При $h/l > 10$ момент потери несущей способности кровли соответствует моменту трещинообразования. При $l/h < 10$ после развития трещин в кровле образуется трехшарнирная арка, как показано на рис. 4.20.

Точно такие же арки возникают и в трещиноватой кровле при ориентировке трещин, близкой к нормальной, в которой происходит раскрытие трещин в середине и у опор. Промежуточные трещины не раскрываются, т. к. при опускании кровли сразу же возникают горизонтальные силы T (распор), в результате действия которых происходит сжатие блоков (кусков) кровли, что приводит к увеличению сил трения по трещинам.

Распределение напряжений в среднем шарнире можно принять близким к треугольнику. Тогда горизонтальный распор [47]:

$$T = \frac{\sigma_{\text{пч. сж}} F}{2}, \quad (4.57)$$

где F — площадь среднего шарнира;

$$F = kh_n b \quad (4.58)$$

где k — безразмерный коэффициент, получаемый опытным путем.

тем; h_n — мощность непосредственной кровли; b — ширина рассматриваемой полосы; $b=1$.

Из (4.57) и (4.58) имеем

$$T = \frac{\sigma_{\text{пч. сж}} kh_n}{2}. \quad (4.59)$$

Из геометрических соотношений

$$T = \frac{g_n l^2}{8 (h_n - C_q)}. \quad (4.60)$$

где C_q — опускание среднего шарнира. Максимальная величина определяется по формуле

$$C_q = h_n - \frac{q_n l^2}{4 k h_n \sigma_{\text{пч. сж}}}, \quad (4.61)$$

где k — безразмерный коэффициент, получаемый опытным путем.

Для приближенных решений вполне допустимо принять, $k=0,1$ h_n , где h_n — мощность рассматриваемого слоя.

Опускание кровли C_q может с течением времени несколько возрасти вследствие ползучести в шарнирах, но при этом площадь шарниров, определяемая величиной kh , возрастает, что приведет к устойчивому равновесию.

Возрастание нагрузки может приводить к возрастанию опускания C_q и при достижении условия $C_q=f_4$ произойдет разрушение арки. Рассмотрим далее процессы совместного изгиба пачки слоев. Пачка слоев в кровле может рассматриваться как пачка балок, зажатых на опорах нагрузкой, которая определяется вертикальной составляющей тензора напряжений.

Слои, слагающие кровлю любой выработки, в том числе и штрука, в общем случае отличаются величинами жестокостей EI . Поэтому при совместном изгибе они расслаиваются, как представлено на рис. 4.21.

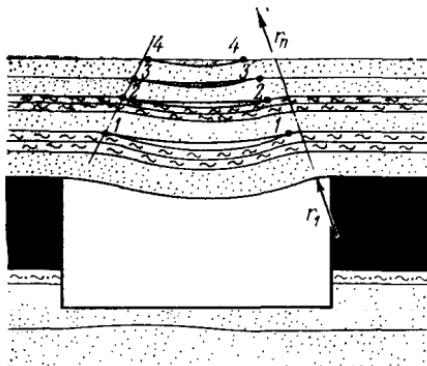
Факторы расслоения пород кровли известны горнякам издавна и были показаны экспериментально еще опытами М. Файоля в 1886 г.

Причинами расслоения одновременно изгибающейся пачки слоев, зажатых на опорах достаточно большой нагрузкой, являются: а) возрастание радиуса их изгиба от r_1 до r_n (см. рис. 4.21);

б) малые величины сил связей пород по контактным поверхностям сравнительно с весом пород и величиной действующих между слоями касательных напряжений.

Действительно, силы связи по контактным поверхностям составляют обычно десятичные и сотые доли от пределов прочности пород на разрыв, а действующие касательные напряжения могут достигать относительно больших величин.

Рис. 4.21. Схема расслоивания пород в кровле выработки



Поскольку расслоение происходит в короткие промежутки времени, для приближенной оценки величины максимальных касательных напряжений можно воспользоваться формулами сопротомата

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\max}}{\Sigma h_i}, \quad (4.62)$$

где Q_{\max} — максимальная перерезывающая сила в опасном сечении; Σh — суммарная мощность рассматриваемой пачки плит.

Отсюда ясно, что максимальные касательные напряжения могут достигнуть величин

$$\tau_{\max} = 0,25\sigma_{\max}. \quad (4.63)$$

В результате расслоения в стадии изгиба нагрузки от слоя к слою передаются лишь вблизи опор, где слои, налегая друг на друга, создают при обрушении условия уменьшения пролетов в направлении снизу вверх и образуют подобия карнизов над стенками выработок.

При дальнейшем прогибе расслоение еще более усугубляется различиями в свойствах ползучести смежных слоев.

В тех случаях, когда расслоений между соседними слоями не происходит, эти два или несколько слоев работают как единая плита. Однако вопрос о несущей способности такой плиты требует точного знания контактных сил связей. Эти силы, к сожалению, чрезвычайно изменчивы, определение закона их изменения по всей площади обнажения кровли практически невыполнимо. Поэтому единственно надежными следует полагать силы связей по всем контактным поверхностям равными нулю, что пойдет в запас прочности потолочины и крепей.

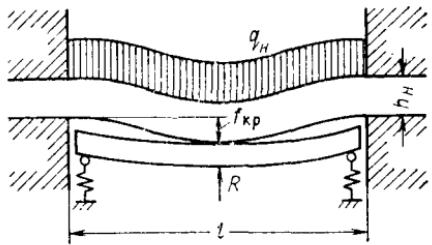
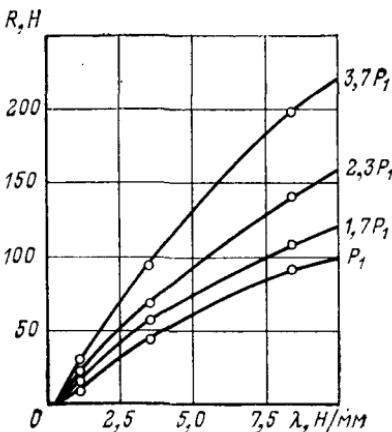


Рис. 4.22. Упрощенная расчетная схема взаимодействия непосредственной кровли и крепи

Рис. 4.23. Зависимость реакций крепи от нагрузки на непосредственную кровлю и жесткости крепи



Помимо того, наши опыты с начками цементных и гипсовых балок показывают, что даже $l/h \geq 10$ при совместной работе пачки балок разрушающий момент в самом лучшем случае пропорционален числу балок:

$$W_{\text{факт}} \leq \sum W_i = n \frac{h^2}{6}, \quad (4.64)$$

где n — число балок.

Это также доказывает, что даже в самых благоприятных условиях в пределах пролетов между точками 1—1, 2—2, 3—3 и т. д. (см. рис. 4.21) сопротивление сдвигу в соседних слоях равной жесткости практически остается равным нулю.

Отсюда вытекает важный вывод: расслоение является одним из самых характерных особенностей совместного изгиба пачки слоев в кровле выработки.

Рассмотрим вопрос определения реакций крепи под влиянием возрастания деформаций кровли в результате удаления забоя при условии, что кровля работает в стадии до образования трещин. Хотя при малых пролетах в этом случае реакции крепи вообще малы (по малости деформаций), но этот пример весьма показателен именно как исходный.

Упрощенная расчетная схема взаимодействия непосредственной кровли и крепи представлена на рис. 4.22. Для случая, когда жесткость нескольких слоев над первым слоем непосредственной кровли меньше, чем жесткость первого слоя, нагрузка от них и собственного веса первого слоя является равномерно распределенной. Нагрузку на крепь целесообразно принять сосредоточенной, что пойдет в запас прочности крепи.

Ползучесть горных пород может быть определена через коэффициент ползучести при изгибе ξ_{iz} , получаемый опытным путем. При длительном нагружении и в зависимости от абсолют-

ной величины нагрузки можно принять: для глинистых сланцев $\xi_{из} = 2,0 \div 2,5$; для песчаников $\xi_{из} = 1,3 \div 2$.

Реакцию крепи можно найти из условий совместности деформаций кровли и крепи:

$$f_{kp} = f_q - f_R = \frac{R_1}{\lambda_1} + \frac{R}{\lambda_2}, \quad (4.65)$$

где f_q — прогиб кровли под действием нагрузки; f_R — уменьшение прогиба от реакции крепи; λ_1 — жесткость верхняка; λ_2 — суммарная жесткость стоек.

$$\left. \begin{array}{l} f_q = \xi_{из} \frac{q_n l^4}{384 E_n I_n}; \\ f_R = \frac{R l^3}{48 E_n I_n}, \end{array} \right\} \quad (4.66)$$

откуда

$$R = \frac{\xi_{из} q_n l^4}{8 \left[l^3 + 48 \left(\frac{E_n I_n}{\lambda_1} + \frac{E_n I_n}{\lambda_2} \right) \right]}. \quad (4.67)$$

Из этой формулы четко видна роль характеристики жесткости крепи: при $\lambda_{1,2} \rightarrow \infty$ реакция крепи $R \rightarrow \frac{q_n l}{2}$, а при $\lambda_{1,2} \rightarrow 0$ имеем $R \rightarrow 0$. В случае, если стойки крепи жесткие, т. е. $\lambda_2 \rightarrow \infty$, то R будет зависеть только от жесткости верхняка и формула примет вид:

$$R = \frac{\xi_{из} q_n l^4}{8 \left(l^3 + 48 \frac{E_n I_n}{\lambda_1} \right)}. \quad (4.68)$$

На рис. 4.23 представлена полученная нами экспериментально для рассматриваемых условий зависимость реакций крепи от ее жесткости и нагрузки на непосредственную кровлю P_1 . Эта зависимость выражается достаточно четко даже в тех случаях, когда нагрузка на непосредственную кровлю в десятки и сотни раз превышает реакцию крепи.

Результаты опытов показали, что крепь с начальным распором оказывает существенное влияние на величину опускания кровли только при достаточно малом отношении жесткости непосредственной кровли к жесткости крепи, но относительно слабо изменяет характер ее деформирования.

Расчет предельно допустимого пролета кровли может быть сведен к расчету балки-полоски.

По В. Д. Слесареву эквивалентный пролет определяется из выражения

$$l_{\text{экв}} = 2 \frac{S}{P_{\text{n}}}, \quad (4.69)$$

где S — площадь обнажения кровли; P_{n} — закрепленный периметр обнажения кровли; при $\frac{L}{l} \rightarrow \infty$ получаем $l_{\text{экв}} = b$.

Предельный пролет любого слоя кровли можно подсчитать по формуле

$$l_{i \text{ пред}} = \xi_i h_i \sqrt{\frac{2\sigma_{\text{пч. из } i}}{q_i}}, \quad (4.70)$$

где ξ — коэффициент ползучести, учитывающий влияние времени,

$$\xi = 0,7 \div 0,9.$$

Предельный прогиб любого слоя кровли можно определить по формуле

$$f = \frac{\xi_i q_i l_i^4 (1 - \mu^2)}{384 EI}, \quad (4.71)$$

где $\xi = 1,5 \div 2,5$ — коэффициент ползучести.

Подсчет нагрузок на первый слой непосредственной кровли можно выполнить на основании сравнения прогибов слоев с учетом коэффициента уменьшения пролетов, который определяется эмпирической зависимостью

$$l_{n+1} = l_n - h_{n+1}. \quad (4.72)$$

На основании (4.72) определяются пролеты слоев кровли до породы-моста или до слоя n , для которого удовлетворяется неравенство

$$\frac{l_n}{h_n} < 2 \div 3,$$

Затем, начиная от слоя $n+1$ или от породы-моста, ведется расчет прогибов в направлении сверху вниз. На основании такого расчета выявляется число слоев $n_{\text{н}}$, составляющих нагрузку на нижний слой. Интенсивность нагрузки на нижний слой определится из равенства

$$q_{\text{н}} = \gamma_{\text{cp}} \sum_1^{n_{\text{н}}} h_i. \quad (4.73)$$

Для рассматриваемого типа кровли неправильно сравнивать реакцию крепи с полным весом столба пород до поверхности. В слоистой породной толще при ее обрушениях создаются и разрушаются системы конструкций, которые воспринимают вес соответствующих пачек породных слоев и только самая нижняя из этих конструкций работает совместно с крепью. Она, при прочих равных условиях, и определяет отношение нагрузки на непосредственную кровлю к реакции крепи, подробнее определение q_n см. [11].

До момента потери непосредственной кровлей несущей способности распределение нагрузки между нею и крепью определяется соотношением их жесткостей. Вдавливание крепи в почву и кровлю в различной степени и в зависимости от конкретных условий изменяет характеристику крепи, увеличивая ее податливость.

Изложенное позволяет сделать следующие выводы:

а) взаимодействие непосредственной кровли и крепи, при прочих равных условиях, определяется отношением q_n/R и $E_n I_n / \lambda$;

б) зависимость $R = f(\lambda)$ проявляется при весьма больших пределах отношения q_n/R (до 150 и более), причем для крепей нарастающего сопротивления зависимость $R = f(\lambda)$ проявляется более резко с уменьшением отношений q_n/R и $E_n I_n / \lambda$;

в) начальная реакция (распор) крепи оказывает влияние на опускание непосредственной кровли; при малых ее величинах сравнительно с q_n влиянием распора на уменьшение опусканий кровли можно пренебречь.

Таким образом, совместная работа твердых слоистых пород в кровле выработки и крепи не может быть объяснена с позиции гипотезы свода, согласно которой при постоянном пролете реакция крепи для данных условий должна оставаться величиной постоянной, определяемой весом свода обрушения.

В стадии образования трехшарнирных арок крепь штрека может нести весьма большие нагрузки.

Типичный для этой стадии характер разрушения кровли схематично приведен на рис. 4.24, а упрощенная расчетная схема — на рис. 4.25.

Расчет реакции крепи можно произвести по условию совместности деформаций арки и крепи. Очевидно, общее опускание среднего шарнира будет:

$$c = c_q - c_R, \quad (4.74)$$

где c_q — опускание среднего шарнира арки под влиянием нагрузки q_n от собственного веса арки и веса налагающих на нее пород; c_R — подъем шарнира реакций R .

Нагрузка на верхнюю раму может иметь различное распределение, но в расчетах ее следует принимать сосредоточенной, что пойдет в запас прочности крепи.

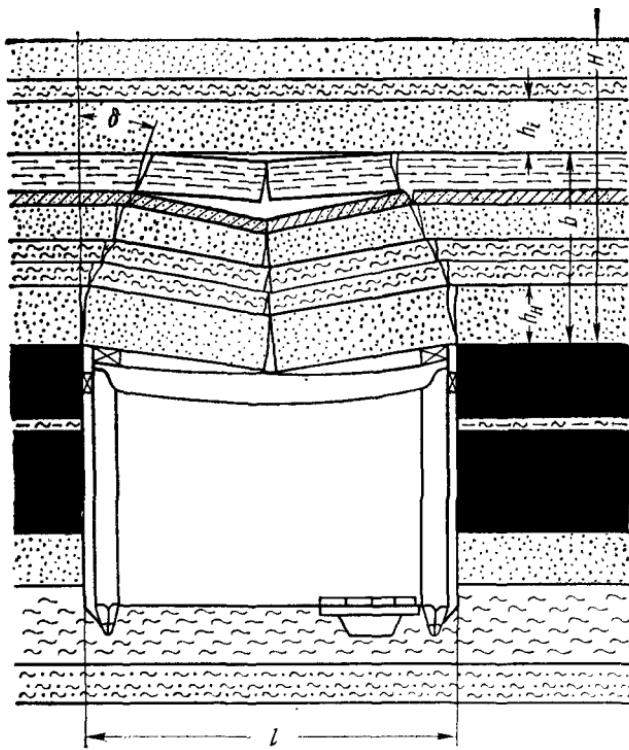


Рис. 4.24. Типичный характер разрушения пород кровли штреков, закрепленных прямоугольной рамной крепью

Поскольку рамные крепи являются крепями нарастающего сопротивления, имеем

$$c = \frac{R}{\lambda_1} + \frac{R}{\lambda_2}, \quad (4.75)$$

где λ_1 — жесткость верхняка; λ_2 — суммарная жесткость стоек крепи.

На основании работы [15] имеем:

$$c_q = h_n - \frac{q_n l^2}{4k h_n \sigma_{пн. ск}}; \quad (4.76)$$

$$c_R = h_n - \frac{Rl}{2k h_n \sigma_{пн. ск}}. \quad (4.77)$$

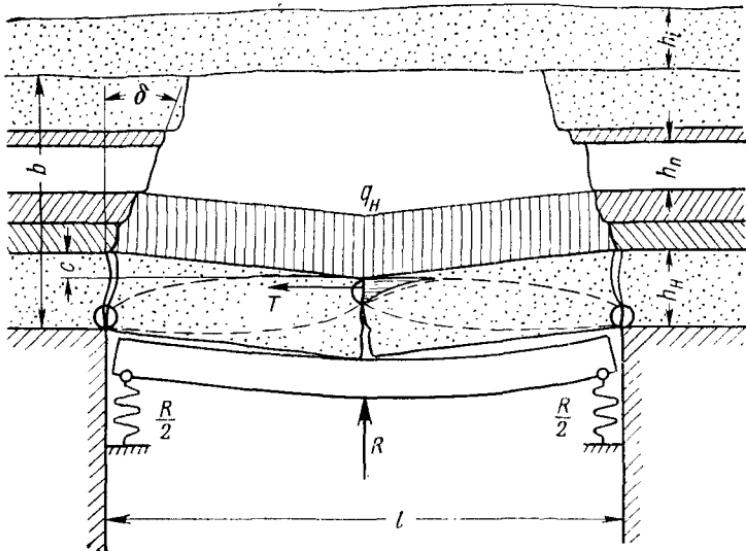


Рис. 4.25. Упрощенная схема расчета крепи штрека

Следовательно,

$$R = \frac{q_H l^2}{2 \left[l + 2k h_H \left(\frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{\lambda_1} + \frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{\lambda_2} \right) \right]}, \quad (4.78)$$

где $k \approx 0,1 k_{\text{п.}}$.

При λ_1 и $\lambda_2 \rightarrow \infty$ имеем $R \rightarrow \frac{q_H l^2}{2}$.

При λ_1 или $\lambda_2 \rightarrow 0$ имеем $R \rightarrow 0$.

При жестких стойках реакция является функцией жесткости верхняка и изменяется в тех же пределах — от 0 до $\frac{q_H l^2}{2}$.

Жесткость верхняка определяется из выражения

$$\lambda_{\text{в}} = 48 \frac{E_{\text{в}} I_{\text{в}}}{l^3}, \quad (4.79)$$

где $E_{\text{в}}$, $I_{\text{в}}$ — соответственно модуль упругости и момент инерции верхняка.

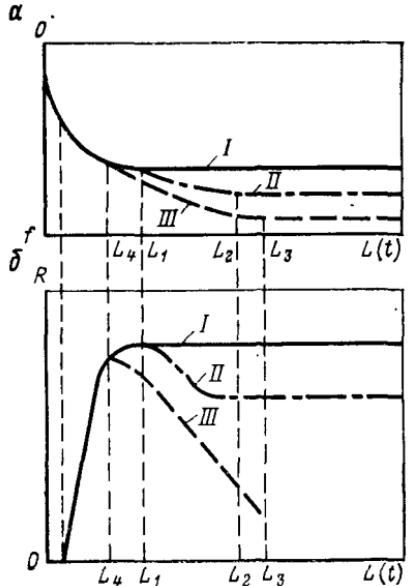
Нагрузка $q_{\text{п}}$ определяется из выражения $q_{\text{п}} = \gamma_{\text{cp}} b$.

Высота зоны разрушения определяется по структурному разрезу и углу обрушения δ .

На основании обобщения опытных данных

$$\delta = 60 \div 85^\circ.$$

Рис. 4.26. Характер взаимосвязи между опусканиями кровли и реакцией крепи



высоте, определяемой пересечением линий обрушений, при этом получим

$$b = \frac{l}{2} \operatorname{tg} \delta, \quad (4.81)$$

следовательно,

$$q_n = 0,5 \gamma_{cp} l \operatorname{tg} \delta. \quad (4.82)$$

Характер взаимосвязи между опусканиями кровли и реакцией крепи нарастающего сопротивления, в зависимости от расстояния до забоя и времени, может быть весьма разнообразным, как показано на рис. 4.26, а и б, кривые I, II, III.

Опусканье кровли может прекратиться на разных расстояниях от забоя в зависимости от характеристик крепи. Наиболее часто изменение реакции крепи происходит по линии I (рис. 4.26, б), соответствующей опусканию кровли на рис. 4.26, а.

Падение жесткости крепи в процессе нагружения (см. кривую II рис. 4.26, б), например вследствие вдавливания стоек в почву выработки, вызывает рост опускания кровли (см. кривую II на рис. 4.26, а).

Кроме того, в результате разрушения кровли или вследствие неправильной установки крепь может выйти из-под нагрузки, что повлечет дальнейшее опускание кровли (см. кривую III на рис. 4.26, а).

В тех случаях, когда кровля в зоне обрушения не обладает собственной несущей способностью, крепь работает в незави-

Угол обрушения можно подсчитать по полученной нами эмпирической формуле

$$l_{n+1} = l_n - h_{n+1}, \quad (4.80)$$

где l_n — пролет предыдущего слоя в направлении снизу вверх; l_{n+1} — пролет последующего слоя; h_{n+1} — мощность последующего слоя.

Обрушение слоев доходит обычно до породы-моста или же прекращается у слоя i -го, для которого соблюдается неравенство $l_i/h_i \leq 2/3$.

Максимальная интенсивность нагрузки соответствует

пересечением линий обрушений, при

сном режиме. При этом расчет сводится к определению q_n указанным выше путем. В этом случае реакция крепи определяется условием

$$R = \gamma_{cp} lb, \quad (4.83)$$

т. е. реакция крепи не зависит от ее жесткости.

Во многих случаях при значительной трещиноватости слоистых пород кровли расчет крепи можно вести на полный вес пород в зоне разрушений

$$R_{max} = \frac{1}{2} \gamma lb_{max} = 0,25 \gamma_{cp} l^2 \operatorname{tg} \delta. \quad (4.84)$$

Вопрос о том, является ли реакция крепи функцией ее жесткости, как мы видели, не может быть решен однозначно и зависит от конкретных особенностей системы кровля — крепь.

Огромное значение имеет оценка характера работы крепи в конкретных условиях. При совместной работе крепи и пачки плит, а также крепи и трехшарнирных арок реакция и просадка крепи определяются, при прочих равных условиях, жесткостью крепи. Далее надо учесть влияние сжатия стенок выработки.

Не рассчитанная, выбранная на глазок крепь в этих условиях может вести себя по-разному: она может быть поломана, может нести лишь весма малую часть нагрузок, но при этом будет работать в режиме, когда и нагрузка и деформация заданы, так как любая случайно выбранная крепь имеет собственную жесткость и несущую способность.

Даже в том случае, когда крепь воспринимает полный вес пород зоны разрушения, поскольку она имеет собственную конструкцию и характеристику работы, она, следовательно, также работает в режиме, когда и нагрузка и деформация заданы.

Это лишний раз демонстрирует общезвестную истину о неразрывности силы и деформации.

Необходимо обратить внимание на то, что под влиянием времени, опорного давления очистного забоя или случайного увеличения просадки характер работы крепи может измениться и крепь, работавшая в режиме совместной работы, может перейти в режим независимой работы.

Образование зоны разрушения в кровле, сложенной твердыми слоистыми породами, отдаленно напоминает сводообразование, но в механизме образования этой зоны и свода имеется громадное различие: свод может образоваться вследствие отрыва, как одно целое, в однородных породах, а зона разрушения образуется вследствие изгиба пачки слоев. Что же касается сравнения высоты свода с высотой зоны обрушения, то в твердых слоистых породах она может быть и во много раз больше, и меньше высоты свода, и эти величины совершенно не коррелируются между собой.

a

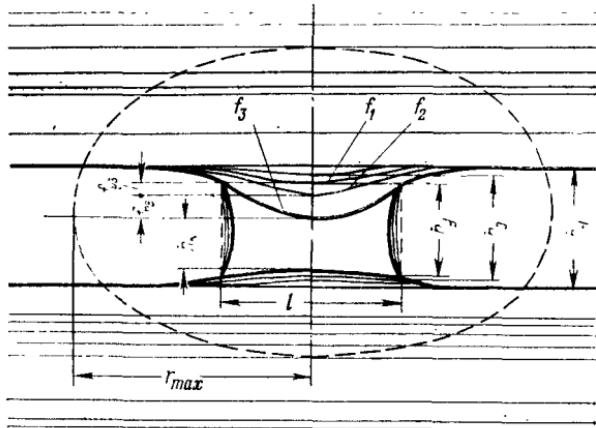
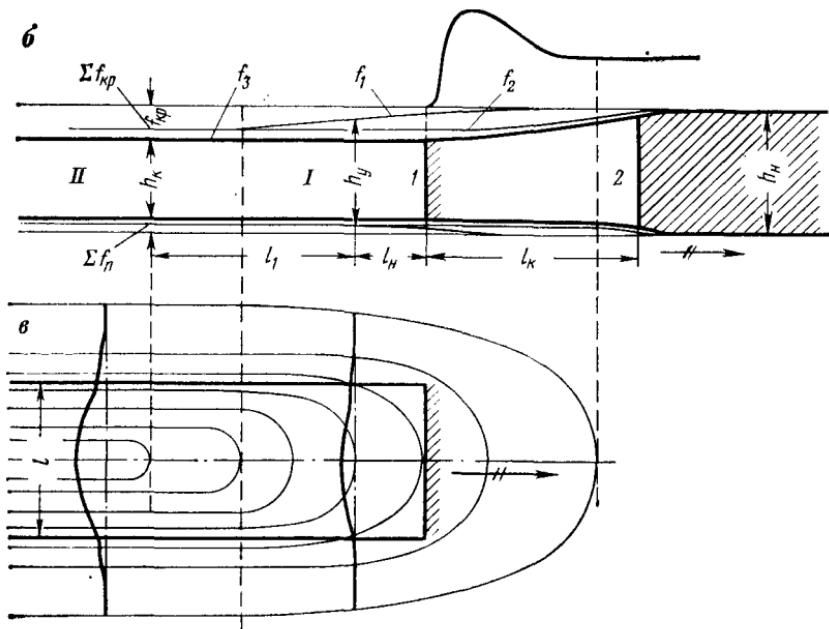


Рис. 4.27. Схема разви-
тия деформаций
слоистых пород во-
круг горизонтальной
выработки

b



Рассмотрим далее качественную картину процессов дефор-
маций слоистых пород вокруг горизонтальной выработки. Схе-
матично эта картина в поперечном сечении представлена на
рис. 4.27, *a*.

Общая схема изолиний прогибов кровли показана на рис.
4.27, *c*. В условиях слоистых пород совместный изгиб пачек
слоев, отличающихся жесткостями и другими механическими
характеристиками, приводит, как правило, к образованию на

некотором удалении от забоя расслоений кровли (см. рис. 4.21). Вследствие этого среда в кровле естественно перестает быть сплошной.

Крепь устанавливается в положении 1 (см. рис. 4.27, б) на некотором расстоянии от забоя $l_{\text{и}}$, которое во многих случаях весьма сильно изменяется. С момента установки крепи начинается совместная работа системы породы — забутовка — крепь [8]. По мере подвигания забоя эта система будет испытывать приращение деформаций. К моменту, когда забой переместится на расстояние $l_{\text{к}}$ из положения 1 в положение 2, крепь, установленная на расстоянии $l_{\text{и}}$, будет находиться в аналогичных условиях с крепью, установленной на расстоянии $(l_1 + l_{\text{и}}) = (l_{\text{и}} + l_{\text{к}})$, т. е. до перемещения забоя.

За этот период сумма максимальных деформаций кровли в середине пролета составит

$$\sum_1^n f_{\text{кр}} = f_1 + f_2 + f_3, \quad (4.85)$$

где f_1 — деформации кровли с момента выемки очередной заходки до момента возведения крепи; f_2 — деформации, происходящие по мере удаления забоя; f_3 — суммарные деформации ползучести.

Вполне понятно, что деформации ползучести нарастают, начиная с момента очередной заходки перед перемещением забоя в положение 1 и до момента достижения системой порода — крепь равновесия.

Величина деформаций $f_2 + f_3$ является результатом совместной работы системы кровля — крепь. Укорочение крепи определяется по формуле

$$\Delta h_{\text{кр}} = h_y - h_x = \sum h_{\text{кр}} + \sum f_{\text{и}} - f_1. \quad (4.86)$$

К моменту полного включения крепи в работу разница между начальной мощностью пласта и конечной высотой крепи в середине пролета составит

$$h_{\text{и}} = h_{\text{к}} = \sum f_{\text{кр}} + \sum f_{\text{и}}. \quad (4.87)$$

Величина совместной деформации системы порода — крепь

$$\sum f_{\text{общ}} = f_2 + f_3 + \sum f_{\text{и}},$$

при прочих равных условиях является результатом характеристики работы крепи. Форма области деформаций пород может варьироваться в зависимости от деформационных свойств пород и величин действующих напряжений, а ее максимальный радиус r_{max} изменяться в значительных пределах.

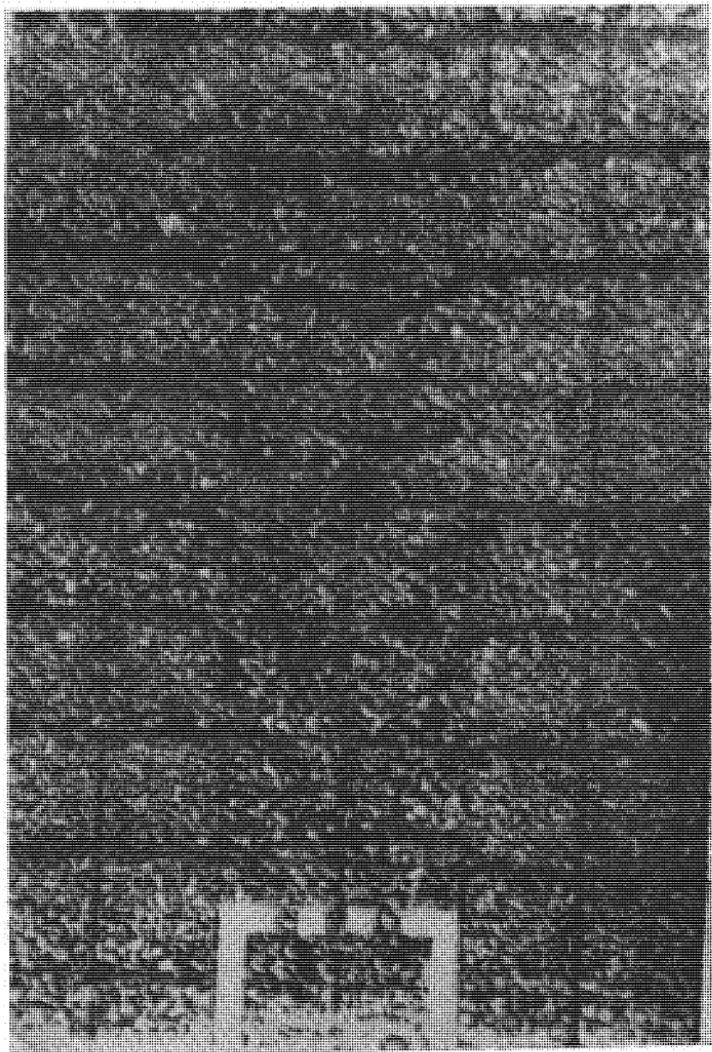


Рис. 4.28. Типичный характер перемещений сыпучих пород в кровле выработок

Таким образом, величина деформаций пород, воспринимаемых крепью, складывается из деформаций изгиба, вследствие удаления забоя $f_{y,z}$, деформаций ползучести — $f_{\text{ш}}$ и деформаций почвы Σf_p .

Изложенное приводит к важному выводу: сложный процесс совместной работы системы порода — крепь является пространственно-временным, что не может быть сколько-нибудь полно отражено при решении плоских задач.

Из рис. 4.27 видно, что общее укорочение стоек прямоугольной рамной крепи должно определяться из условия

$$\Delta h_k = n_k (h_n - h_k),$$

где n_k — запас укорочения стойки.

Такой подход дает возможность правильного подбора крепи по величине укорочения стоек для конкретных условий.

Гипотеза сыпучей среды

Характер перемещения сыпучих пород в кровле выработки зависит от отношения пролета выработки l к крупности зерен породы a . Типичный характер перемещения сыпучего материала в кровле выработки при удалении верхняка и при достаточно большом отношении $\frac{l}{a}$ показан на рис. 4.28. Область перемещений имеет в этом случае своеобразную форму: разрушение первоначальной структуры пород в кровле выработки охватывает зоны, расположенные очень высоко над выработкой.

Аналогичный процесс разрушения пород наблюдается и при удалении крепи, имеющей арочную форму. По мере уменьшения отношения $\frac{l}{a}$ высота зоны перемещений уменьшается и при $\frac{l}{a} \ll 3$ в кровле выработки образуются подобия трехшарнирных арок.

Исследование зависимости реакций крепи от ее жесткости для сыпучих пород проводилось автором при достаточно большом отношении $\frac{l}{a}$ методом объемных моделей.

Бункер стенда имел размеры $1000 \times 1000 \times 1000$ мм. В центральной части толстого стального днища бункера по кругу диаметром 300 мм симметрично относительно друг друга были сделаны пять отверстий диаметром 40 мм, в которые входили пять жидкостных динамометров, смонтированных на подвижной стальной плите толщиной 16 мм.

В качестве среды, имитировавшей несвязные горные породы, в первой серии опытов применяли воздушно-сухой кварцевый песок крупностью 50 меш с углом естественного откоса $\phi = 31^\circ$ и удельным весом $\gamma = 15,2 \text{ МН/м}^3$, а во второй — щебень крупностью $a = 3 \div 15$ мм с углом естественного откоса $\phi = 48^\circ$ и удельным весом $\gamma = 16 \text{ МН/м}^3$.

На рис. 4.29 представлены графики изменения реакций крепи в зависимости от высоты засыпки песка h_0 .

Из рассмотрения графиков рис. 4.29 можно сделать следующие выводы:

1. Величины и характер изменения нагрузок на каждый динамометр колеблются в широких пределах, причем по мере уве-

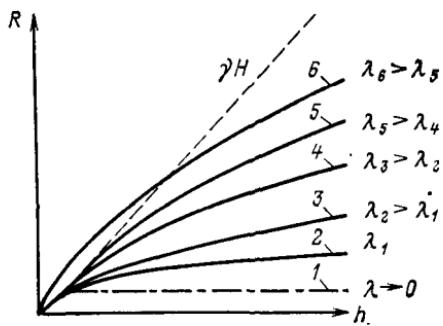


Рис. 4.29. Графики зависимости реакций крепи от высоты засыпки воздушно-сухого кварцевого песка и жесткости крепей:
1 — по М. М. Протодьяконову;
2—6 — при разных жесткостях крепей

личения жесткости динамометра его показания приближаются к значению, определяемому высотой (весом) столба сыпучего материала над динамометром.

2. По мере увеличения высоты засыпки наблюдается увеличение давления на все динамометры, что опровергает гипотезу свода в современной ее интерпретации, и в частности предположение М. М. Протодьяконова о наличии границы постоянства давления, определяемой высотой свода.

3. При достаточной высоте засыпки все динамометры испытывают нагрузку меньше веса высоты столба пород над ними, так как над каждым динамометром образуется зона разгрузки.

Динамометры в этих экспериментах имитировали крепи. Также как и крепь, каждый динамометр имеет свою характеристику жесткости.

На рис. 4.30 представлены графики изменения реакций динамометров № 5, 1, 4, 2 в зависимости от их жесткости и высоты засыпки песка, отмеченных пунктирными линиями.

Из графика видно, что нагрузка, воспринимаемая динамометром (крепью), зависит от жесткости динамометра и резко возрастает с увеличением λ . Отличия в показаниях динамометров, имеющих различные характеристики жесткости, также резко возрастают по мере увеличения высоты засыпки.

Каждая из представленных кривых (1—6) асимптотически приближается к пределу, определяемому весом единицы площади столба засыпки γH , и тем медленнее, чем больше высота засыпки. Следовательно, в песчаной воздушно-сухой среде при достаточно малом отношении крупности частицы к диаметру динамометра (пролету выработки) нагрузка на динамометр, при прочих равных условиях, является также функцией его жесткости.

Для выяснения влияния величины опускания крепи при условии сохранения своей характеристики все динамометры одновременно опускались с помощью телескопического устройства.

На рис. 4.31 представлены кривые зависимости реакций динамометров от величины опускания динамометров № 4 и № 5. При одинаковом опускании динамометров происходит разное

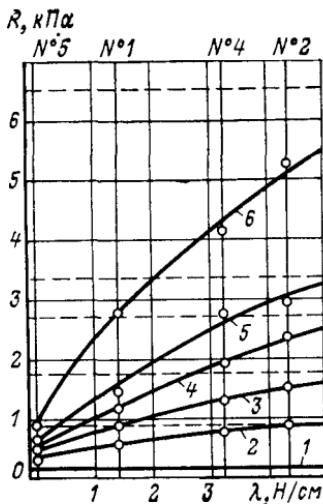
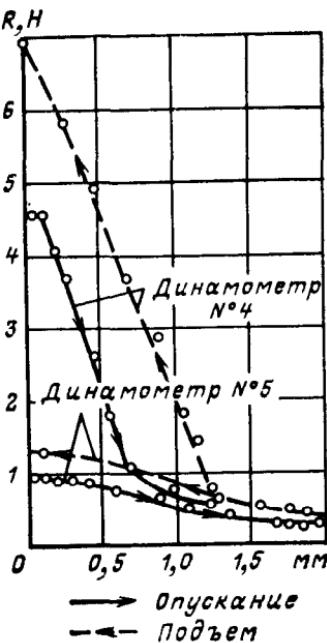


Рис. 4.30. Графики зависимости реакций крепей от их жесткости

Рис. 4.31. График зависимости реакции при принудительном опускании и подъеме диаметра при $\lambda_4 > \lambda_5$



по величине падение нагрузок; различие это тем больше, чем жестче крепь.

При малых опусканиях динамометров (в пределах до 0,1 мм) давление не изменялось. При больших опусканиях реакция динамометров разной жесткости падала до одинаковых пределов. Прекращение опусканий динамометров приводит к очень небольшому возрастанию реакций. Это опровергает теоретические суждения, высказанные в работе [61] о том, что для пород, обладающих свойствами сыпучей среды, нагрузка на крепь с увеличением ее податливости будет увеличиваться.

Зависимость давления песка от подъема динамометров представлена на графике рис. 4.31. Подъем динамометров в некоторой мере аналогичен созданию распора крепи при ее установке. Величина возрастания реакций при подъеме динамометров больше величины падения реакций, происходящего при опускании динамометров.

Начало изменения давления у каждого динамометра наступает в разные моменты, в зависимости от жесткости.

Стабилизация давления наступает при значительном опускании, различном для каждого динамометра, зависящем от жесткости его характеристики.

Стабилизацию давления для сыпучих пород типа сухого песка нельзя объяснить образованием сводов над выработкой, так как опыты показывают, что в данных условиях разгружающего свода не образуется.

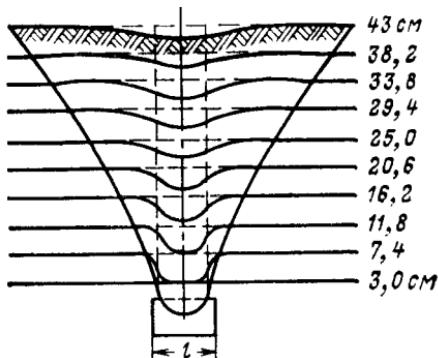


Рис. 4.32. Схема перемещения сыпучего материала в кровлю выработки при больших деформациях и разрушениях крепей

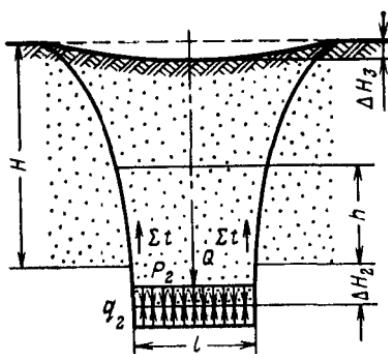


Рис. 4.33. Схема взаимодействия крепи и сыпучих пород кровли при больших перемещениях крепи

Качественно аналогичная картина работы динамометров получена и в опытах со щебнем при

$$\frac{a}{d} = \frac{1}{30} \div \frac{1}{10}.$$

Это предопределяет различия в коэффициентах и высотах зон разрыхления сыпучего материала над динамометрами с разными жесткостями. Следовательно, по мере увеличения опускания крепи все механические характеристики сыпучего материала в зоне перемещений изменяются неодинаково по высоте. Они резко отличаются от механических характеристик в смежных зонах, что делает неправомерным применение уравнений статики сплошной среды к расчетам рассматриваемой системы вмещающие породы — крепь.

На основании изложенного рассмотрим приближенный расчет крепи для данных условий.

Очевидно, основное значение для нагрузки на крепь будет иметь давление, создаваемое породами зоны разрыхления. Зоны разрыхления, по данным опытов автора, представлены на рис. 4.32, а расчетная схема и обозначения для этой стадии — на рис. 4.33.

Условие равновесия выражается равенством

$$p_2 l = Q - 2 \sum_{1}^n t; \quad (4.89)$$

$$\sum_{0}^n t = \frac{1}{2} p_2 h \xi^* \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.90)$$

где t — сила трения; ξ^* — коэффициент бокового давления.

Отсюда

$$p_2 l + p_2 h \xi^* \operatorname{tg} \varphi = \gamma h l, \quad (4.91)$$

поскольку

$$h = \frac{\Delta H_2}{k_{\text{ср}} - 1}, \quad (4.92)$$

где $k_{\text{ср}}$ — средний коэффициент разрыхления породы

При прямолинейных характеристиках

$$\Delta H_2 = \frac{q_2}{\lambda}. \quad (4.93)$$

Из (4.91), (4.92) и (4.93) получим

$$q_2 = \frac{p_2 l \lambda (k_{\text{ср}} - 1)}{\gamma l - p_2 \xi^* \operatorname{tg} \varphi}. \quad (4.94)$$

Из 4.94 видно, что для абсолютно податливой крепи при $\lambda \rightarrow 0$, $q_2 \rightarrow 0$; при увеличении жесткости крепи величина реакции крепи возрастает.

Кроме того, формула (4.94) объясняет влияние высоты засыпки (глубины залегания) на величину реакции крепи. Действительно, при $\Delta H_3 > 0$

$$k_{\text{ср}} = \frac{H + (\Delta H_2 - \Delta H_3)}{H}. \quad (4.95)$$

Поскольку с увеличением H величина опускания поверхности ΔH_3 будет уменьшаться, то $k_{\text{ср}}$ будет увеличиваться, что приведет к возрастанию q_2 .

Гипотеза трещиноватой среды

Исследования проводились на плоских моделях методов эквивалентных материалов [11]. Размеры моделей: длина 2,7—3 м, высота 1,3—1,8 м, ширина 0,25 м. Максимальные размеры выработок $0,5 \times 0,6$ м.

В опытах воспроизводились однородные породы, рассеченные следующими системами трещин: а) модель № 1 — системой горизонтальных трещин; б) модели № 2, 4, 6 — двумя ортогональными системами трещин, падающими под углами $+45^\circ$ и -45° к горизонту; в) модель № 3 — одной системой горизонтальных трещин, второй — вертикальной под углом 45° к продольной оси выработки. Частота трещин — 3 см.

Отношение крупности блока к длине модели $\left(\frac{a}{L}\right)$ колебалось в пределах от 1/12 до 1/25.

Модели нагружались компенсирующей, равномерно распределенной нагрузкой, интенсивность которой определялась из условия

$$q_{\text{пр}} = \gamma_{\text{ср}} (H - h), \quad (4.96)$$

где H — глубина расположения выработки; h — воспроизведенная высота модели.

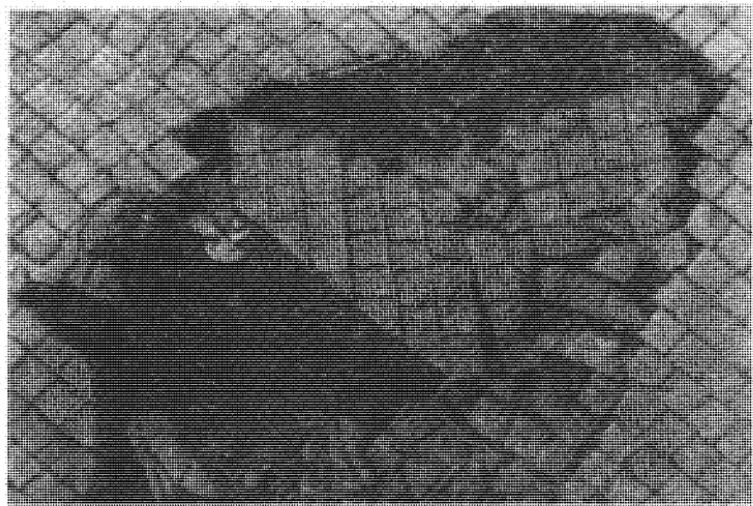


Рис. 4.34. Характер разрушений трещиноватых пород в кровле выработки прямоугольного сечения

На рис. 4.34 показано разрушение трещиноватых пород в кровле выработки прямоугольного сечения. Из рис. 4.35, а видно, что зона разрушения имеет форму, близкую к равнобокой трапеции, и ориентируется несимметрично относительно вертикальной оси выработки. Разрушение распространяется в направлении, перпендикулярном к трещинам наибольшего ослабления. При увеличении нагрузки, т. е. с возрастанием глубины работ, высота зоны разрушения увеличивается.

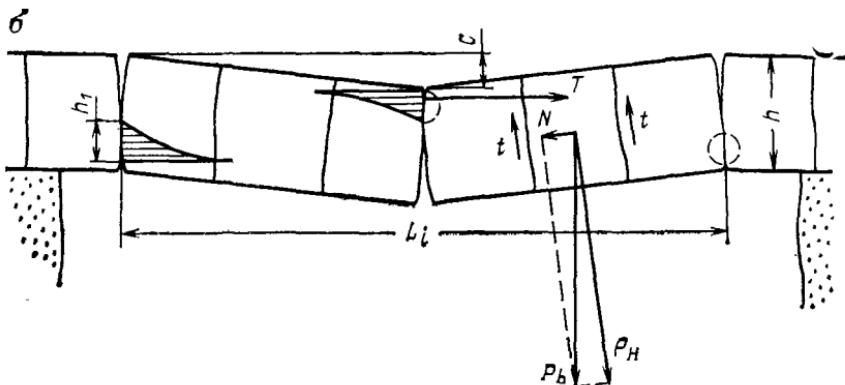
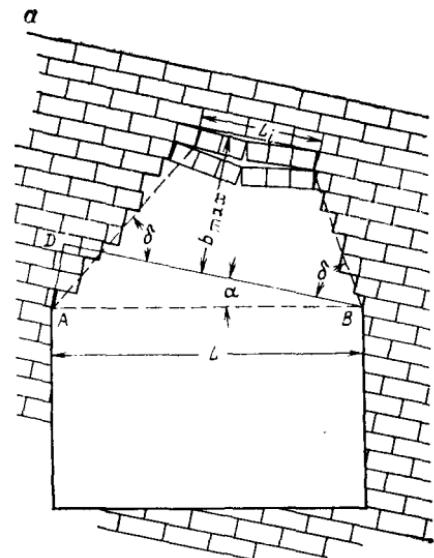
Характер разрушения трещиноватых пород кровли при сводчатой форме поперечного сечения выработки аналогичен предыдущему.

Обращает на себя внимание характер зависания породы в нижней части зоны разрушений, где из групп отдельных блоков образуются трехшарнирные арки.

Опыты показали, что характер разрушения трещиноватых пород в кровле выработки зависит от многих факторов (механических характеристик пород, коэффициентов трения и шероховатости поверхностей разломов, абсолютной ширины трещин, отношения крупности блока породы к пролету выработки, ориентировки плоскостей трещин относительно вертикальной оси выработки и др.).

1. Зона обрушений в трещиноватых породах имеет в общем случае форму, близкую к неправильной трапеции, а не свода, как при разрушении однородных связных пород.
2. Зона обрушений в общем случае несимметрична относительно вертикальной оси выработки и развивается в направле-

Рис. 4.35. Схема разрушения трещиноватых пород в кровле выработки (а) и работы составной трехшарнирной арки (б)



нии, нормальном к поверхностям наибольших ослаблений, подобно тому, как при слоистых породах она развивается по нормали к поверхностям наслоений.

3. Высота зоны обрушений непостоянна: она зависит не только от пролета выработки, но от глубины расположения ее и от времени.

4. При обрушении образуются несплошные плиты, состоящие из отдельных блоков (кусков), связанных между собой силами трения, которые оконтуриваются поверхностями трещин наибольшего ослабления, а также плоскостями наслоения.

Отделение этих несплошных плит от вышележащих происходит (группами или отдельными плитами) последовательно, что объясняется нарастанием деформаций ползучести по поверхности примыкания блоков, где действуют силы сцепления. Вли-

яние сил сцепления непостоянно, ибо они в разных условиях меняются от нуля до сравнительно небольших величин, достигая $0,5 \text{ Н}/\text{см}^2$ и более. Силы же сцепления по плоскостям наслаждения пород (в натурных условиях) нередко достигают $10-20 \text{ Н}/\text{см}^2$ и более.

5. Под нагрузкой у такого рода несплошной балки начинает опускаться середина, что сразу же приводит к образованию трехшарнирных арок.

6. Блоки, составляющие каждую половину этой арки, удерживаются между собой вследствие наличия сил распора.

7. Разрушения в кровле выработок, пройденных в твердых трещиноватых породах (слоистых и неслоистых), происходят в результате потери трехшарнирными арками несущей способности и развития деформаций ползучести в шарнирах.

8. Наклон плоскости обрушения к плоскости наибольшего ослабления, а также к слоистости (для слоистых трещиноватых пород) зависит от свойств пород и отношения a/L . По данным наших опытов, эти углы для твердых трещиноватых пород составляли $\delta = 70 \div 80^\circ$ (углы обрушений в опытах со щебенкой при $a/L = 1/30 \div 1/7$, достигали 90° , а в опытах с мелким кварцевым песком — 100°). В трещиноватых породах уменьшение пролета в направлении снизу вверх объясняется несовпадением трещин, что приводит к зажиму кусков на границах зоны обрушения и образования своего рода «карнизов».

Механизм разрушения трещиноватых пород в кровле на основании указанных опытов представляется следующим образом. Проведение выработки приводит к перемещениям несплошных плит, слагающих кровлю. Последние для выработок типа камер и штреков при достаточно большом отношении длины выработок к их ширине можно рассматривать как несплошные балки. У таких блоков трещины раскрываются вблизи опор и вблизи середины (см. рис. 4.35, a). Между точками A и B другие трещины не раскрываются, так как с момента начала опускания середины такой балки возникает распор T , в результате действия которого возникают большие силы трения по трещинам. Перемещение частей такой балки происходит в виде поворота плит относительно опор A , B . Так образуются трехшарнирные арки, которые группами или последовательно разрушаются до тех пор, пока пролет не уменьшится настолько, что последняя из них будет обладать некоторым запасом несущей способности. Вследствие раздавливания породы у краев «шарниры» несколько отступают внутрь блоков.

Если принять распределение напряжений в шарнире по треугольнику, то связь между опусканием среднего шарнира c и горизонтальным распором T определяется формулой [47]

$$T = \frac{q_i L_i^2}{8(h_i - c)}. \quad (4.97)$$

В результате нарастания в шарнирах деформаций ползучести пород, арки могут со временем терять свою устойчивость.

Границей распространения обрушений в кровле является арка, имеющая достаточный запас несущей способности. Из формулы (4.97), вводя соответствующие упрощения, найдем значение устойчивого пролета породного слоя

$$L_i = \xi \sqrt{0,04 \frac{\sigma_{\text{пч. р}} a_i}{n \gamma}}, \quad (4.98)$$

где ξ — коэффициент ползучести породы при сжатии; можно принимать $\xi=0,5 \div 0,7$; a_i — расстояние между трещинами в направлении, нормальному к поверхностям системы трещин наибольшего ослабления; n — запас несущей способности породного слоя; можно принимать $n=4$.

Например, при $\sigma_{\text{пч. р}}=6000 \text{ Н/см}^2$, $a_i=30 \text{ см}$ и $\gamma=25 \text{ кН/м}^3$

$$L_i = 0,5 \sqrt{0,04 \frac{6000 \cdot 0,3}{4 \cdot 25}} = 1,3 \text{ м.}$$

С изменением угла наклона арки место раскрытия трещин перемещается от нижней опоры к верхней, причем расстояние от нижней опоры до места раскрытия трещин согласно [12]

$$l_1 = \frac{L_i}{2} \left(1 + \frac{a_i}{l_i} \operatorname{tg} \alpha \right), \quad (4.99)$$

где α — угол наклона трещин наибольшего ослабления, или угол падения слоев.

При этом предельный пролет

$$L_i = \xi \sqrt{0,04 \frac{\sigma_{\text{пч. сж}} a_i}{n \gamma \cos \alpha}}. \quad (4.100)$$

Из рис. 4.35, *a* видно, что при заданном L предельная высота свода обрушения

$$b_{\max} = 0,5 (L \cos \alpha - L_i) \operatorname{tg} \delta.$$

Используя (4.100), получим

$$b_{\max} = 0,5 \left(L \cos \alpha - \xi \sqrt{0,04 \frac{\sigma_{\text{пч. сж}} a_i}{n \gamma_i \cos \alpha}} \right) \operatorname{tg} \delta. \quad (4.101)$$

Формулы справедливы при

$$\frac{a_i}{L_i} \leqslant \frac{1}{5} \text{ и } a_i \geqslant 0,25 \text{ м.}$$

Схема, приведенная на рис. 4.35, *b*, позволяет удовлетворительно объяснить возрастание высоты зоны с увеличением глу-

бины работ. Возрастание нагрузки приводит к увеличению напряжений сжатия, действующих в карнизах, что вызывает частичное их разрушение, возрастание пролета L_i и обрушение ранее устойчивой арки над зоной обрушения. Кроме того, возрастание глубины вызывает увеличение сжимающих напряжений, действующих на арку в направлении действия распора T , и, следовательно, последний также увеличивается [10]. Это может приводить к раздавливанию шарниров и потере несущей способности одной или несколькими арками, находившимися в состоянии, слишком к предельному. Подобный характер разрушения в кровле выработки справедлив не только для пород твердых однородных трещиноватых, но и для твердых слоистых трещиноватых. В последнем случае трещинами наибольшего ослабления нередко являются плоскости напластования.

Опыты показывают, что в кровле выработок, сложенной твердыми трещиноватыми породами, при достаточно большом отношении L_i/a_i образуются зоны разрушений. Их ориентировка зависит от ориентировки трещин наибольшего ослабления, а высота, при прочих равных условиях, — от глубины работ и времени.

Глава V.

ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМАЦИИ И РАЗРУШЕНИЙ ГОРНЫХ ПОРОД В ШТРЕКАХ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВЛИЯНИЮ ОЧИСТНЫХ ЗАБОЕВ

§ 1.

Влияние опорного давления на выемочные штреки

При работе по простирианию очистные работы ведутся из штреков, которые являются выемочными. При горизонтальном залегании выемочными могут быть специальные штреки, делящие панель на столбы, — панельные и главные. При значительных углах падения пластов выемочными штреками могут являться в разных случаях этажные, подэтажные, ярусные штреки, при работе по падению — наклонные выработки.

Общим для выемочных штреков является их взаимодействие с очистными забоями. Интенсивность этого взаимодействия может быть разнообразной, но при прочих равных условиях она зависит от ширины очистных забоев, расстояний между очистными забоями и штреками, способов поддержания выемочных штреков и т. д.

На рис. 5.1, *a, б, в* для системы лава-этаж схематично представлены зоны влияния лавы на штреки, а также характер изменения нагрузок на крепь штреков и целики.

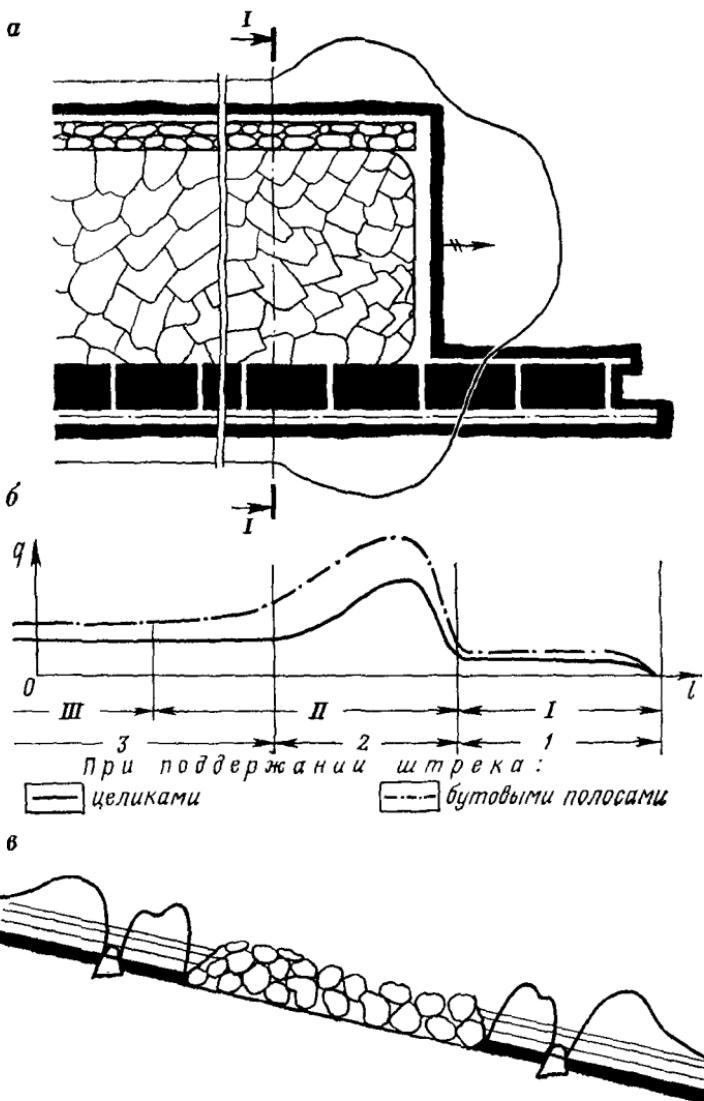


Рис. 5.1. Схема влияния опорного давления очистного забоя на штреки

Характер изменения нагрузок на крепь штрека вдоль его оси является вполне закономерным, для каждого данного момента времени можно выделить зоны:

1 — начального нарастания нагрузок; здесь штрек не испытывает влияния опорного давления лавы; нагрузки на его крепь вначале возрастают медленно и достигают некоторых, относительно небольших величин;

2 — влияния опорного давления; нагрузки на крепь здесь нарастают, переходят через максимум и вновь падают, максимальные нагрузки могут многократно превосходить нагрузки в первой зоне;

3 — зона стабилизированного давления; нагрузки в ее пределах превышают начальные в I-й зоне, поскольку здесь сохраняется влияние выработанного пространства, хотя значение его меньше, чем вблизи забоя.

Схема (см. рис. 5.1, б) имеет крупный недостаток: она отражает лишь статическое распределение нагрузок, соответствующее только некоторому определенному моменту времени.

В действительности же опорное давление при подвигании очистного забоя имеет динамику, оно изменяется периодически, от минимума до некоторого максимума, так же как и ширина его зон, в весьма больших пределах.

Ширина зон опорного давления лавы неодинакова, как видно из рис. 5.1, а она меняется в зависимости от конкретных условий (глубины работ, длины лавы, структуры и свойств породы покрывающей толщи и др.). Зона опорного давления впереди забоя, по данным различных исследователей, колеблется от 10 до 250 м, а позади — 40—200 м.

В зоне III ширина зон опорного давления по восстанию и падению колеблется в пределах 20—50 м.

Максимальные поломки крепи происходят в зоне II, в которой при поддержании штрека бутовыми полосами наблюдаются массовые разрушения крепи.

Изучение взаимодействия лавы и выемочного штрека показывает, что крепь следует рассчитывать на максимальные нагрузки в зоне II. На практике этого не учитывают и в зоне II приходится производить неоднократные перекрепления. Теоретический учет влияния опорного давления лавы на крепь штреков крайне затруднен и может быть выполнен только для действующей шахты на основании натурных измерений. В проектных расчетах это можно учесть лишь ориентировочно, введением поправочного коэффициента на увеличение нагрузки.

На рис. 5.2 представлена схема деформаций штрека, поддерживаемого бутовой полосой в зоне опорного давления. Стенки штрека претерпевают разную по величине осадку.

В кровле штрека обычно существенных изменений не происходит, но в ряде случаев она при осадке может разбиваться дополнительными трещинами.

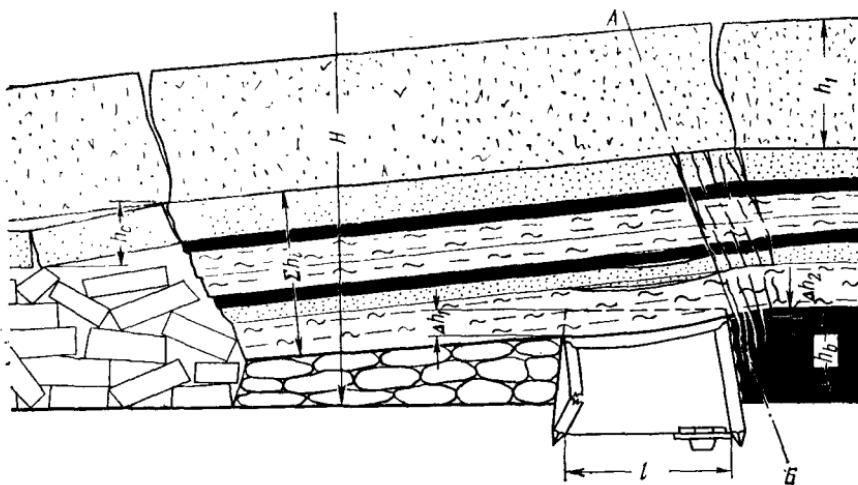


Рис. 5.2. Схема деформаций штрека, поддерживаемого бутовой полосой в зоне опорного давления

Нагрузки на верхняк можно считать или по одной из приведенных выше гипотез, или же на полный вес зоны разрушения по формуле (4.83).

Но при расчете стоек необходимо предусматривать податливость на величину

$$\Delta h_k > \Delta h_1. \quad (5.1)$$

По наблюдениям в шахтах под влиянием времени и опорного давления бутовые полосы на современных глубинах работ сжимаются на 40—50% своей первоначальной высоты. Поэтому в расчетах следует принимать податливость стоек

$$\Delta h_k \geq 0,4 h_b. \quad (5.2)$$

Вопрос о том, могут ли и при каких условиях происходят перемещения пород по линии АБ вблизи зоны обрушения, изучен недостаточно.

Величина осадки кровли и стенок штрека, поддерживаемого целиками, под влиянием опорного давления лавы может определяться на основании натурных измерений на действующей шахте, а также методом объемных моделей. К сожалению, теоретические методы расчета сжатия околострековых целиков с учетом их больших уплотнений пока не разработаны, а расчет упругого сжатия в этом случае не имеет смысла.

Поэтому приходится пользоваться ориентировочными эмпирическими данными, на основании которых для тонких и средних пластов можно принимать

$$\Delta h_k = 0,1 h_b. \quad (5.3)$$

Учет увеличения давления со стороны кровли штрека в зоне опорного давления лавы также приходится оценивать ориентировочно.

Кроме того, при проведении таких штреков надо принимать сразу достаточный запас их высоты.

Таким образом, основное влияние опорного давления лавы выражается в уплотнении бутовых полос и целиков, что создает дополнительную осадку кровли, а следовательно и крепи. Особенность расчета крепи выемочных штреков заключается именно в учете этой осадки.

Помимо того, необходимо отметить, что опорное давление лавы может вызывать увеличение деформаций почвы выемочных штреков.

Существующие теоретические решения касаются исключительно случая поддержания штрека целиками. Анализ этих решений приведен ниже в гл. X.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

МЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГОРНОМ МАССИВЕ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ОДИНОЧНЫХ ПЛАСТОВ СИСТЕМАМИ С ДЛИННЫМИ ЗАБОЯМИ

Глава VI.

МЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ТВЕРДЫХ СЛОИСТЫХ ПОРОДАХ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ПОЛОГИХ ПЛАСТОВ

Работа твердых слоистых пород кровли в зависимости от типа трещиноватости имеет достаточно близкую аналогию с работой тонких плит и их пачек, работой балок или с комбинированной работой плит и балок, а также их пачек [10], [11], [12], [17].

§ 1.

Эквивалентные пролеты

При решении различного рода задач об устойчивых и предельных значениях обнажений кровли горных выработок удобно в расчетах заменить реальную задачу фиктивной задачей о предельных пролетах эквивалентной балки. Пролет такой балки называется эквивалентным.

Представление об эквивалентных пролетах впервые было введено В. Д. Слесаревым [65]. Величина эквивалентного пролета по В. Д. Слесареву определяется по формуле

$$l_{\text{э}} = 2R_{\text{г}} = 2 \frac{S}{P_{\text{п}}}, \quad (6.1)$$

где $R_{\text{г}}$ — гидравлический радиус, м; S — площадь обнажения кровли, м^2 ; $P_{\text{п}}$ — закрепленный периметр обнажения кровли, м.

Для прямоугольного обнажения кровли получена формула

$$l_{\text{э.1}} = \frac{ab}{a+b}, \quad (6.2)$$

где a, b — стороны обнажения кровли.

Обозначив $\frac{a}{b} = n$, получим

$$l_{\text{э.1}} = b \frac{n}{n+1} = \Phi\left(\frac{a}{b}\right). \quad (6.3)$$

Более правильно получить эквивалентный пролет, приравнивая максимальные напряжения для прямоугольной плиты и балки.

Для жесткой плиты, защемленной по контуру и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, максимальное напряжение на контуре

$$\sigma_{\max, k} = \frac{1}{4} \beta \left(\frac{a}{b} \right) (1 - \mu^2) q \frac{b^2}{h^2}, \quad (6.4)$$

где μ — коэффициент поперечной деформации; q — интенсивность нагрузки; h — мощность кровли; $\beta \left(\frac{a}{b} \right)$ — функция, значения которой составляют:

a/b	1,00	1,25	1,50	1,75	2,20
$\beta \left(\frac{a}{b} \right)$	1,232	1,595	1,816	1,960	1,989

Для однопролетной балки с защемленными концами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, максимальное напряжение у опоры

$$\sigma_{\max, оп} = \frac{1}{2} q \frac{l^2}{h^2}. \quad (6.5)$$

При равенстве этих максимальных напряжений

$$l_{\text{экв}} = b \sqrt{\frac{1}{2} \beta \left(\frac{a}{b} \right) (1 - \mu^2)}. \quad (6.6)$$

Для данной породы и определенных условий значение μ можно принимать постоянным, тогда

$$l_{\text{экв}} = \Phi \left(\frac{a}{b} \right). \quad (6.7)$$

Таким образом, эквивалентный пролет для данных условий не зависит от мощности породы, значения нагрузки и упругих постоянных, а является лишь функцией размеров обнажений плиты.

При трехстороннем закреплении плиты для эквивалентного пролета получим следующую формулу:

$$l_{\text{экв}} = \frac{2ab}{a + 2b}. \quad (6.8)$$

При расчетах вначале определяют пролет балки, который является эквивалентным. Затем по эквивалентному пролету,

рассчитанному по приведенным выше формулам, находят одну из сторон обнажения кровли, зная соотношение сторон или задаваясь им.

Приемлемость метода эквивалентных пролетов подтверждена экспериментально [12].

§ 2.

Процессы деформаций и разрушений непосредственной кровли

При разработке пласта на непосредственную кровлю возлагается задача перекрывать призабойное пространство и обеспечивать выполнение в нем основных технологических процессов. Но в зависимости от ее свойств она может оказаться и очень хорошим, и очень плохим перекрытием. Поэтому в одних случаях можно вести работу с легкой крепью, а в других приходится применять тяжелые крепи и создавать искусственные перекрытия.

В работе непосредственной кровли имеются два режима:

1) начального движения, охватывающий период от начала проведения разрезной печи до первого обрушения непосредственной кровли;

2) установившегося движения, начинающийся вслед за первым обрушением (иногда имеется кратковременный переходный режим) и продолжающийся до окончания отработки участка, панели, этажа.

Рассмотрим вначале непосредственную кровлю, сложенную твердыми слоистыми нетрециноватыми породами.

Деформация слоев непосредственной кровли в режиме начального движения перед первым ее обрушением характеризуется асимметрией изгиба, вызываемой влиянием очистных работ: постепенным увеличением площади обнажения непосредственной кровли при выемке и определенным порядком посадки кровли, что обусловливает нарастание не только упругих деформаций, но и деформаций ползучести.

Иными словами, максимальный прогиб в действительности находится не в геометрическом центре обнажения O_1 (рис. 6.1), как при изгибе плит с фиксированным положением опорного контура, а в точке O_2 , имеющей эксцентриситеты по простиранию и падению, причем в общем случае $e_1 > e_2$. Эксцентриситетом e_2 можно пренебречь ввиду его малости сравнительно с e_1 . Место максимального прогиба O_2 непостоянно, оно вплоть до момента первого обрушения кровли перемещается при подвигании очистного забоя.

Такой характер деформации кровли может дополнительно изменяться из-за непостоянства связей между слоями по контактным поверхностям, нарушений, включений, изменений мощности, различия механических свойств и т. д.

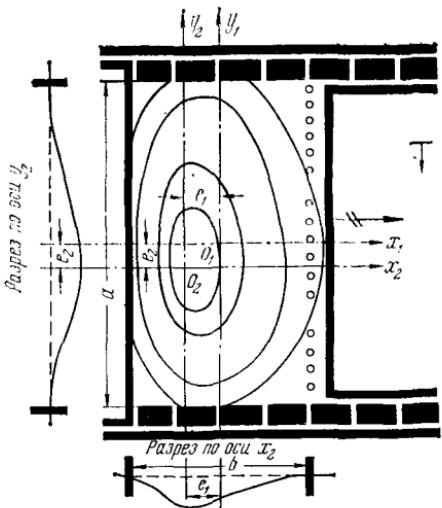


Рис. 6.1. Характер деформаций непосредственной кровли

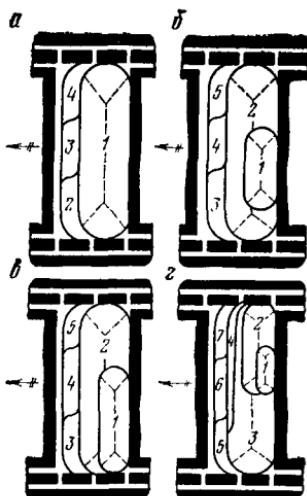


Рис. 6.2. Формы и типичные схемы развития обрушенной непосредственной кровли

По мере отхода очистного забоя от заднего целика площадь обнажения непосредственной кровли возрастает, а соотношение сторон площади обнажения кровли a/v уменьшается вплоть до момента первого обрушения непосредственной кровли.

Форма первых обрушений близка к овалу, в ряде случаев — к эллипсу. Следовательно, первое обрушение не охватывает всей площади обнажения кровли в пределах опорного контура. Основные трещины внутри овального контура распространяются по типу «закрытого конверта» (рис. 6.2).

В момент первого обрушения происходит мгновенное изменение характера и значения нагрузок на опорные целики, почву и кровлю, т. е. происходит ударная нагрузка одних и ударная разгрузка других участков опорных целиков, почвы и кровли.

Последовательность первых обрушений слоев непосредственной кровли не стабильна, зависит от свойств пород, их мощности, нарушенности, связей по контактным поверхностям. В зависимости от совокупности этих факторов наблюдаются: последовательное обрушение слоев, последовательное обрушение пачек, комбинация этих видов обрушения.

Типичные развития обрушений непосредственной кровли в плоскости пласта представлены на рис. 6.2, $a - \varepsilon$, последовательность обрушений для каждой схемы показана цифрами 1—7.

Для условий пологого падения при отсутствии тектонических нарушений преобладающее распространение имеет тип разрушений, изображенный на рис. 6.2, a .

Пролеты обрушений непосредственной кровли называются шагом начального и шагом установившегося обрушения.

В процессе обрушения слоев происходит уменьшение пролетов, а следовательно, и площадей обнажения верхних слоев по сравнению с нижними.

Уменьшение пролетов обрушения можно приближенно определить по формуле

$$l_{n+1} = l_n - h_{n+1}, \quad (6.9)$$

где l_{n+1} — пролет последующего слоя; l_n — пролет предыдущего слоя в направлении снизу вверх; h_{n+1} — мощность последующего слоя.

В углах опорного контура уменьшение пролетов происходит значительно интенсивнее, чем в его средних частях.

Наклоны поверхностей разломов (обрушений) слоев непосредственной кровли к плоскости пласта изменяются от 70° в середине сторон опорного контура до $45—50^\circ$ и менее в углах.

В режиме установившегося движения непосредственной кровли подвигание забоя вызывает нарастание деформаций ее пород, причем при нетрещиноватых породах доля деформаций ползучести может достигать 100—250% упругих деформаций.

Посадка кровли, заключающаяся в удалении специальной (передвижке механизированной) крепи, приводит к обрушению непосредственной кровли участками, как показано цифрами 2, 3, 4 на рис. 6.2, а.

В процессе разрушения породы непосредственной кровли образуют своеобразную характерную зону, называемую зоной интенсивного дробления или интенсивного разрыхления. В последующем в этой зоне происходит уплотнение, а в ряде случаев — слеживание пород. Процессы разрыхления и уплотнения пород имеют большое значение для разработки как данного, так и соседних пластов свиты.

В этой зоне обрушения пород непосредственной кровли не вполне беспорядочны. Основная особенность разрыхления их заключается в образовании «гребней» по простирианию и падению вследствие налегания блоков обрушающихся слоев друг

Таблица 6.1

Мощность пласта, м	Коэффициент разрыхления	
	слабых глинистых сланцев	крепких сланцев
До 1	1,15—1,20	1,20—1,25
1—2	1,25—1,30	1,30—1,35
2—3	1,30—1,35	1,35—1,40

на друга. Поэтому коэффициенты разрыхления самых нижних слоев составляют $k \approx 2$, а для верхних слоев уменьшаются до $k = 1,15$. Средние значения коэффициентов разрыхления для шахтных условий по В. Д. Слесареву приведены в табл. 6.1.

В режиме установившегося движения полного подбучивания пород кровли (в частности, основной) при пологом падении не происходит. Условие прекращения обрушения по Г. Н. Кузнецкову [48]:

$$h_{n+1} > h_c, \quad (6.10)$$

где h_{n+1} — мощность слоя, ограничивающего зону интенсивного разрыхления.

Фактическая высота зоны интенсивного разрыхления может быть определена по формуле А. А. Борисова

$$h_p = \frac{h_b - h_c}{k_{cp} - 1}, \quad (6.11)$$

где h_b — вынимаемая мощность разрабатываемого пласта; h_c — предел свободного опускания основной кровли; k_{cp} — средний коэффициент разрыхления.

Вследствие того, что первое обрушение пород непосредственной кровли происходит при сравнительно больших площадях обнажения, разрыхление пород в направлении, перпендикулярном к слоистости, весьма невелико — во много раз меньше, чем разрыхление этих же пород при установленном режиме обрушения кровли.

Породы над зоной интенсивного разрыхления деформируются и разрушаются подобно тонким плитам: в режиме первого обрушения — подобно плите, защемленной на прямоугольном опорном контуре; в режиме установленного обрушения — подобно консольной плите, защемленной по трем сторонам опорного контура.

При разрушении слаботрециноватых пород основные трещины располагаются в соответствии с напряженным состоянием так же, как и в нетрециноватых слоях.

Предельные обнажения трещиноватых пород значительно меньше предельных обнажений аналогичных нетрециноватых слоев. Сильнотрециноватые слои деформируются и разрушаются подобно свободно опертым плитам. При деформировании трещиноватых слоев в их плоскости действуют напряжения, создающие распор, который обеспечивает действие сил трения по трещинам, секущим слой. Механика таких слоев может быть названа механикой несплошных плит.

Разрыхление слоев непосредственной кровли над зоной интенсивного дробления относительно мало, средние коэффициенты разрыхления для этих слоев следует принимать в пределах до 1—5%.

Работа слоев непосредственной кровли над зоной интенсивного дробления до первого обрушения подобна работе плит, заделанных по контуру, а в режиме установившегося движения — работе консольных плит.

В пределах призабойного пространства рассматриваемая часть непосредственной кровли работает совместно с подстилающими ее слоями, а за пределами поддерживаемого пространства — самостоятельно.

Следует иметь в виду, что по мере удаления от непосредственной кровли коэффициент разрыхления пород уменьшается до 0,5—0,3% и менее.

§ 3.

Процессы деформаций и разрушений основной кровли

Методом объемных моделей и шахтными исследованиями доказано, что работа основной кровли в известной мере аналогична работе тонких плит.

В работе основной кровли (так же, как и непосредственной кровли) выделяются два режима:

1) начального движения, охватывающий период от проведения разрезной печи до первого обрушения основной кровли;

2) установившегося движения, охватывающий период от первого обрушения основной кровли до окончания отработки выемочного поля (этажа, панели, участка).

Иногда между этими двумя режимами имеется сравнительно короткий переходный режим.

В каждом из этих режимов четко выделяются две стадии: деформирования и осадки (или разрушения).

В режиме начального движения типичной для деформации нетрещиноватой основной кровли является некоторая асимметрия изгиба по простианию и падению. Изолинии прогибов основной кровли перед первым обрушением приведены на рис. 6.3.

В общем случае эксцентриситет места максимального прогиба по простианию e_1 не равен эксцентриситету по падению e_2 . С увеличением прочности и упругих свойств пород основной кровли при прочих равных условиях возрастает отношение $\frac{e_1}{e_2}$.

При расчетах предельных обнажений основной кровли асимметрией ее изгиба перед разрушением можно в первом приближении пренебречь, так как во многих случаях $e_2 \ll e_1$. При достижении предельного пролета происходит первое обрушение основной кровли, называемое генеральным. К этому моменту основная кровля обладает огромным запасом потенциальной энергии, ее освобождение при обрушении проявляется весьма бурно и передко сопряжено с завалами лав.

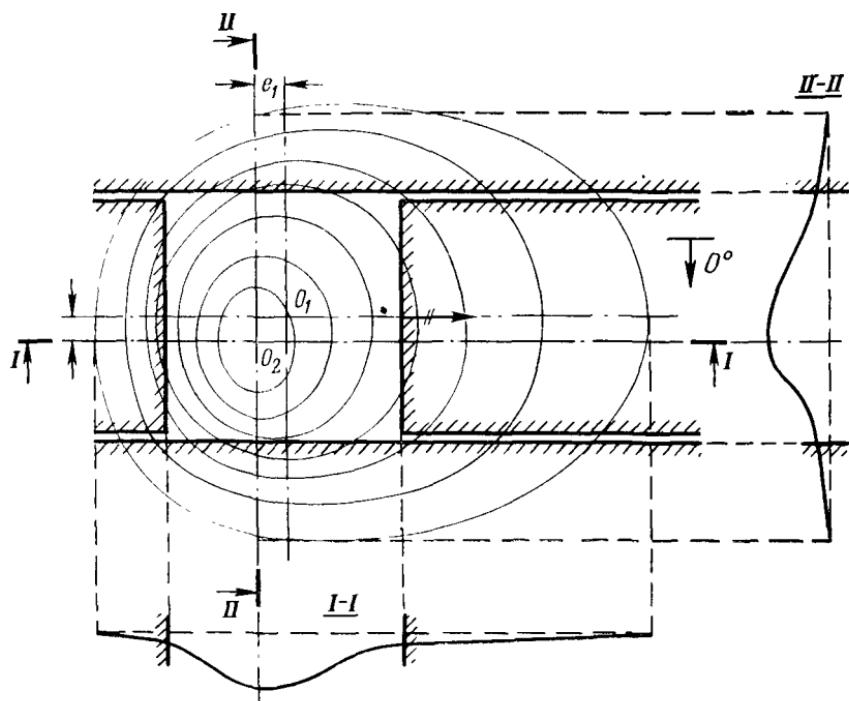


Рис. 6.3. Характер деформаций основной кровли перед первым ее обрушением

В общем случае первое обрушение основной кровли имеет форму овала (рис. 6.4), основные трещины внутри которого располагаются по типу «закрытого конверта» и вытягиваются в направлении углов обнажения кровли (так же, как у непосредственной кровли). Второстепенные трещины располагаются в целом незакономерно и осложняются дополнительной трещиноватостью при обрушении.

Пролет первого обрушения по простианию называется шагом начального обрушения основной кровли. Отношение полуосей овала зависит при прочих равных условиях главным образом от соотношения длины забоя, мощности основной кровли, ее прочности и величины нагрузки.

Характер первого обрушения основной кровли в срединном сечении, ее взаимодействие с непосредственной кровлей и характер опорного давления на краевые зоны разрабатываемого пласта схематично представлены на рис. 6.5, на котором показаны реакции крепи (R и r), ширина призабойного пространства l_n и пролет обрушения b .

В стадии деформирования и в процессе потери несущей способности работа основной кровли в режиме начального обрушения подобна работе прямоугольной (а иногда круглой или эллиптической) плиты, защемленной на опорном контуре.

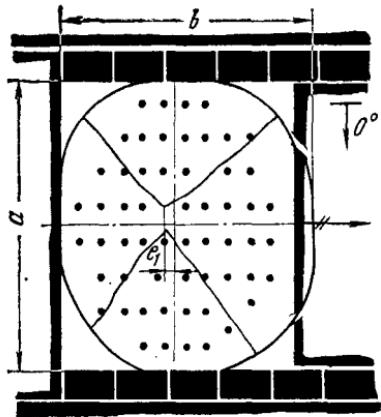


Рис. 6.4. Характер и форма первых обрушений основной кровли при отсутствии тектонических нарушений

Разломы основной кровли в режиме установившегося движения происходят периодически (3, 4, 5, 6, 7 на рис. 6.6), линии разлома повторяют форму переднего края линии первого обрушения. Пролет основной кровли по простиранию называется шагом установленного обрушения. Соотношение между шагами начального и установленного обрушения основной кровли в различных условиях меняется в широких пределах — от 3 до 13.

В рассматриваемом режиме деформации и обрушения основной кровли близки к деформациям разлома тонкой прямоугольной плиты, защемленной по трем сторонам и нагруженной, помимо равномерно распределенной нагрузки, сосредоточенными силами по свободному краю.

Особенность первого обрушения трещиноватой основной кровли заключается в следующем: основные трещины разрушения пересекают естественные трещины и располагаются так же, как в нетрещиноватых породах, т. е. в соответствии с характером напряженного состояния (как и для непосредственной

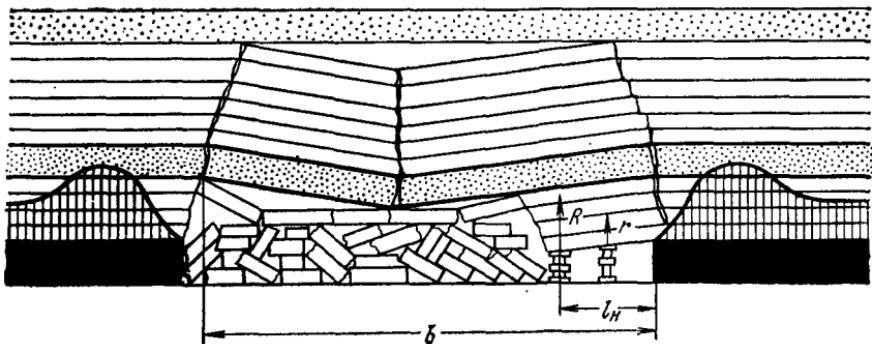


Рис. 6.5. Характер первого обрушения основной кровли в среднем сечении (по простиранию) и распределение опорного давления на краевые зоны разрабатываемого пласта

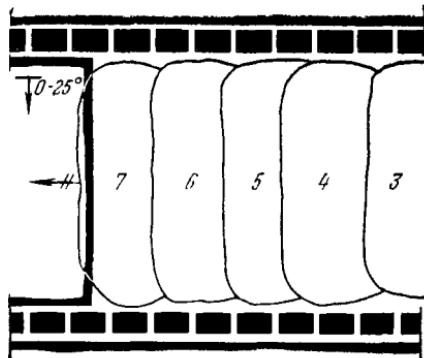


Рис. 6.6. Разломы основной кровли в режиме установившегося движения

кровли). В тех случаях, когда естественные трещины ориентируются в направлении, близком к направлению основных трещин разломов, развитие основных трещин на ограниченных участках искажается, но в целом характер первого обрушения сохраняется и в трещиноватых породах.

Для первого обрушения при малых отношениях мощности основной кровли к наименьшему размеру площади обнажения трещиноватая кровля может иметь весьма высокую несущую способность. Однако по мере увеличения указанного соотношения несущая способность кровли понижается.

Пролет предельного обнажения трещиноватой кровли по падению составляет 60—70% и менее от пролета нетрещиноватой кровли (разумеется, это не характеризует все случаи). Кроме того, при первом обрушении трещины разломов в основном совпадают с естественными трещинами вследствие большого числа последних, и фактически происходит не разлом, а раскрытие естественных трещин.

Трещиноватая основная кровля при горизонтальном залегании пласта имеет вполне симметричный изгиб, следовательно, влияние на него постепенного накопления деформаций ползучести имеет второстепенное значение. По мере увеличения пролета симметрия изгиба трещиноватой кровли легко восстанавливается вследствие возможного поворота отдельных блоков относительно друг друга.

§ 4.

Расчет несущей способности основной кровли

Расчетная схема для определения шага обрушения основной кровли в стадии ее деформирования представлена на рис. 6.7. На этой стадии основная кровля представляет собой консольную плиту на упругом основании; при $L_1/h_1 > 2$ такую плиту вполне допустимо рассматривать как консольную балку на упругом основании. Эта плита позади забоя несет нагрузку q_1 , определяемую собственным весом основной кровли и весом

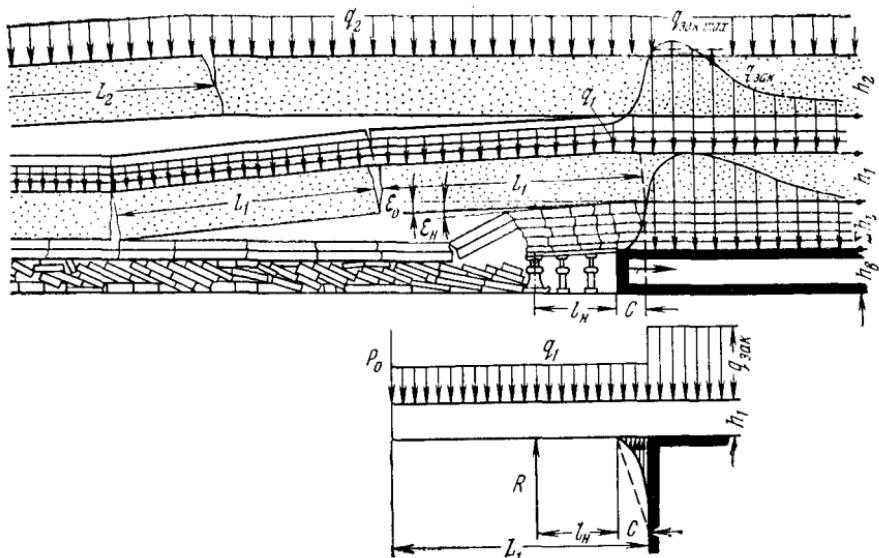


Рис. 6.7. Расчетная схема для определения шага обрушения основной кровли в режиме установившегося движения, предложенная автором

пачки слоев, жесткость каждого из которых меньше жесткости основной кровли. Обычно мощность этой пачки легко определяется по геологическому разрезу как расстояние до вышележащей породы-моста.

Упругим основанием допустимо считать разрабатываемый пласт впереди забоя, так как в месте налегания основной кровли на непосредственную последнюю не имеет свободного края и, следовательно, ее деформации малы сравнительно с деформациями пласта. На основную кровлю по ее свободному краю действует сосредоточенная сила P_0 , равная половине нагрузки на ранее обломившийся бок. Кроме того, в месте заделки основная кровля испытывает сжатие от вертикальной составляющей тензора напряжения $q_{\text{зак}}$.

Искомой величиной является пролет, или шаг обрушения, основной кровли L_1 . На рис. 6.7 буквой C обозначена ширина краевой зоны пласта, подвергающаяся весьма сильным деформациям, превосходящим допустимые, ε_0 и ε_n — углы наклонов основной и непосредственной кровли, а q_2 — нагрузка на вторую породу-мост.

Дифференциальное уравнение изгиба балки на упругом основании, нагруженной на конце сосредоточенной силой P_0 и врачающим моментом M_0 , имеет вид

$$E_1 J_1 \frac{dx^4}{dy^4} + ky = 0, \quad (6.12)$$

где k — постоянная величина.

Решая это уравнение, получаем

$$L_1 = \sqrt{\frac{q_{зак}}{q_1} \left[\frac{h_1^2}{6} \frac{\sigma_{пч. из}}{q_{зак}} - \left(\psi + \frac{1}{2\beta^2} \right) \right]}, \quad (6.13)$$

где ψ — параметр, определяемый опытным путем; в расчетах можно принимать ориентировочно:

$$\psi = 0,5 \div 0,7 \text{ м}^2;$$

$$\beta^2 = \sqrt{\frac{E_{пл}}{4h_b E_1 I_1}}. \quad (6.14)$$

В формуле (6.14) $E_{пл}$ — приведенный модуль упругости, определяемый из формулы

$$E_{пл} = \frac{E_m}{1 - \mu^2}, \quad (6.15)$$

где E_m — модуль продольной упругости пласта.

Определляемый по формуле (6.13) шаг обрушения основной кровли является эквивалентным пролетом. Действительное значение шага обрушения a должно определяться по найденному значению из формулы (6.6) или (6.8). Но уже при $\frac{a}{L_1} > 3$ погрешность невелика, и найденную величину L_1 можно считать действительным шагом обрушения основной кровли.

Величину закрепляющей нагрузки $q_{зак}$ следует принимать на основании шахтных наблюдений по средним значениям.

В ориентировочных расчетах можно принимать

$$q_{зак} \geq \gamma_{ср} H, \quad (6.16)$$

где H — глубина работ.

В формуле (6.13) второе слагаемое отражает влияние сжатия основной кровли в месте заделки.

В случае, когда деформируемость краевой зоны пласта велика,

$$L_1 = \sqrt{\frac{q_{зак}}{q_1} \left(\frac{h_1^2}{6} \frac{\sigma_{пч. из}}{q_{зак}} - \psi \right)}. \quad (6.17)$$

Влияние $q_{зак}$ дает значительное снижение несущей способности уже при

$$q_{зак} > 0,1 \sigma_{пч. сж.} \quad (6.18)$$

Необходимо помнить, что консольная плита (или балка) полностью теряет свою несущую способность при

$$q_{\text{зак}} > 0,8 \sigma_{\text{пч. сж}}, \quad (6.19)$$

Отрицательные значения L_1 по формуле (6.17) могут указывать на следующие обстоятельства:

слой, принимаемый на основании геологического разреза за основную кровлю, в действительности ею не является и в данных условиях не обладает несущей способностью;

значения параметров, входящих в формулу (6.17), определены неверно.

Следует отличать фактический пролет основной кровли от фиктивного пролета, определяемого положением забоя, и фактическую ширину призабойного пространства $l_h + C$ от фиктивной, видимой ее ширины l_n .

Шаг обрушения основной кровли в режиме установившегося движения является важнейшим параметром. Для многих шахт величина шага обрушения основной кровли установлена достаточно надежно и определяется практическим путем по интенсивности осадок непосредственной кровли или различными методами исследований. В этих случаях расчеты характеристик крепей упрощаются.

В некоторых случаях полные подсчеты могут оказаться невыполнимыми вследствие недостаточной изученности механических характеристик пород покрывающей толщи. Величину $q_{\text{зак}}$ для основной кровли почти всегда можно определить: а) по аналогии с другими месторождениями; б) на основании литературных данных; в) путем моделирования.

§ 5.

Взаимодействие непосредственной и основной кровли в режиме установившегося движения

Взаимодействие основной и непосредственной кровли — это сложный процесс. Исследования показывают, что наиболее характерным его показателем является отношение углов наклона основной и непосредственной кровли.

В стадии деформирования основной кровли характер ее взаимодействия с непосредственной весьма схематично и лишь для средней части забоя представлен на рис. 6.8. В этой стадии основная кровля мощностью h_1 передает на непосредственную кровлю мощностью Σh_i и на угольный пласт мощностью h_b опорное давление; в свою очередь, пласт, подобно краю штампа определенной жесткости, передает нагрузку на почву (и непосредственную кровлю). Это приводит к деформациям почвы и сжатию краевой зоны пласта на величину Δh_n со стороны почвы и на величину Δh_b со стороны кровли.

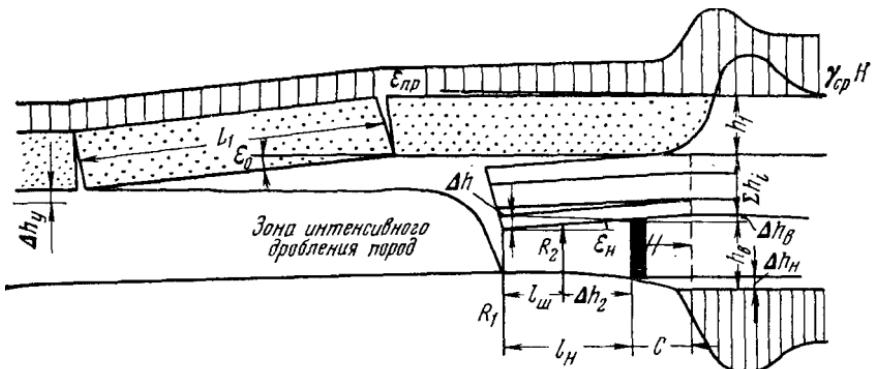


Рис. 6.8. Характер взаимодействия основной кровли с непосредственной в стадии деформирования основной кровли; (R_1 — реакция крепи органического ряда; R_2 — реакция призабойной крепи)

Условия взаимодействия этих кровель определяются соотношением

$$\frac{\operatorname{tg} \varepsilon_{np}}{\operatorname{tg} \varepsilon_n} \leq 1, \quad (6.20)$$

где ε_{np} — предельный угол наклона основной кровли перед ее обрушением; ε_n — максимальный угол наклона непосредственной кровли перед посадкой.

Очевидно,

$$\operatorname{tg} \varepsilon_{np} = \frac{f_{np}}{L_1}, \quad (6.21)$$

где f_{np} — предельный прогиб основной кровли; L_1 — шаг обрушения основной кровли;

$$\operatorname{tg} \varepsilon_n = \frac{\Delta h}{l_n}, \quad (6.22)$$

где Δh — опускание непосредственной кровли на границе обрушения; l_n — максимальная ширина поддерживаемого призабойного пространства.

Относительная мелкослоистость и меньшая прочность непосредственной кровли по сравнению с основной является причиной больших углов ее наклона, приводящих на этой стадии к расслоению. Условия расслоения:

$$\operatorname{tg} \varepsilon_{np} < \operatorname{tg} \varepsilon_n. \quad (6.23)$$

При этом основная кровля передает давление на непосредственную кровлю впереди забоя. Большая интенсивность опорного давления на этой стадии приводит к образованию трещин в непосредственной кровле впереди забоя, что еще более увеличивает угол ε_n .

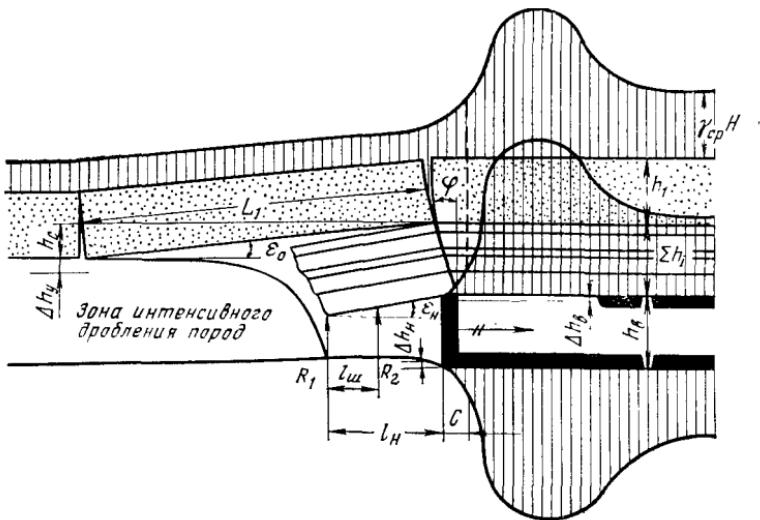


Рис. 6.9. Характер взаимодействия непосредственной кровли с основной в стадии осадки основной кровли

Условие

$$\operatorname{tg} \varepsilon_{\text{пп}} > \operatorname{tg} \varepsilon_{\text{и}}, \quad (6.24)$$

как показано выше, при рассматриваемом строении пород кровли является гипотетичным.

Дополнительное опускание непосредственной кровли при выполнении неравенства (6.23) определяется по формуле

$$\Delta h_{\text{доп}} = f_{\text{пп}} - \Delta h \quad (6.25)$$

или

$$\Delta h_{\text{доп}} = l_{\text{и}} \operatorname{tg} \varepsilon_{\text{пп}}. \quad (6.26)$$

Вследствие расслоения основная кровля в стадии ее деформирования в пределах призабойного пространства разгружает и предохраняет непосредственную кровлю от действия пород, залегающих над основной.

В стадии осадки основной кровли характер ее взаимодействия с непосредственной весьма схематично и лишь для средней части забоя можно представить в виде, изображенном на рис. 6.9.

Условия взаимодействия непосредственной и основной кровли в этой стадии выражаются неравенством

$$\operatorname{tg} \varepsilon_{\text{очн}} > \operatorname{tg} \varepsilon_{\text{непоср.}} \quad (6.27)$$

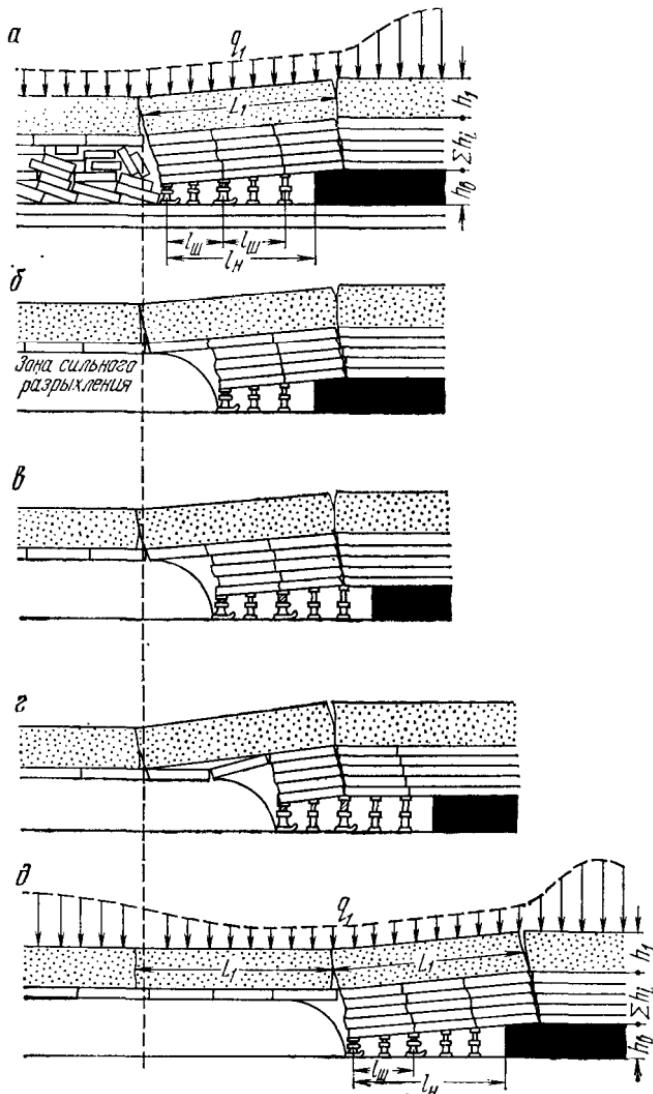


Рис. 6.10. Деформирование и разлом очередного блока основной кровли в средней части и забоя

При соблюдении этого неравенства непосредственная кровля дополнительно опускается под действием поворота основной кровли и разбивается трещинами впереди забоя и над ним, ориентирующимиися под углом ϕ .

Это явление носит название вторичной осадки кровли.

Очевидно,

$$\operatorname{tg} \epsilon_{\text{осн}} = \frac{h_c}{L_1}, \quad (6.28)$$

где h_c — предел свободного опускания основной кровли.

После разлома основной кровли интенсивность опорного давления на угольный пласт и непосредственную кровлю снижается.

Основная кровля после разлома и поворота одним концом опирается через непосредственную кровлю на разрабатываемый пласт впереди забоя, а другим — на обрушенные породы непосредственной кровли в выработанном пространстве и подобно мосту перекрывает призабойное пространство, предохраняя его от действия пород, залегающих выше основной кровли.

Место разлома основной кровли в разных условиях не стабильно, но в общем случае разлом происходит несколько впереди забоя. Полный цикл деформирования и разлома очередного блока основной кровли для средней части забоя представлен на рис. 6.10, *a, б, в, г, д*.

В некоторых условиях разломы основной кровли могут происходить и над забоем.

§ 6.

Влияние основных производственных процессов на опускание кровли пологих пластов

Величина опускания кровли зависит от процессов выемки, посадки непосредственной кровли, осадки основной кровли и от простоеов забоя.

При выемке увеличивается площадь обнажения кровли, а следовательно, и величина изгибающих моментов, действующих перпендикулярно и параллельно забою. Это приводит к росту опусканий кровли в призабойном пространстве и позади него, а также к возрастанию интенсивности давления впереди забоя и, следовательно, к увеличению деформаций сжатия краевой зоны угольного пласта.

Характер зоны влияния выемки на перемещение пород впереди и позади забоя, а также по падению и восстанию схематично представлен на рис. 6.11. Размеры зоны влияния выемки зависят от горно-геологических условий и технологии очистных работ: глубины захвата, рабочей скорости подачи выемоч-

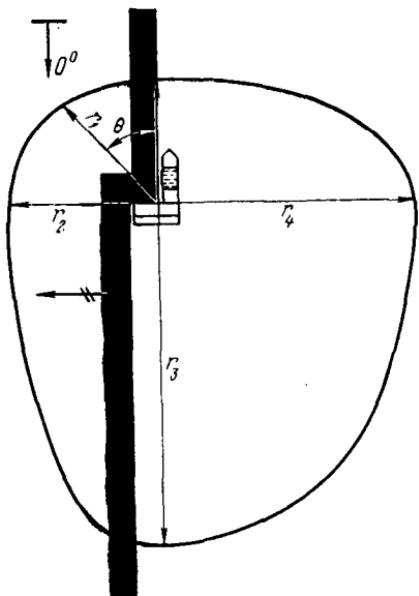


Рис. 6.11. Характер зоны влияния выемки на перемещение пород впереди и позади забоя

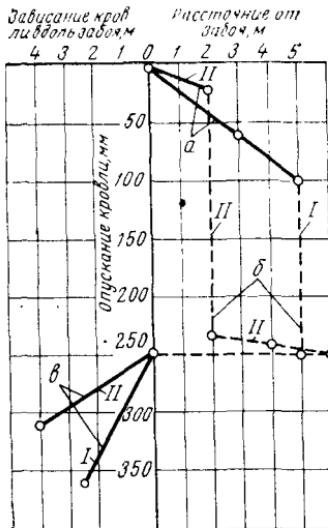


Рис. 6.12. Графики опускания кровли II типа трещиноватости в зависимости от:
а — выемки; б — осадки основной кровли;
в — посадки непосредственной кровли

ной машины, способа управления кровлей, от части от крепи, установленной в очистных забоях, и т. д.

Ориентировочные значения размеров зоны влияния выемки для средних условий: $r_1 \approx r_2 \approx 5 \div 20$ м; $r_3 \approx 20 \div 60$ м; $r_4 \approx 20 \div 40$ м. Примерные соотношения размеров этой зоны $r_1 \approx r_2$; $r_3 = (2 \div 3)r_1$; $r_4 = 2r_1$.

Большое влияние выемки объясняется закономерностями изгиба плит — упругие прогибы кровли пропорциональны четвертой степени ее пролета.

На рис. 6.12 даны графики опускания кровли в зависимости от выемки, осадки основной кровли и посадки непосредственной кровли.

Осадка основной кровли может происходить в различное время, например в конце выемки, как показано в примере I, или в начале выемки, как показано в примере II; она может также происходить и в периоды простоев забоя.

Влияние простоев забоя может быть определено ориентировочно как произведение соответствующего опускания кровли, например за период выемки или посадки, на коэффициент ползучести пород непосредственной кровли, в данном случае для нижнего слоя.

Сравнение экспериментальной и теоретической зависимостей опускания кровли от суммарного подвигания забоя приведено

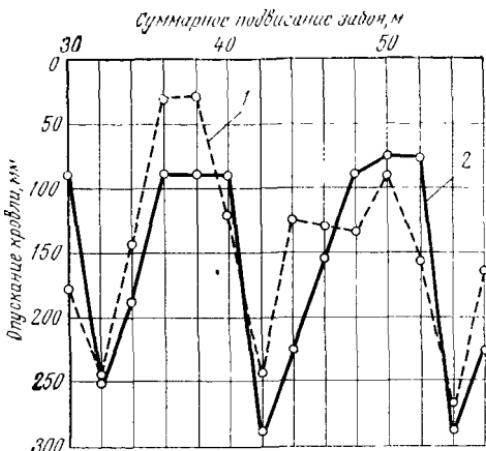


Рис. 6.13. Динамика опускания основной кровли в зависимости от суммарного подвигания забоя:
1 — по экспериментам; 2 — по расчетам

на рис. 6.13. Из рис. 6.12 и 6.13 видно, что величины опускания кровли в зависимости от указанных факторов изменяются скачкообразно.

Скорость опускания кровли также изменяется скачкообразно, достигая максимума в периоды осадки основной кровли. Но даже при простоях забоя скорость опускания кровли изменяется в весьма широких пределах — в 2—4 раза и более. Это вполне понятно, поскольку в этот период изменение ее зависит от взаимодействия вмещающих пород (включая основную кровлю) и крепи, ползучести пород кровли и разрабатываемого пласта, а также от деформации крепи. Следовательно, нельзя объяснить изменение скорости опускания кровли в периоды простоев забоя одними лишь деформациями ползучести при сжатии угольного пласта в призабойной зоне. Последнее приводит лишь к возрастанию фактического пролета кровли по сравнению с кажущимися на величину, равную ширине раздавливаемой краевой зоны пласта.

Скачкообразный характер изменения опускания кровли является для рассматриваемого строения пород закономерным, что с полной очевидностью указывает на недопустимость осреднения максимальных смещений кровли и реакций крепи.

§ 7.

Общий характер деформаций и разрушений твердых слоистых пород при работе с полным обрушением кровли

При работе с полным обрушением кровли процессы деформаций и разрушений покрывающей толщи твердых слоистых пород могут варьироваться в весьма широких пределах в зависимости от мощности разрабатываемого пласта, угла падения,

конкретной структуры покрывающей толщи, глубины работ, свойств вмещающих пород, их трещиноватости, а также от ширины забоя, длины выемочного участка направления выемки и т. д.

Рассмотрим наиболее простой случай горизонтального залегания пласта средней мощности при весьма большой длине крыла и работе без разделения на участки, с погашением штреков.

Наиболее общим является случай, когда покрывающая толща сложена слоями различной жесткости и включает несколько пород-мостов.

Слои пород покрывающей толщи, начиная от непосредственной кровли и вплоть до слоев, выходящих под наносы, в зависимости от степени трещиноватости деформируются и разрушаются подобно плитам, сплошным или несплошным, и пачкам плит (рис. 6.14, 6.15).

Деформации разрушения начинаются от непосредственной кровли и распространяются снизу вверх. Самые нижние слои непосредственной кровли при разрушении сильно разрыхляются, поэтому величина опускания основной кровли и всей покрывающей толщи обычно бывает меньше вынимаемой мощности пласта.

При увеличении площади обнажения кровли происходит расслоение пород на отдельные слои и пачки, в основании которых залегают достаточно мощные, прочные и жесткие слои. Такие пачки слоев деформируются и разрушаются самостоятельно, имеют свои пределы прогибов и шаги обрушений, как и отдельные слои, отличающиеся жесткостью. Эти обстоятельства обусловливают расслоение, происходящее в середине пролета в период деформирования и образования расслоений у опор после разрушения.

Следовательно, расслоение представляет собой одну из самых характерных особенностей совместных деформаций и разрушений толщи твердых слоистых пород и является одной из важнейших закономерностей. Места расслоений пород определяются соотношениями их прочностных деформационных свойств, жесткостей, нагрузок, величиной нормальных и сдвигающих напряжений, величиной сил связей слоев по контактным поверхностям. Эти места определяют на основании сравнения величин прогибов слоев и их пачек между собой.

В тех пачках слоев, в которых силы связи по контактным поверхностям достаточно велики, расслоений не происходит. Такие пачки работают как единая плита.

В работе пород покрывающей толщи, так же как и в работе непосредственной и основной кровли, выделяются два режима: начального и установившегося движения.

Обычно при первом обрушении основной кровли обрушается и часть покрывающей толщи. Остальная часть покрывающей толщи в зависимости от ее сложения обрушается при даль-

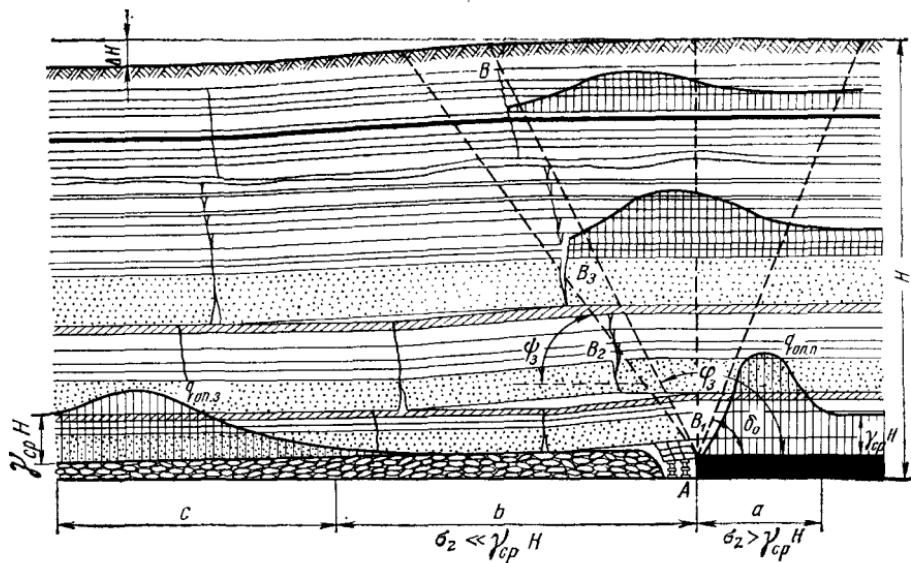


Рис. 6.14. Характер разрушения пород покрывающей толщи в режиме установившегося движения (разрез по простиранию):
 а — передняя зона опорного давления; б — зона разгрузки; с — задняя зона опорного давления

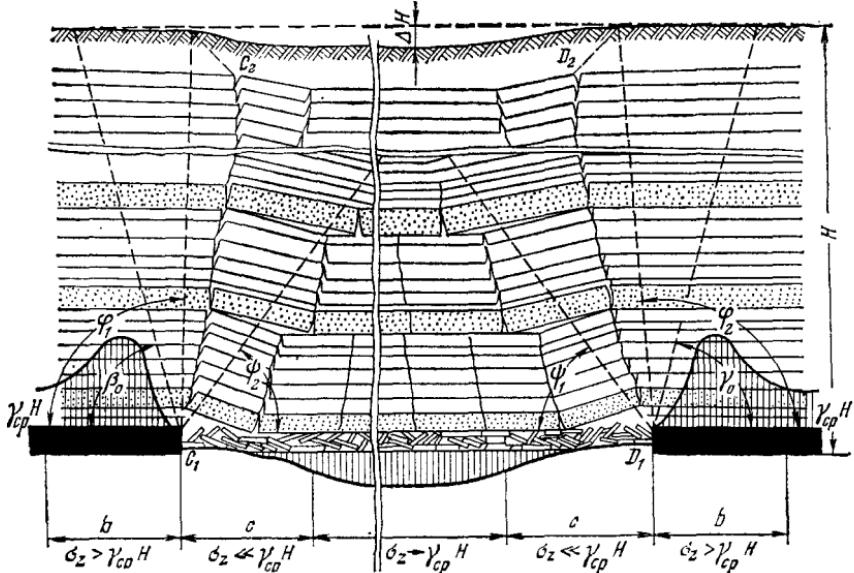


Рис. 6.15. Характер разрушения пород покрывающей толщи в режиме установившегося движения (разрез по падению)

нейшем подвигании лавы одной или несколькими пачками или отдельными слоями.

По всему контуру выработанного пространства создается опорное давление, которое передается в направлении сверху вниз, от слоя к слою, от пачки слоев к пачке до самого разрабатываемого пласта; оно вызывает деформации приконтурной части разрабатываемого пласта и в конечном счете передается на породы почвы.

В режиме установившегося движения деформации и разрушения слоев покрывающей толщи (см. рис. 6.14 и 6.15) также распространяются в направлении снизу вверх. Вначале разрушаются породы непосредственной кровли (в результате ее посадки), а затем, с развитием выемки, через несколько шагов обрушения непосредственной кровли происходит очередное обрушение основной кровли вместе с частью пород покрывающей толщи. Остальная часть пород покрывающей толщи обрушается спустя некоторое время отдельными пачками и слоями с известным отставанием друг от друга. Опорное давление может приводить к разрушениям (раздавливаниям) краевой зоны забоя, оно может распространяться в породы почвы на довольно большую глубину — до 70 м и более в зависимости от ряда факторов. В этом режиме также наблюдается расслоение пород, которое может происходить в непосредственной кровле, между непосредственной и основной кровлей и в породах покрывающей толщи. Места расслоений определяются различиями в прогибах смежных слоев или их пачек.

При большой длине лавы и длине крыла процессы разрушения пород покрывающей толщи доходят до поверхности. При небольшой длине лавы обрушения не доходят до поверхности, они прекращаются у слоя породы, имеющего достаточную мощность и прочность, чтобы противостоять обрушению при данной площади обнажений и данных нагрузках; начиная от этого слоя и выше, породы испытывают деформации изгиба.

В общем случае покрывающая толща после ее подработки разделяется по характеру разрушений и деформаций породы на три зоны:

а) зона разрушительного влияния. В этой зоне породы претерпевают интенсивное дробление, пласти и выработки, попадающие в нее, разрушаются. Высота этой зоны

$$h_p = \eta \frac{h_a - h_c}{k_{cp} - 1}, \quad (6.29)$$

где η — коэффициент запаса; $\eta = 2 \div 3$;

б) зона разломов. В этой зоне породы претерпевают периодические разломы и перемещаются упорядоченно;

в) зона изгиба. В общем случае эта зона не сплошная: внутри нее имеются расслоения.

Зона изгиба образуется при небольшой длине очистных забоев. При большой длине лав зона разломов даже при значительной глубине ведения работ обычно достигает земной поверхности.

Величина максимальных вертикальных перемещений (сдвижения) земной поверхности ΔH зависит от ряда факторов, основными из которых являются: вынимаемая мощность пласта, мощность и свойства пород непосредственной кровли, глубина работ, строение пород покрывающей толщи, шаг посадки кровли, угол падения и др.

В поперечном разрезе (см. рис. 6.15) достаточно четко выделяются поверхности обрушений C_1C_2 и D_1D_2 , разграничающие разрушенные и неразрушенные породы. Эти поверхности в поперечном сечении не являются плоскостями. Углы разломов или обрушений отдельных пачек колеблются от 45 до 80° .

В продольном разрезе (см. рис. 6.14) поверхности обрушений даже при остановленном забое имеют еще более сложный характер — $AB_1B_2B_3B$. Их форма помимо указанных факторов зависит также от величины зависаний пород и при подвигании забоя в разные моменты различна.

В целом характер этих поверхностей зависит от чередования слоев пород, их мощности, свойств и т. д. и в конкретных условиях изменяется весьма сильно. Эти поверхности не могут быть аппроксимированы прямыми линиями.

Необходимо обратить внимание на недопустимость смешивания углов наклона этих поверхностей разломов (обрушений) с различными граничными углами, принимаемыми для решения задач в области сдвижения горных пород.

При рассмотрении вопросов сдвижения горных пород выделяют обычно граничные углы (см. рис. 6.14 и 6.15), которые представляют собой углы наклона к горизонту отрезков прямых, соединяющих точки граничного контура вынимаемого участка (этажа, панели) с точками контура «нулевых» сдвижений на земной поверхности. Точками «нулевых» сдвижений называют точки, являющиеся нулявыми в пределах точности измерений. Общеприняты следующие обозначения для граничных углов: по простиранию — δ_0 , по падению — β_0 , по восстанию — γ_0 . Помимо этого используются углы наклона линий перегиба — соответственно φ_1 , φ_2 , φ_3 , а также углы полных сдвижений — ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 .

Зоны перегибов могут образовываться лишь в частных случаях, когда возникают зоны изгиба. В наиболее распространенных случаях зоны разломов достигают земной поверхности, но они маскируются рыхлыми наносами и ошибочно принимаются за зоны перегибов.

Величины граничных углов определяются обычно эмпирически для каждого бассейна или района.

Использование этих углов для определения сдвижения земной поверхности при подработке различных объектов можно считать оправданным, но величины граничных углов отражают только параметры мульды сдвижения, а не процессы деформаций и разрушений покрывающей толщи, краевых зон угольного пласта и почвы.

На рис. 6.14 и 6.15 показан общий характер распределения опорного давления впереди $q_{\text{оп.п}}$ и позади $q_{\text{оп.з}}$ забоя, а также на боковые массивы пласта. Подробно этот вопрос рассмотрен ниже. На рис. 6.15 буквой b обозначены зоны повышенных давлений, а буквой c — зоны пониженных давлений.

В заключение следует обратить внимание на то, что подработанная покрывающая толща твердых слоистых пород представляет собой в общем случае разделенную среду, включающую в свое строение определенным образом расположенные полости расслоений. Поэтому нельзя представлять такую среду, как сплошную; применение к этой среде методов статики сплошной среды нельзя считать правомерным.

Глава VII.

МЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВМЕШАЮЩИХ ПОРОД И КРЕПЕЙ В ЛАВАХ ПОЛОГИХ ПЛАСТОВ

§ 1.

Общие сведения

Расчеты крепей в лавах следует рассматривать отдельно для различных стадий работы основной кровли.

Основными расчетными параметрами являются: расстояние между стойками в рядах a_2 и между рядами b_2 ; величина вдавливания стоек в породы кровли и почвы; максимальная реакция крепи: посадочной R_{\max} и призабойной r_{\max} ; максимальная посадка крепи Δh_{\max} ; начальный распор крепи: посадочный P_R и призабойной P_r .

Помимо этого имеются параметры, определяемые особенностями конструкции крепей: начальная просадка $\Delta h_{\text{нач}}$ для крепей постоянного сопротивления; жесткость λ для крепей нарастающего сопротивления.

Расчетные методы должны давать возможность определять пределы реакций крепей и опусканий кровли, а не их значения для каждого данного момента времени, поэтому все расчеты должны выполняться для наиболее невыгодных моментов совместной работы кровли и крепи.

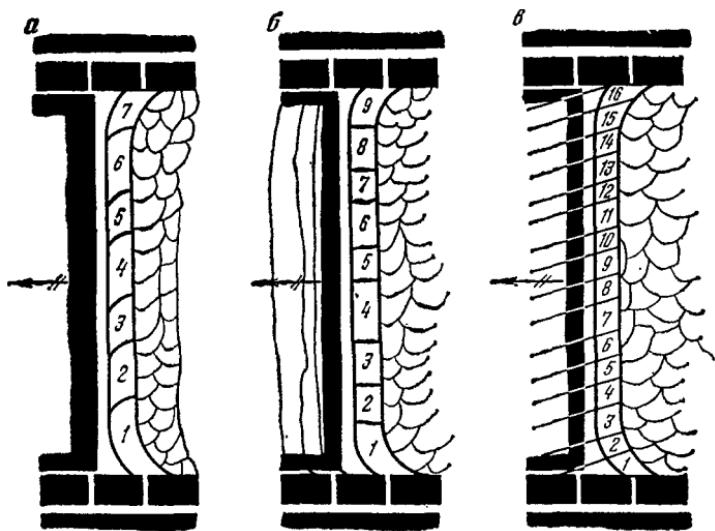


Рис. 7.1. Характер и порядок разломов непосредственной кровли в зависимости от трещиноватости:

а, б, в — соответственно при отсутствии трещин, при трещинах, ориентированных в направлении, близком к падению и простиранию пласта

Расчетные методы рассматриваются при допущении, что деформации пласта и пород почвы малы по сравнению с опусканиями кровли; это соответствует большей части реальных условий.

Методы расчета крепей рассматриваются ниже только для случая убывания жесткости слоев непосредственной кровли в направлении снизу вверх, но их нетрудно использовать и для расчетов при любых других структурах кровли. Так, при увеличении жесткости отдельных слоев непосредственной кровли расчеты следует вести отдельно для каждого слоя и результаты просуммировать. Аналогично производится расчет и для кровли, сложенной несколькими пачками, жесткость которых возрастаает.

Расчеты необходимо вести дифференцированно для различных типов трещиноватости непосредственной кровли.

Непосредственную кровлю, сложенную твердыми слоистыми породами, целесообразно классифицировать следующим образом:

I тип — трещины отсутствуют;

II тип — трещины ориентированы в направлении, близком к падению пласта (параллельны забою);

III тип — трещины ориентированы в направлении, близком к простиранию пласта;

IV тип — комбинированное расположение трещин; трещины, ориентированные в направлении, близком к простиранию,

пересекаются редкими трещинами, ориентированными по падению;

V тип — несколько произвольно ориентированных, взаимно пересекающихся систем трещин любой частоты.

Характер и порядок разломов (показан цифрами 1—16) непосредственной кровли для первых трех типов трещиноватости представлен на рис. 7.1.

§ 2.

Принципы взаимодействия крепей с вмещающими породами

Ввиду многообразия и сложности горно-геологических условий и разнообразия технологии очистных работ в лавах породы кровли, пласт, почва и крепи образуют различные механические системы. В процессе подвигания очистных забоев эти механические системы изменяются, следовательно, меняются условия работы крепей. В подавляющем большинстве случаев в работе этих систем основное значение имеет характер работы кровли.

Крепи, применяемые в очистных забоях, с точки зрения строительной механики, являются опорами. Перемещение опоры в направлении действия силы называется просадкой.

Крепи очистных забоев имеют разнообразные конструкции, воспроизводящие заданную зависимость между их реакциями R и просадками Δh . В общем случае эту зависимость, как показано на рис. 3.1, можно характеризовать одним из углов наклона характеристики крепи к оси деформаций β или к оси реакций ω , тангенсы которых определяют соответственно жесткость и податливость крепи (см. § 4, гл. III).

Следовательно, жесткость и податливость крепи — понятия взаимосвязанные. Практически можно пользоваться и тем и другим, но удобнее использовать одно из них, причем удобнее, как и принято в механике, пользоваться понятием — жесткость крепи.

В горнотехнической литературе часто используется термин «податливость крепи», под которой обычно понимают величину предельного ее укорочения под нагрузкой. Это понятие нельзя признать правомерным.

Необходимо различать идеальные, заводские (расчетные) и реальные характеристики крепей. Идеальные характеристики отражают лишь принципиальную суть, заводские — условия работы крепи на испытательных стендах, например на прессах. Реальные характеристики отражают условия работы крепи в забое.

На рис. 7.2 представлены расчетная и реальная характеристики крепи нарастающего сопротивления. Основные па-

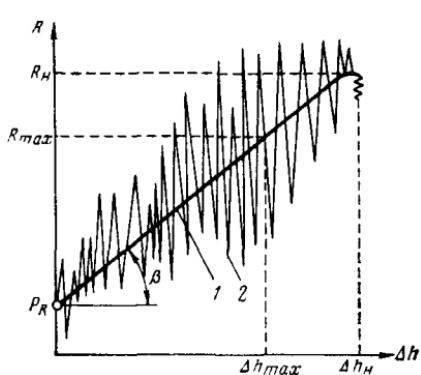


Рис. 7.2. Характеристики крепей нарастающего сопротивления:
1 — расчетная; 2 — реальная

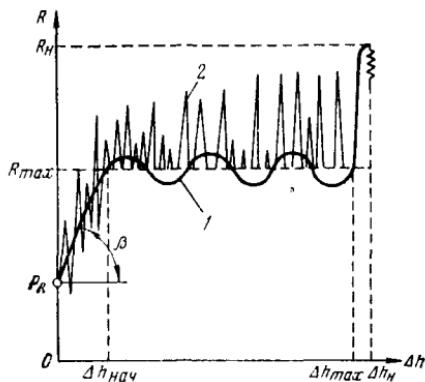


Рис. 7.3. Характеристики крепей постоянного сопротивления:
1 — расчетная; 2 — реальная

метры этой крепи: жесткость, начальный распор P_R , максимальная расчетная просадка Δh_{\max} (не податливость и не раздвижность!), максимальная расчетная реакция R_{\max} (конечное установочное сопротивление) и несущая способность R_H (т. е. предел реакции). После исчерпания максимальной просадки крепи Δh_H происходит ее разрушение.

Реальная характеристика этой крепи имеет вид ломаной линии. Такая работа крепи в забое объясняется особенностями ее конструкций, например, скачками трения (для крепей, работающих по этому принципу), а также скачкообразными опусканиями кровли. Кроме того, эта крепь может существенно менять свою жесткость в зависимости от величин ее вдавливания в почву и кровлю.

Расчетная характеристика крепи постоянного сопротивления (рис. 7.3) имеет вид волнообразной линии и является результатом взаимодействия давления масла в гидросистеме с пружиной регулировочного предохранительного клапана. Основные параметры этой крепи: рабочая реакция $R_{\text{раб}}$ (или рабочее сопротивление), начальная просадка $\Delta h_{\text{нач}}$, раздвижность Δh_{\max} и начальный распор P_R . При просадках от 0 до $\Delta h_{\text{нач}}$ эта крепь работает как крепь нарастающего сопротивления большой жесткости.

Максимальная рабочая реакция крепи обозначена на рис. 7.3 R_{\max} , а максимально допустимая реакция после исчерпания раздвижности крепи R_H . Реальная характеристика этой крепи имеет вид ломаной линии, что объясняется скачкообразными опусканиями кровли. Эти динамические опускания кровли вызывают гидравлические удары в гидросистеме крепи. Ввиду кратковременности этих нагрузок регулировочный клапан не успевает срабатывать и давление в гидросистеме резко возра-

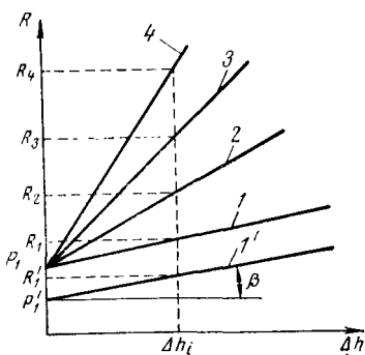


Рис. 7.4. Примеры характеристик крепей нарастающего сопротивления, различающихся по жесткости

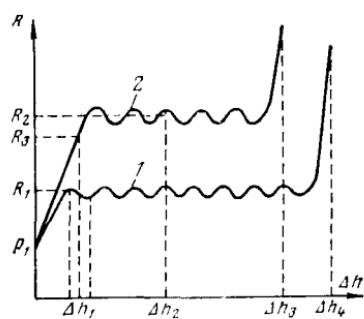


Рис. 7.5. Примеры характеристик крепей постоянного сопротивления, различающихся по величинам рабочих реакций

стает; в эти моменты могут происходить разрушения отдельных узлов и разрывы корпусов стоек.

На рис. 7.4 показаны характеристики $1, 2, 3, 4$ крепей нарастающего сопротивления разной жесткости. Очевидно, при одинаковом опускании кровли Δh_i все крепи будут испытывать разные реакции — от R_1 до R_2 и более. При некотором возрастании R произойдет неизбежное раздавливание пород кровли или почвы (или тех и других) или же разрушение крепи.

Реакции одной и той же крепи, имеющей некоторую жесткость $\lambda = \operatorname{tg} \beta$, будут зависеть от начального распора; так, при $P_1 > P_1^!$ получим $R_1 > R_1^!$.

На рис. 7.5 показаны характеристики крепей постоянного сопротивления, различающихся величинами рабочих реакций. Как видно из рисунка, при одинаковом опускании кровли крепи будут испытывать разные реакции $R_2 > R_1$. При опускании кровли Δh_1 крепь с характеристикой 1 будет испытывать реакцию R_1 и будет работать в режиме крепи постоянного сопротивления, а крепь с характеристикой 2 будет испытывать реакцию $R_3 > R_1$ и будет работать в режиме крепи нарастающего сопротивления. Например, если опускания кровли достигнут величины предельной раздвижности крепи с характеристикой 2 , то далее крепь начнет работать как жесткая, затем ее реакция стремительно возрастет и начнется раздавливание вмещающих пород или разрушение крепи. При опускании кровли Δh_2 крепи с характеристиками 1 и 2 будут работать в режиме постоянного сопротивления с реакциями R_1 и R_2 до исчерпания раздвижности. Изложенные здесь общие принципы совместной работы крепей разных типов с вмещающими породами дают возможность правильно представить себе различные варианты работы крепей и показывают, что к выбору их следует подходить весьма тщательно.

§ 3.

Расчеты вдавливания опорных элементов крепей

Вдавливание опорных элементов крепей в породы почвы и кровли при прочих равных условиях зависит от их реакций и величины площадей опорных элементов крепи.

Величина вдавливания крепей может в разных условиях колебаться от нуля до десятков сантиметров и более.

Опорные плиты крепей действуют подобно штампам. В породах кровли и почвы под штампами создаются зоны концентраций напряжений. Последние могут приводить к разрушениям пород кровли и почвы (образование вмятин и трещин), нередко сопровождающимся «обыгрыванием» крепи.

При работе длинными очистными забоями с обрушением кровли наиболее опасным является положение опорной плиты (штампа) на границе обрушения непосредственной кровли, где зона концентрации напряжений становится несимметричной и где значительно снижаются пределы сопротивления пород вдавливанию, поскольку напряженное состояние пород под опорными элементами крепи становится необъемным. Вдавливанием крепей в почву и кровлю можно пренебрегать лишь в условиях, когда деформации пород под опорными плитами невелики и возникающая при этом концентрация напряжений не приводит к образованию вблизи них трещин.

Условие отсутствия вдавливания крепей в кровлю и почву с достаточной для практических целей точностью можно записать в виде:

$$\left. \begin{aligned} R_{\max} &\leq \frac{\sigma_{\text{пч. кр.}}}{n} S_{\text{кр}}; \\ R_{\max} &\leq \frac{\sigma_{\text{пч. поч.}}}{n} S_{\text{поч}}, \end{aligned} \right\} \quad (7.5)$$

где $\sigma_{\text{пч. кр.}}$, $\sigma_{\text{пч. поч.}}$ — пределы сопротивления вдавливанию соответственно пород кровли и почвы; $S_{\text{поч.}}$, $S_{\text{кр.}}$ — площади контакта крепей соответственно с кровлей и почвой; n — коэффициент запаса прочности; для пород средней крепости можно принять 4—6.

В твердых слоистых породах вдавливание обычно мало и им можно пренебречь.

В табл. 7.1 приведены данные о сопротивлении некоторых твердых тел вдавливанию стальных цилиндрических штампов. Следует иметь в виду, что величина сопротивления вдавливанию зависит от диаметра и формы штампа, режима нагружения, напряженного состояния нагруженного тела до начала действия штампа и др. Поэтому данные табл. 7.1 следует рассматривать как ориентировочные.

Таблица 7.1

Материалы	Модуль упругости, кН/см ²	Коэффициент поперечной деформации	Сопротивление, кН/см ²		
			растяжению	сжатию	вдавливанию
Кварцит	До 10 ⁵	0,08—0,15	5—25	200—500	7000—10 000
Гранит	До 6·10 ⁴	0,1—0,25	3—10	80—250	3500—6200
Карбонатные породы	До 8,5·10 ⁴	0,1—0,3	1,5—25	5—260	6300—5000
Уголь пласта Прокопьевского (вдоль слоистости)	4·10 ³	0,289	1,5	25	93,5
То же, перпендикулярно к слоистости	2,5·10 ³	0,284	Нет данных	41,6	150
Алебастр	4,38·10	0,176	1,5	8,5	
Ст. 3.	2,1·10 ⁵	—	380—470	—	
Ст. 5.	2,2·10 ⁵	—	500—620	—	22,5 10 000 и более 10 000 и более

§ 4.

Определение расстояний между стойками призабойной крепи

Расстояние между стойками призабойной крепи является одним из факторов, определяющих величину реакции крепи и устойчивость кровли между стойками.

Определение расстояния между стойками должно включать расчеты реакций крепи и тех пролетов, при которых не происходит разрушение кровли между стойками. Из этих двух значений окончательно следует принимать наименьшее.

При нетрециноватой слоистой кровле часть ее, заключенная между четырьмя смежными стойками, деформируется и разрушается, как показывают опыты, подобно тонкой плите, защемленной по прямоугольному контуру. Поэтому расстояние между стойками при нетрециноватой кровле определяется по формуле

$$a_2 = \xi h_1 - \sqrt{\frac{\sigma_{\text{пн. р}}}{1,232n\gamma_{\text{cp}} \sum_1^n h_i (1 - \mu^2)}}, \quad (7.6)$$

где ξ — коэффициент ползучести при изгибе; n — коэффициент запаса прочности; вследствие больших разбросов $\sigma_{\text{пн. р}}$, наличия дефектов структуры кровли, а также ответственности сооружения, которое должно обеспечивать безопасность работ, следует принимать $n \geq 20$.

При слаботрециноватой слоистой кровле и при любом направлении одной системы трещин, секущих породные слои

кровли, нижний слой ее между трещинами можно рассматривать как балку с жестко защемленными концами:

$$a'_2 = \xi h_1 \sqrt{\frac{2\sigma_{\text{пч. р}}}{n\gamma_{\text{ср}} \sum_1^n h_i}}. \quad (7.7)$$

Если угол наклона трещин к очистному забою лавы обозначить через θ , то получим $a_2 = a'_2 \cos \theta$.

Нередко при наличии трещин, параллельных забою, применяют верхняки, которые располагают перпендикулярно к трещинам; в этом случае расстояние между верхняками можно определять по формуле (7.7).

При сильнотрещиноватой кровле можно обеспечить безопасность работ, применяя плотную затяжку кровли. Расстояние между стойками можно рассчитывать, исходя из того, что крепь должна выдерживать полный вес слоев сильнотрещиноватых пород. Однако в большинстве случаев вследствие неровностей поверхностей трещин и их шероховатости кровля обладает некоторой несущей способностью, что идет в запас прочности.

Расчет сводится в этом случае к определению прочных размеров затяжек, работающих как балки.

§ 5.

Определение начального распора стоек при забойной крепи

Начальный распор крепи, или ее начальное (установочное) сопротивление, имеет весьма большое значение.

При твердых слоистых нетрещиноватых породах кровли начальная реакция крепи должна превращать чрезмерный прогиб кровли, приводящий к преждевременному расслоению слагающих пород и общему снижению их несущей способности.

Наиболее неблагоприятен случай, когда средняя из трех произвольно взятых стоек любого направления имеет недостаточную реакцию, что может привести к образованию трещин в нижнем слое непосредственной кровли и вывалу пород. В этих условиях начальный распор стойки определяется по формуле

$$P_{r1} = \frac{nq_n a_2^2}{a_2 + \frac{k h_n \sigma_{\text{пч. сж}}}{\lambda}}, \quad (7.8)$$

где n — коэффициент запаса, который следует принимать равным 3—6; q_n — интенсивность нагрузки на нижний слой; определяется на основании структуры и свойств пород кровли; k — безразмерный коэффициент, получаемый опытным путем, $k =$

$=0,1$; h_n — мощность непосредственной кровли; $\sigma_{\text{нч. сж}}$ — предел прочности породы на сжатие; λ — жесткость стойки.

При весьма большой жесткости стоек нарастающего сопротивления расслоение непосредственной кровли может быть предотвращено. При этом необходимый начальный распор

$$P_{r \max} = nq_n a_2. \quad (7.9)$$

В случае однородных пород непосредственной кровли, имеющих относительно малые пределы прочности на разрыв (до $20-30 \text{ Н/см}^2$),

$$P_{r3} \geq 0,6n\gamma_{\text{ср}}a_2b_2. \quad (7.10)$$

При сильнотрещиноватых породах расчет следует вести на полный вес трещиноватой зоны.

§ 6.

Метод расчета несущей способности непосредственной кровли и посадочной крепи до первого обрушения

В слоистых породах силы связи по контактным поверхностям слабы и в расчетах их можно не учитывать. При прочих равных условиях несущая способность непосредственной кровли, представленной твердыми слоистыми породами, зависит от ее структуры и свойств пород.

Разделение кровли по отношению жесткостей слоев (см. гл. II) можно произвести по формуле

$$D_i = \frac{E_i h_i^3}{12(1 - \mu_i^2)}, \quad (7.11)$$

где D_i — жесткость слоя; E_i — модуль упругости; h_i — мощность слоя; μ — коэффициент поперечной деформации; i — номер рассматриваемого слоя.

Но при изменении пролетов слоев для пачки или нескольких пачек слоев этого недостаточно. Более целесообразно выделить основные типы строения непосредственной кровли в зависимости от отношения величин прогибов слоев.

Первый тип строения кровли (рис. 7.6) характеризуется возрастанием прогиба слоев под действием собственного веса в направлении снизу вверх.

Второй тип (рис. 7.7) характеризуется убыванием прогибов слоев в указанном направлении. Третий тип (рис. 7.8) характеризуется постоянством жесткостей всех слоев непосредственной кровли и является довольно редким частным случаем. Четвертый тип представляет собой различные комбинации предыдущих.

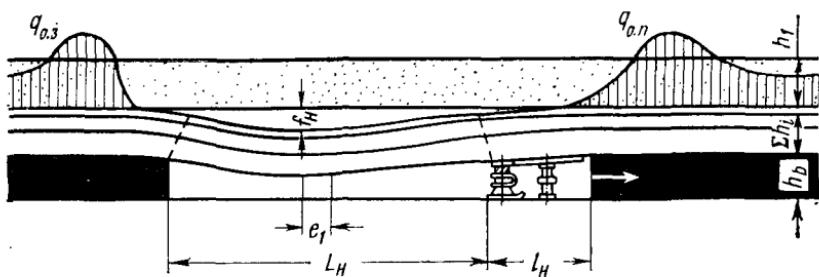


Рис. 7.6. Взаимодействие непосредственной кровли и крепи при убывающей жесткости слоев кровли (первый тип)

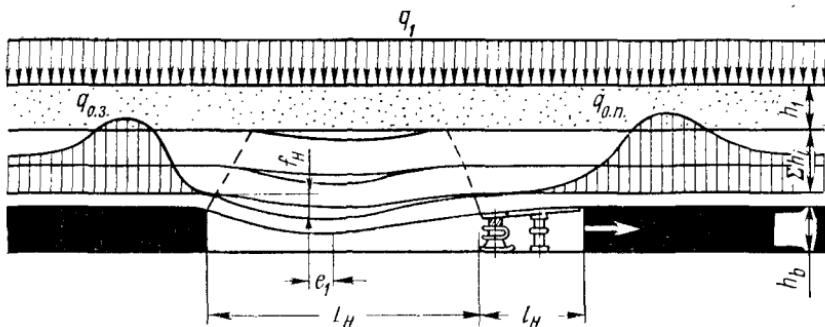


Рис. 7.7. Взаимодействие непосредственной кровли и крепи возрастающей жесткости слоев кровли (второй тип)

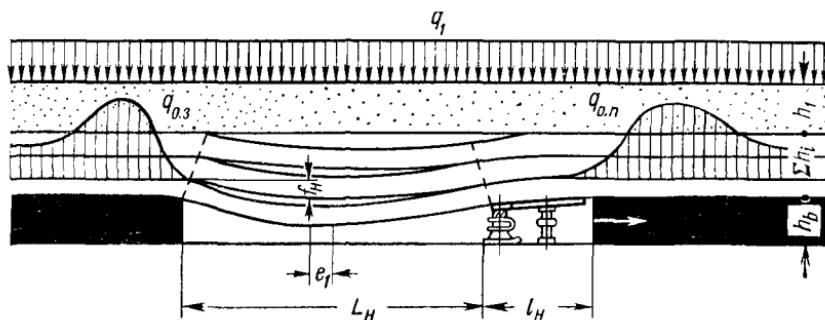


Рис. 7.8. Взаимодействие непосредственной кровли и крепи при постоянной жесткости слоев кровли (третий тип)

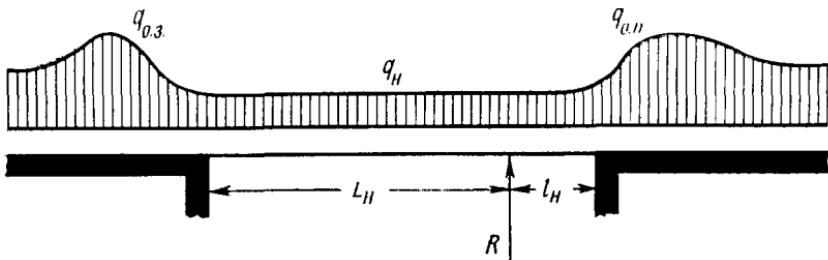


Рис. 7.9. Расчетная схема к определению реакции посадочной крепи, в период до первого обрушения непосредственной кровли

Величины реакций посадочных крепей и пролетов первых обрушений непосредственной кровли зависят, помимо прочих факторов, также и от характера трещиноватости.

Рассмотрим вначале кровлю, сложенную нетрещиноватыми породами.

Вследствие сравнительно небольших величин пролетов основной кровли, к моменту первого обрушения непосредственной кровли, а также вследствие наличия расслоения между непосредственной и основной кровлями, деформируемости краевых зон заднего целика угля и забоя, а также вследствие податливости посадочной крепи влияние закрепляющих нагрузок не может, по-видимому, в этот период достигать существенных значений. Поэтому без больших погрешностей можно ограничиться допущением полного защемления слоев непосредственной кровли по всему опорному контуру.

Очевидно, для всех типов строения непосредственной кровли можно принять однотипную расчетную схему, представленную на рис. 7.9. Влияние почвы, заключающееся в ее деформировании (в том числе и под влиянием опорного давления) и вдавливании крепи, можно включить в податливость крепи или за малостью пренебречь им.

Для первого типа непосредственной кровли уравнение совместности деформаций посадочной крепи нарастающего сопротивления и кровли можно написать в виде

$$y_c = y_q - y_R = \frac{R}{\lambda}, \quad (7.12)$$

где y_q — прогиб непосредственной кровли над посадочной крепью; y_R — прогиб, создаваемый реакцией посадочной крепи; λ — жесткость посадочной крепи нарастающего сопротивления. С учетом ползучести

$$y_q = \xi^* \frac{1}{24} \frac{q_n L_n^2 l_n^2}{E_n I_n}. \quad (7.13)$$

где ξ^* — коэффициент увеличения прогиба слоев вследствие ползучести; q_n — нагрузка для первого типа кровли; E_n —

модуль упругости породы нижнего слоя; I_n — момент инерции нижнего слоя.

Помимо того

$$y_R = \frac{1}{3} \frac{RL_n^2 l_n^3}{E_n I_n (L_n + l_n)^3}. \quad (7.14)$$

Подставляя значения y_R и y_q в уравнение (7.12), получим

$$R = \frac{\xi^* q_n L_n^2 l_n^2 (L_n + l_n)^3}{8 \left[L_n^3 l_n^3 + 3 (L_n + l_n)^3 \frac{E_n I_n}{\lambda} \right]}. \quad (7.15)$$

Предельный пролет L_n при $\frac{a}{b} > 2,5$ исходя из теории плит может быть определен на основании изложенного в главе VI

$$L_n = \xi_{из} \sqrt{\frac{2\sigma_{пч. из} h_n^2}{q_n (1 - \mu_n^2)}}, \quad (7.16)$$

где $\xi_{из}$ — коэффициент уменьшения пролета вследствие ползучести при изгибе;

или по формуле В. Д. Слесарева

$$L_n = 2,44 h_n \sqrt{\frac{\sigma_{пч. р.}}{q_n}}. \quad (7.17)$$

Обе формулы дают близкие значения.

При $\frac{a}{b} < 2,5$ L_n представляет собой эквивалентный пролет и может быть определен по формулам:

$$L_n = b \sqrt{\frac{1}{2} \beta \left(\frac{a}{b} \right) (1 - \mu_n^2)}; \quad (7.18)$$

$$b = 2\xi_{из} h_n \sqrt{\frac{\sigma_{пч. из}}{q_n (1 - \mu_n^2) \beta \left(\frac{a}{b} \right)}}. \quad (7.19)$$

Здесь $\beta \left(\frac{a}{b} \right)$ определяется по таблице, см. стр. 107.

Можно определять L_n также по формуле (7.16). В этом случае L_n является эквивалентным пролетом, связанным с действительными размерами обнажения кровли формулой (6.2) или (6.6).

Из формулы (7.15) видно, что вплоть до момента трещинообразования при малых l_n сравнительно с L_n и при значительной податливости посадочной крепи ее реакции не могут достигать больших величин. В момент же образования трещин

у опор нагрузка на посадочную крепь может значительно возрастать, так как в этом случае

$$R = \frac{q_n L_n}{2}. \quad (7.20)$$

Из формулы (7.15) ясно, что R может изменяться в весьма широких пределах в зависимости от $\frac{E_n I_n}{\lambda}$.

При $\lambda \rightarrow 0$ $R \rightarrow 0$; при $\lambda \rightarrow \infty$ R достигает максимума:

$$R_{\max} = \xi^* \frac{1}{8} \frac{q_n (L_n + l_n)^3}{L_n l_n}. \quad (7.21)$$

В случае применения посадочных крепей постоянного сопротивления формула (7.15) теряет свой смысл, так как величина R , если не учитывать влияния вдавливаний в почву и кровлю, определяется конструкцией крепи и изменяется в очень широких пределах. При этом минимальное значение реакции крепи не должно быть менее его значения, определяемого формулой (7.21). Разумеется, приведенное решение является приближенным.

Принцип расчета реакции посадочной крепи и пролетов первого типа непосредственной кровли остается справедливым и для других ее типов при условии правильного определения входящих в расчет величин. Для второго типа кровли расчет следует вести последовательно для всех слоев кровли, полагая интенсивность нагрузки $q_i = \gamma_i h_i$ и подставляя значение $E_i I_i$ для каждого слоя. Для третьего типа кровли следует учитывать изменение величины пролетов по формуле

$$\eta_2 = \frac{2l_n - h_{n+1}}{2l_n}.$$

Опыты на объемных моделях показывают, что трещиноватые слои деформируются и разрушаются подобно несплошным (состоящим из отдельных блоков) свободно опертым плитам. Их пролеты по простиранию при сохранении длины лавы уменьшаются по сравнению с нетрещиноватыми породами на 30—60% в зависимости от частоты, ширины и ориентировки трещин, а также соотношения мощности слоя к пролету по простиранию b .

Точных расчетов предельных пролетов для твердых трещиноватых слоистых пород пока не имеется.

§ 7.

Расчеты крепей

в стадии деформирования основной кровли

Как показано выше, в рассматриваемой стадии основная кровля в пределах ширины призабойного пространства не передает нагрузок на непосредственную, поэтому реакции

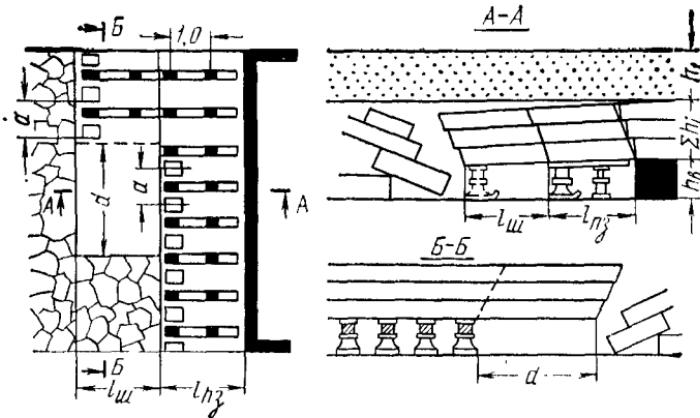


Рис. 7.10. Схема для расчета крепей при кровле II типа

и просадки крепи определяются только действием непосредственной кровли.

Ниже приводятся расчеты крепей второго, четвертого и пятого типов, для остальных см. [12].

Кровля второго типа. Расчетная схема для этих условий представлена на рис. 7.10. Реакции крепей будут максимальными при

$$l_{tp} = l_{sh}, \quad (7.22)$$

где l_{tp} — частота трещин; l_{sh} — шаг посадки кровли.

Расчеты следует вести в предположении, что функции призабойной крепи сводятся к обеспечению безопасности работ, а основную нагрузку в процессе посадки кровли воспринимает посадочная крепь.

Данная задача не является плоской, но может быть сведена к двум плоским задачам, представленным в разрезах $A-A$ и $B-B$ (рис. 7.10). Упрощенные схемы этих задач представлены на рис. 7.11, a, b . Пачка пород непосредственной кровли, выделяемая трещинами, параллельными забою, и опирающаяся на крепь, работает аналогично балке на упругом основании (схемы b, v , рис. 7.11).

Для крепи нарастающего сопротивления

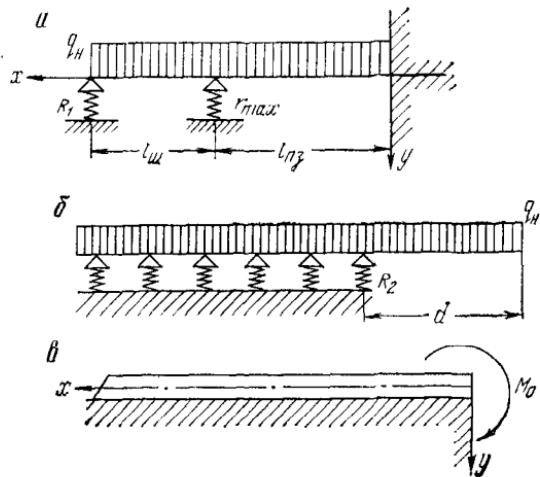
$$R_2 = y_{x=0} \lambda, \quad (7.23)$$

где $y_{x=0}$ — опускание непосредственной кровли над крайней стойкой посадочной крепи, определяемое из уравнения

$$E_n I_n \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0, \quad (7.24)$$

где E_n — модуль упругости нижнего слоя непосредственной кровли, tc/m^2 ; I_n — момент инерции нижнего слоя непосредственной кровли, m^4 ; k — постоянный коэффициент.

Рис. 7.11. Упрощенная схема для расчета крепей при кровле II типа



Решая уравнения (7.24), получим

$$y = e^{-\beta x} \left[\frac{M}{2\beta^2 E_{\text{н}} I_{\text{н}}} (\cos \beta x - \sin \beta x) \right]. \quad (7.25)$$

При $x=0$

$$y_{x=0} = \frac{M_0}{2\beta^2 E_{\text{н}} I_{\text{н}}}, \quad (7.26)$$

$$\text{где } \beta = \sqrt{\frac{\lambda}{4a_2 E_{\text{н}} I_{\text{н}}}}, \quad M_0 = \frac{q_{\text{н}} l_{\text{ш}} d^2}{2}, \quad (7.27)$$

где d — зависание кровли вдоль лавы.

Реакция посадочной крепи (тумбы, стойки)

$$R_{\text{max}} = R_1 + R_2. \quad (7.28)$$

Суммируя R_1 и R_2 и произведя необходимые преобразования, получаем для посадочной крепи нарастающего сопротивления

$$R_{\text{max}} = \gamma_{\text{ср}} l_{\text{ш}} \sum_1^n h_i \left(a_2 + \frac{d}{2} \sqrt{\frac{a_2 \lambda}{E_{\text{н}} I_{\text{н}}}} \right) + P_R, \quad (7.29)$$

где $\gamma_{\text{ср}}$ — средний удельный вес пород непосредственной кровли,

$$d = h_{\text{н}} \sqrt{\frac{1}{3} \frac{\sigma_{\text{пч. из}}}{\gamma_{\text{ср}} \sum_1^n h_i}}, \quad (7.30)$$

где $h_{\text{н}}$ — мощность нижнего слоя непосредственной кровли; $\sigma_{\text{пч. из}}$ — предел прочности на изгиб породы нижнего слоя непосредственной кровли.

Величина начального распора посадочной крепи должна быть не менее реакции стойки призабойной крепи

$$P_n = r_{\max} = 0,5 \gamma_{cp} l_{n3} \sum_1^n h_i, \quad (7.31)$$

где l_{n3} — минимальная ширина призабойного пространства.

Из формулы (7.29) видно, что при трещиноватой кровле второго типа реакции крепи нарастающего сопротивления зависят не только от прочностных характеристик пород непосредственной кровли и воспринимаемой ею нагрузки, но и от отношения жесткостей кровли и крепи.

Просадка призабойной крепи достигает максимума при крайнем положении посадочной крепи и определяется из условия

$$\Delta h_{\max} = \frac{R_{\max}}{\lambda}. \quad (7.32)$$

Из формулы (7.32) следует, что величина опускания непосредственной кровли в рассматриваемой стадии помимо прочих факторов зависит также от отношения жесткости крепи и кровли.

Реакция посадочной крепи постоянного сопротивления

$$R_{\max} = 0,5 \gamma_{cp} l_{sh} (a_2 + d) \sum_1^n h_i. \quad (7.33)$$

Реакция призабойной крепи постоянного сопротивления при посадке на призабойную крепь

$$r_{\max} = 0,5 \gamma_{cp} b_2 (a_2 + d) \sum_1^n h_i. \quad (7.34)$$

Значения R_{\max} и λ определяются по формулам (7.32) и (7.29) графически. Для этого необходимо задаться четырьмя-пятью значениями жесткости в пределах $\lambda = 2000 \div 5000$ км/м; затем, пользуясь формулами (7.29) и (7.32), построить зависимость $R = f(\Delta h_{\max})$, на полученный график нанести характеристики выпускаемых промышленностью крепей и выбрать наиболее подходящую крепь для данных условий.

График зависимости $R = f(\Delta h)$ приведен на рис. 7.12, откуда видно, что при произвольно выбранной λ_i реакция крепи R_i может превосходить потребную реакцию R_{\min} в любое число раз и приводить к авариям.

Кровля четвертого типа. При непосредственной кровле четвертого типа, когда над забоем происходят периодические раскрытия трещин, рассматриваемая задача может быть сведена к плоской. Схема взаимодействия кровли и крепи приведена на рис. 7.13, а, а упрощенная расчетная схема — на рис. 7.13, б.

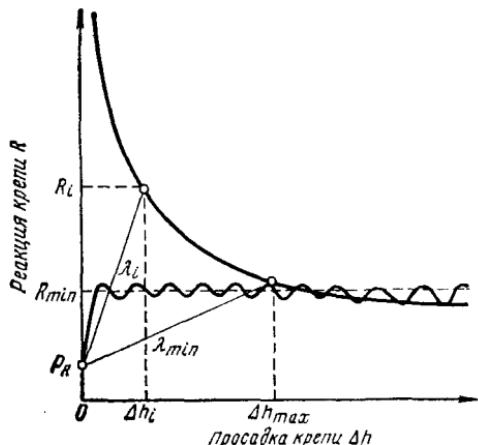


Рис. 7.12. График зависимости реакции крепи от опускания кровли II типа

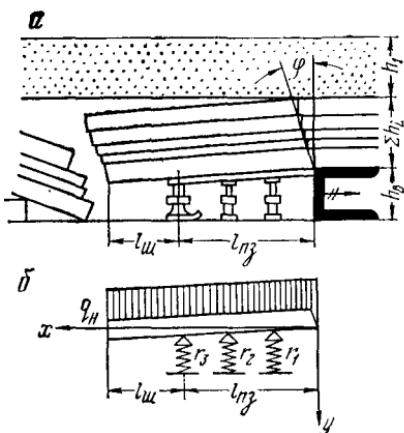


Рис. 7.13. Схема взаимодействия кровли и крепи при кровле IV типа:
а — характер взаимодействия; б — упрощенная расчетная схема

Пренебрегая наклоном трещины вследствие относительно малых величин угла φ , из уравнений равновесия и совместности деформаций всех стоек получим:

$$r_3 = \frac{q_{\text{н}} l_{\text{н}}^2}{3,2l_{\text{пз}}} \quad (7.35)$$

$$r_2 = \frac{q_{\text{н}} l_{\text{н}}^2}{4,8l_{\text{пз}}} \quad (7.36)$$

$$r_1 = \frac{q_{\text{н}} l_{\text{н}}^2}{9,6l_{\text{пз}}} \quad (7.37)$$

Очевидно, что

$$\Delta h_{\max} = \frac{q_{\text{н}} l_{\text{н}}^2}{3,2l_{\text{пз}} \lambda} \quad (7.38)$$

Следовательно, при $\lambda \rightarrow \infty$ $\Delta h \rightarrow 0$, а при $\lambda \rightarrow 0$ происходит увеличение Δh_{\max} до момента, пока слои основной кровли не лягут на обрушенные породы.

Опыты показывают, что реакцию стоек призабойной крепи в ряду, в котором возводится специальная крепь, достаточно принимать в пределах 100—150 кн/м². Следовательно, в этом случае определяется лишь реакция посадочной крепи R_{\max} .

Из уравнения равновесия

$$R_{\max} = \frac{q_{\text{н}} (l_{\text{пз}} + l_{\text{н}})^2}{2l_{\text{пз}}} + P_{\text{R}} \quad (7.39)$$

Начальный распор посадочной крепи следует принимать не меньшим, чем реакция призабойной крепи в том ряду, в котором возводится посадочная крепь, т. е. в рассматриваемом случае $P_R \geq r_3$.

Поскольку при кровле данного типа возможность поворота непосредственной кровли не ограничена (см. рис. 7.13), жесткость посадочной крепи можно принимать произвольной.

Примем просадку посадочной крепи равной $\Delta h_{\text{пр}}$. Величина опускания кровли к моменту установки нового ряда посадочной крепи будет соизмерима с $\Delta h_{\text{пр}}$. Поэтому полное опускание кровли над посадочной крепью

$$\Delta h_{\max} \approx 2\Delta h_{\text{пр}}. \quad (7.40)$$

Жесткость посадочной крепи

$$\lambda_R = \frac{R}{\Delta h_{\text{пр}}} = \frac{q_h l_h^2}{2l_{\text{пз}}\Delta h_{\text{пр}}}. \quad (7.41)$$

Жесткость призабойной крепи

$$\lambda_2 = \frac{r_3}{2\Delta h_{\text{пр}}}. \quad (7.42)$$

Очевидно, что

$$\frac{\lambda_R}{\lambda_2} = \frac{2R}{r_3} > 1, \quad (7.43)$$

т. е. отношение жесткости призабойной и специальной крепей должно быть прямо пропорционально отношению их реакций.

На практике условие (7.43) обычно не соблюдается, вследствие чего посадочная крепь до момента посадки кровли выдерживает относительно малые нагрузки, которые затем, при удалении призабойной крепи, возрастают динамически.

Призабойная же крепь оказывается более жесткой и работает с перегрузкой.

Для крепей постоянного сопротивления при посадке на призабойную крепь

$$r_{\max} = \frac{q_h l_h^2}{4l_{\text{пз}}}. \quad (7.44)$$

Кровля пятого типа. Состояние непосредственной кровли в лавах, особенно при данном типе трещиноватости кровли, зависит от величины опускания. С увеличением угла наклона кровли возрастают высота щелей расслоения и взаимное перемещение слоев, происходит разрушение связей между слоями по контактным поверхностям, потеря сил трения и сопротивления сдвигу по трещинам. Поэтому кровля, представляющая собой при малых ее наклонах сооружение, подобное несплошной плите, при больших опусканиях превращается в тело, состоя-

шее из отдельных, в основном не связанных между собой частей.

Своевременное возведение крепи не позволяет отдельным блокам непосредственной кровли, разделенным трещинами и слоистостью, полностью потерять связь друг с другом. Вследствие неровностей трещин, малой их ширины, шероховатости контактных поверхностей непосредственная кровля и в этих условиях сохраняет некоторую, хотя и небольшую, несущую способность.

При рассматриваемом типе трещиноватости пород кровли целесообразно принимать шаг обрушения минимальным.

Применение посадочной крепи в данных условиях не требуется; максимальная реакция призабойной крепи определяется по формуле

$$r_{\max} = \gamma_{cp} a_2 b_2 \sum h_i. \quad (7.45)$$

При посадке на призабойную крепь

$$r_{\max} = \frac{1}{m} \left[\frac{\gamma_{cp} \sum h_i l_n^2}{2l_n} + P_R \right], \quad (7.46)$$

где m — число стоек на 1 м длины забоя; обычно принимают 3—4.

Просадка крепи определяется влиянием основной кровли.

§ 8.

Методы расчета крепей постоянного сопротивления

Индивидуальные крепи постоянного сопротивления характеризуются тремя параметрами: реакцией, максимальной просадкой и начальной просадкой, соответствующей моменту развития полной реакции.

Максимальные реакции стоек нарастающего сопротивления подсчитываются по пределам нагрузок, не зависящим от величин опускания кровли. Таковы же пределы нагрузок и на крепи постоянного сопротивления. Следовательно, реакции крепей постоянного сопротивления в зависимости от типа непосредственной кровли и ее структуры определяются по приведенным выше формулам.

Просадка стойки постоянного сопротивления в месте перегиба характеристики

$$\Delta h_{\text{нац}} = \Delta h_1, \quad (7.47)$$

где Δh_1 — просадка стойки в первом ряду крепи от забоя,

$$\Delta h_1 = 0,5 \frac{h_B}{n} \frac{l_n}{L_1}, \quad (7.48)$$

где n — число рядов крепи по ширине l_n .

При произвольном выборе крепи может оказаться, что крепь будет действовать, как штамп, внедряясь в почву и кровлю и ухудшая ее устойчивость. Такое явление может иметь место, например, при $\Delta h_{\text{нач}} > \Delta h_1$.

При $\Delta h_{\text{нач}} > \Delta h_1$ и $\Delta h_{\text{max}} > \Delta h_R$ будут наблюдаться расслоение непосредственной и основной кровли, раскрытие трещин и значительная потеря устойчивости кровли.

§ 9.

Расчеты крепей

в стадии осадки основной кровли

Схема совместной работы системы основная кровля — непосредственная кровля — крепь в рассматриваемой стадии приведена на рис. 7.14.

В стадии осадки основной кровли четко выделяются два типа ее взаимодействия с непосредственной кровлей. Первый тип взаимодействия определяется неравенством

$$\operatorname{tg} \epsilon_0 < \operatorname{tg} \epsilon_n. \quad (7.49)$$

В этом случае при повороте основной кровли несколько впереди очистного забоя могут образоваться дополнительные трещины, параллельные ему, что меняет условия взаимодействия кровли с крепями. Вследствие этого нетрещиноватая непосредственная кровля превращается в кровлю второго типа. Это приводит к росту опусканий непосредственной кровли, но дальнейший поворот основной кровли не вызывает увеличения опусканий непосредственной кровли.

Таким образом, в рассматриваемых условиях осадка основной кровли оказывает на крепь влияние через непосредственную кровлю, выражющееся в создании дополнительных опусканий непосредственной кровли за счет ее принудительных опережающих разломов.

Расчеты крепей для этих условий производятся по формулам, приведенным в предыдущем параграфе. Особенность задачи заключается лишь в правильном определении типа трещиноватости непосредственной кровли после выхода ее обнажений в призабойное пространство.

Второй тип взаимодействия основной и непосредственной кровли определяется неравенством

$$\operatorname{tg} \epsilon_0 > \operatorname{tg} \epsilon_n. \quad (7.50)$$

В этом случае основная кровля более интенсивно воздействует на работу непосредственной кровли: а) в стадии деформации увеличивается ее опускание вследствие принудительных опережающих разломов, увеличивается трещиноватость непосредственной кровли и снижается ее устойчивость; б) в процессе поворота создается дополнительное опускание непосред-

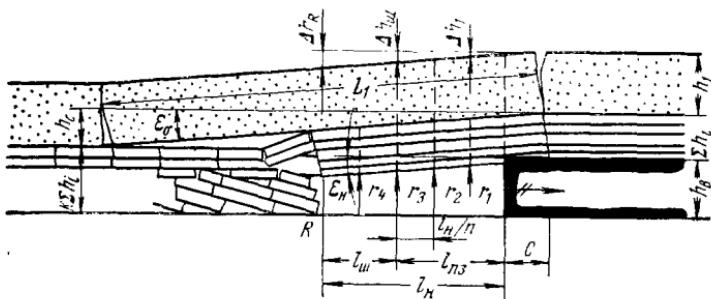


Рис. 7.14. Схема совместной работы системы основная кровля — непосредственная кровля — крепь в стадии осадки основной кровли

ственной кровли, а следовательно, и дополнительная просадка крепей, достигающая на границе обрушения непосредственной кровли (над посадочной крепью) максимальной величины Δh_R .

Чтобы не происходило резкого возрастания реакций крепей и их разрушения в период осадки основной кровли, надо, чтобы крепи имели запас просадки в пределах опусканий основной кровли над посадочной крепью — Δh_R .

В этом случае общая просадка крепей определяется суммой опусканий основной и непосредственной кровли, т. е.

$$\Delta h_{\text{общ}} = \Delta h_{\max} + \Delta h_R - \Delta h_{\text{вд}}, \quad (7.51)$$

где $\Delta h_{\text{вд}}$ — суммарное вдавливание крепи в почву и кровлю.

Из формулы (7.51) ясно, что допущение $\Delta h_{\text{вд}}=0$ идет в запас просадки крепей.

Очевидно, что

$$\Delta h_R = h_c \frac{l_n}{L_1}, \quad (7.52)$$

где h_c — предел свободного опускания основной кровли,

$$h_c = h_b - \sum h_i (k_{cp} - 1), \quad (7.53)$$

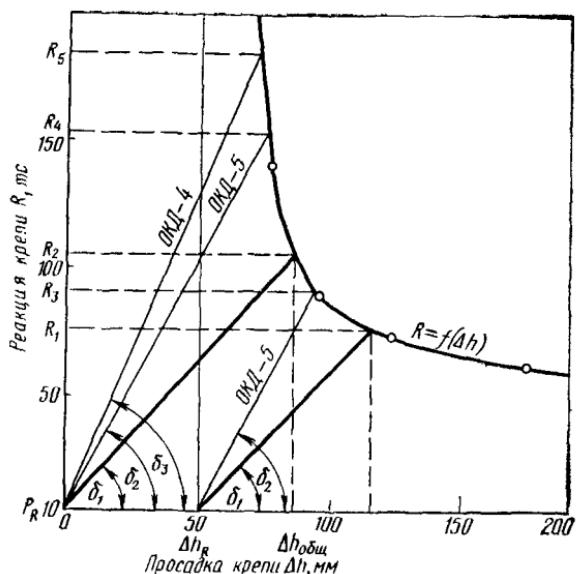
где k_{cp} — средний коэффициент разрыхления пород непосредственной кровли.

По данным практики можно принимать $h_c = (0,1 \div 0,4) h_b$, но при известных величинах k_{cp} точнее определять h_c из формулы (6.11).

Расчет крепей производится по приведенным выше формулам в следующем порядке:

1) вычерчивается для данных условий геологический разрез и уточняются механические характеристики пород, производится разбивка пород на пачки по величине жесткости слоев; 2) уточняется тип трещиноватости непосредственной

Рис. 7.15. График для определения расчетных реакций и посадок крепей



кровли; 3) определяется шаг обрушения основной кровли L_1 по формуле (6.13); 4) определяется расстояние между стойками в ряду a_2 и между рядами b_2 ; 5) определяется начальный распор P_R ; 6) рассчитываются реакции и просадки крепей; этот расчет следует производить, задаваясь не менее чем четырьмя-пятью различными значениями жесткости крепи, так как в формулах имеются две неизвестные величины R и λ ; окончательно они определяются графически; 7) определяется величина максимальной дополнительной просадки крепи под влиянием основной кровли Δh_R ; 8) строится график зависимости $R=f(\Delta h)$, как представлено на рис. 7.15 (по точкам, указанным в п. 6); 9) подбираются нужные крепи из числа выпускаемых промышленностью.

Пример подбора посадочной крепи для конкретных условий показан на рис. 7.15. Вначале из точки P_R под углом δ_1 наносится предпочтительная характеристика искомой крепи (жирные линии). Затем наносятся характеристики имеющихся крепей (например, ОКД-5, ОКД-4), каждая из которых имеет свою жесткость, т. е. свой угол наклона δ_2 , δ_3 и т. д.

Окончательно применяется крепь, наиболее близкая к искомой.

При отсутствии влияния осадок основной кровли начало координат перемещается в точку $\Delta h = \Delta h_R$ (в данном примере $\Delta h = 50$ мм); соответствующее этому случаю построение показано правее ординаты $\Delta h = \Delta h_R$.

Призабойные крепи служат для предотвращения незакономерных обрушений непосредственной кровли, поэтому их доста-

точно рассчитывать на полный вес непосредственной кровли, принимая

$$a_2 = kb_2, \quad (7.54)$$

где k — постоянный коэффициент;

$$r_{\text{расч}} = k\gamma_{\text{ср}}a_2^2 \sum h_i. \quad (7.55)$$

Число стоек на 1 м²

$$n_2 = \frac{r_{\text{расч}}}{r_{\text{ст}}}, \quad (7.56)$$

где $r_{\text{ст}}$ — рабочая реакция одной стойки.

§ 10.

Расчеты механизированных крепей

Различные типы механизированных крепей весьма сильно отличаются одна от другой по конструкции и техническим характеристикам. Однако они имеют общие характерные особенности, к числу которых относятся: использование гидростоек с высокой рабочей реакцией; относительно малая ширина поддерживаемого призабойного пространства $l_{\text{пз}}$; малый шаг передвижки $l_{\text{ш}}$; возможность последовательного перемещения секций вслед за выемкой; относительно большие площади опорных элементов и др.

В настоящее время можно выделить как наиболее перспективные крепи двух типов: поддерживающего и оградительно-поддерживающего.

Взаимодействие крепи поддерживающего типа с вмещающими породами, по данным наших исследований, и для наиболее характерных условий схематично представлено на рис. 7.16.

Расчеты механизированных крепей, также должны производиться с учетом типа трещиноватости пород, наличия или отсутствия влияния основной кровли, шага и порядка передвижки.

При малой величине шага передвижки секций расчеты для средней части лавы без больших ошибок могут быть приведены к плоской задаче. В этом случае они сводятся к расчетам, в известной мере аналогичным расчетам индивидуальных крепей при непосредственной кровле III, IV и V типов.

Расчеты следует производить для максимальной ширины призабойного пространства

$$l_{\text{н}} = l_{\text{пз}} + l_{\text{к}}, \quad (7.57)$$

где $l_{\text{к}}$ — глубина захвата комбайна.

Рассмотрим в качестве примера расчет крепи для кровли IV типа. Расчетная схема представлена на рис. 7.16. Углом наклона трещин φ ввиду его малости можно пренебречь.

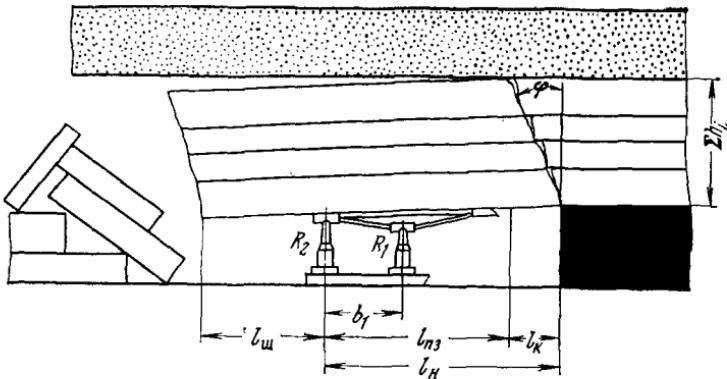


Рис. 7.16. Расчетная схема к определению реакций механизированной крепи поддерживающего типа

Уравнение равновесия

$$M_q - M_{R_1} - M_{R_2} = 0 \quad (7.58)$$

или

$$\frac{q_h(l_h - l_w)^2}{2} = R_1(l_h - l_w) + R_2l_h. \quad (7.59)$$

При убывающей жесткости пород непосредственной кровли шаг обрушения определяется по формуле

$$l_w = h_n \sqrt{\frac{1}{3} \frac{\sigma_{\text{пч. из}}}{\gamma_{\text{ср}} \sum_1^n h_i}}. \quad (7.60)$$

При возрастающей жесткости пород непосредственной кровли шаг обрушения определяется по формуле

$$l_w = \sqrt{\frac{1}{3} \frac{\sigma_{\text{пч. из}} h_i^2}{q_i}}. \quad (7.61)$$

Нагрузка определяется из условия

$$q_h = \gamma_{\text{ср}} \sum h_i. \quad (7.62)$$

Очевидно, что

$$\frac{R_1}{\Delta h_1} = \frac{R_2}{\Delta h_2}, \quad (7.63)$$

где Δh_1 и Δh_2 — опускания кровли над передней и задней стойками.

Уравнение совместности деформаций стоек

$$\frac{\Delta h_1}{l_h - b_2} = \frac{\Delta h_2}{l_h}. \quad (7.64)$$

Окончательно получим

$$R_2 = \frac{q_h (l_h + l_w)^2 l_h a_2}{2 [l_h^2 + (l_h + b_2)^2]} + P_R, \quad (7.65)$$

где a_2 — расстояние между серединами соседних секций крепи по падению.

Аналогично

$$R_1 = \frac{q_h (l_h + l_w)^2 (l_h - b_2) a_2}{2 [l_h^2 + (l_h - b_2)^2]} + P_R. \quad (7.66)$$

Абсолютный максимум реакций будет при условии $R_1 = 0$; тогда

$$R_{\max} = \frac{q_h (l_h + l_w)^2 a_2}{2 l_h} + P_R. \quad (7.67)$$

Максимальная просадка крепи под давлением осадки основной кровли определяется по формуле

$$\Delta h_R = h_c \frac{l_h}{L_1}. \quad (7.68)$$

Пример. Дано: $\gamma_{cp} = 25 \text{ кН/м}^3$; $\sum h_i = 8 \text{ м}$; $l_{w3} = 3 \text{ м}$; $l_k = 0,5 \text{ м}$; $l_h = 3,5 \text{ м}$; $l_m = 1,5 \text{ м}$; $a_2 = 1 \text{ м}$; $b_2 = 1 \text{ м}$; $P_R = 150 \text{ кН}$. Произвести расчет крепи.

Решение. 1. Определяем реакцию передней стойки:

$$R_1 = \frac{2,5 \cdot 8 (3,5 + 1,5)^2 (3,5 - 1)}{2 [3,5^2 + (3,5 - 1)^2]} + 15 = 34 + 15 = 490 \text{ кН}.$$

2. Определяем реакцию задней стойки:

$$R_2 = \frac{2,5 \cdot 8 (3,5 + 1,5)^2 \cdot 3,5}{2 [3,5^2 + (3,5 - 1)^2]} + 15 = 47 + 15 = 620 \text{ кН}.$$

3. Определяем максимальную реакцию стойки:

$$R_{\max} = \frac{2,5 \cdot 8 (3,5 + 1,5)^2}{2 \cdot 3,5} + 15 = 71 + 15 = 860 \text{ кН}.$$

4. Определяем максимальную просадку крепи по формуле (7.68).

5. По найденным реакциям, мощности пласта и ее изменениям подбираем подходящий тип механизированной крепи.

Анализ показывает, что только при трещиноватости V типа непосредственной кровли, когда крепи работают в режиме, близком к независимому, можно определять нагрузки на крепь в kH/m^2 ; в каждом из остальных случаев крепи работают в совместном с породами режиме, реакции крепей имеют своеобразную динамику и периодически достигают максимума, который и следует определять.

Глава VIII.

ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМАЦИИ И РАЗРУШЕНИЙ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ РАЗРАБОТКЕ КРУТЫХ ПЛАСТОВ

§ 1.

Особенности деформаций и разрушений наклонных балок под влиянием собственного веса

Возрастание угла падения вносит существенные изменения в качественную и количественную сторону процессов деформаций и разрушений кровли. Силы веса слоев, слагающих кровлю при углах падения, отличных от нуля, могут быть разложены на две составляющие, одна из которых, действующая по нормали к слоистости, называется нормальной, а другая, действующая в направлении слоистости,— продольной. Это обстоятельство приводит к асимметрии напряженного состояния верхней части слоев кровли и их прогибов и оказывает все более существенное влияние на процессы деформаций и разрушений при углах падения более 30° , особенно при крутом падении.

Рассмотрим деформации балки, наклоненной под углом α к горизонту и находящейся под действием сил собственного веса.

Очевидно, нормальную составляющую можно определить по формуле

$$P_\alpha = \frac{P_{\alpha=0}}{\cos \alpha}. \quad (8.1)$$

Для теоретических исследований данного вопроса обычно использовалась плоская задача.

В лабораторных условиях подобная же плоская модель использовалась почти всеми исследователями, начиная от М. Файоля и до последних исследований. Эти представления не совсем приемлемы.

Балка, наклоненная под углом к горизонту и находящаяся под действием сил собственного веса, испытывает совместный изгиб и растяжение-сжатие. На основании принципа аддитивности действия сил напряжение балки выразится суммой указанных компонентов:

$$\sigma = 3 \frac{\gamma l}{h} \left(\frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right) + \frac{\gamma (2x - l) \sin \alpha}{2}, \quad (8.2)$$

где l — пролет; h — мощность слоя; x — расстояние от рассматриваемого сечения до нижней заделки.

Из формулы (8.2) вытекает, что в нижней части балки будут действовать дополнительные сжимающие, а в верхней — дополнительные растягивающие напряжения.

Поскольку у горных пород $\sigma_{\text{пч. сж}} > \sigma_{\text{пч. р}}$ наиболее опасным является сечение у верхней заделки при $x=l$. Предельный пролет определяется из условия

$$\delta_{\text{пч. р}} = \frac{\gamma l^2}{2h} \cos \alpha + \frac{\gamma l}{2} \sin \alpha. \quad (8.3)$$

После преобразования получим

$$l_{\text{пред}} = \xi \left(\sqrt{\frac{h^2}{4} \operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{2h\delta_{\text{пч. р}}}{\gamma \cos \alpha}} - \frac{h}{2} \operatorname{tg} \alpha \right). \quad (8.4)$$

Обычно в литературе значение предельного пролета приводится без учета продольной составляющей в следующем виде:

$$L_{\text{пред}} = \sqrt{\frac{2h\delta_{\text{пч. р}}}{\gamma \cos \alpha}}. \quad (8.5)$$

Если в выражении (8.4) принять $\xi=1$, то при углах падения до $50-60^\circ$ расхождение в значениях $l_{\text{пред}}$ и $L_{\text{пред}}$, получаемых из выражений (8.4) и (8.5), невелико. Однако уже при углах падения порядка 70° расхождение становится весьма значительным. Выражение (8.4) не учитывает непостоянства модуля упругости и позволяет указать лишь место образования трещин для первой стадии работы кровли, т. е. в период до первого ее обрушения.

Балки, рассеченные трещинами, ориентирующимися в направлении, нормальному к их продольной оси, при достижении предельного пролета теряют несущую способность, разделяясь на две части — нижнюю и верхнюю, каждая из которых испытывает поворот.

Расстояние от нижней заделки до места раскрытия трещин (места наибольшего опускания кровли) определяется из формулы

$$l_1 = \frac{l}{2} \left(1 + \frac{h}{l} \operatorname{tg} \alpha \right), \quad (8.6)$$

где l — пролет по падению.

При $\alpha=0^\circ$, $l_1 = \frac{l}{2}$; при $\operatorname{tg} \alpha = \frac{l}{h}$, $l_1 = l$, т. е. $l_2 = 0$. С возрастанием угла падения вплоть до $\operatorname{tg} \alpha = \frac{l}{h}$ место максимального опускания кровли все более перемещается от середины к верхней опоре.

Из формул (8.4), (8.6) следует вывод о том, что для трещиноватых и нетрещиноватых наклонных балок наиболее

опасным местом в отношении разрушения является их верхняя часть.

Приведенные здесь закономерности справедливы и для слоистой кровли крутых пластов.

§ 2.

Особенности деформаций и разрушений кровли крутых пластов при отработке лавами по простирианию с полным обрушением

Изменения процессов деформаций и разрушающей слоистой кровли крутых пластов не ограничиваются изменениями, приведенными в предыдущем параграфе. Обоснованная схема развития разрушений пород кровли при крутом падении в плоскости пласта представлена на рис. 8.1, а схема взаимодействия непосредственной и основной кровли в сечении по падению — на рис. 8.2.

При крутом падении по мере отхода от заднего целика нарастание обнажений вмещающих пород, а следовательно, и порядок накопления деформаций в значительной мере аналогичные таковым при пологом падении, однако первое обрушение происходит главным образом в верхней половине обнажения кровли и лишь частично в нижней (см. рис. 8.1 и 8.2).

Значительная часть кровли над откаточным штреком не обрушается. Это объясняется тем, что обрушившиеся породы устремляются в нижнюю часть выработанного пространства, разрыхляются и подбучивают кровлю, уменьшая пролет ее обнажения по восстанию.

Первые обрушения основной кровли имеют форму, близкую к эллипсам (рис. 8.1).

Как и при горизонтальном залегании, здесь имеет место расслоение и значительное сокращение пролетов верхних слоев по сравнению с нижними.

В этой стадии динамика опорного давления и деформаций почвы и опорных целиков имеет также свою специфику.

В стадии установившегося режима работы основной кровли формы ее обрушений показаны на рис. 8.1 сплошными линиями. Отличительной особенностью является перепуск некоторого количества не успевших слежаться обрушенных пород в нижнюю часть выработанного пространства при удалении посадочной крепи в направлении снизу вверх. Эти породы подбучивают кровлю в нижней части выработанного пространства, вследствие чего дальнейшее обрушение кровли еще более локализуется в верхней части ее обнажений.

Степень дробления пород и коэффициент их разрыхления в направлении вдоль забоя не постоянны: в нижней части

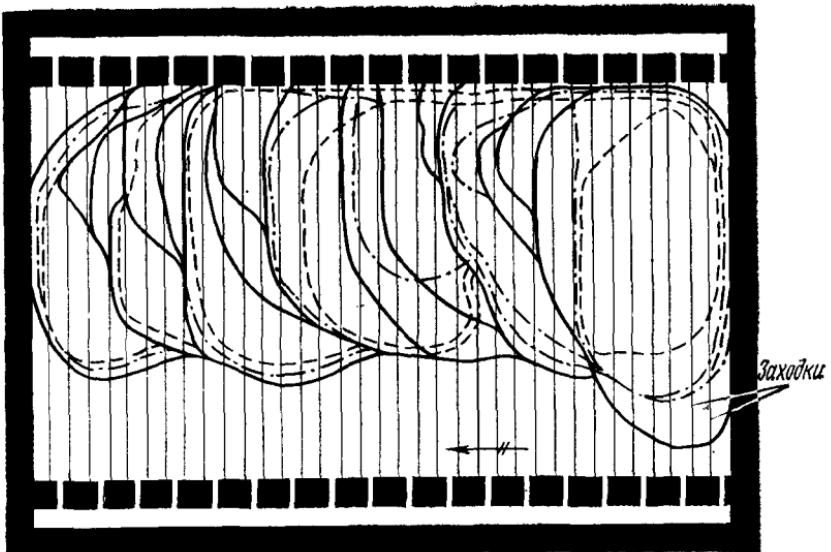


Рис. 8.1. Схема развития разрушений пород кровли в плоскости крутого пласта

породы более сильно раздроблены, что свидетельствует о непостоянстве значений коэффициента разрыхления вдоль забоя. Очевидно, коэффициент разрыхления будет иметь максимальное значение в нижней части выработанного пространства и минимальное — в верхней.

Метод определения коэффициентов разрыхления пород на крутом падении нуждается в разработке, ориентировочно можно считать, что в нижней части можно принимать k_p до 1,5.

Приведенные особенности разрушения кровли при крутом падении пласта показывают неприемлемость воспроизведения этих условий на плоской модели.

Особенности деформации и разрушения пород кровли при работе с полным обрушением на крутом падении сводятся к следующему:

1. По мере увеличения угла падения пласта возрастает значение продольных составляющих сил веса пород, приводящее к существенным изменениям напряженного состояния.

2. Подбучивание нижней части выработанного пространства, а также уменьшение пролетов обрушающихся слоев приводят к тому, что обнажение основной и непосредственной кровли по падению резко уменьшается.

При данном способе управления кровлей и достаточно большой глубине работ процессы разрушения пород могут прекратиться, достигнув некоторого слоя, обнажения которого окажутся меньше предельно допустимых: Чаще всего таким слоем бывает основная кровля или порода-мост.

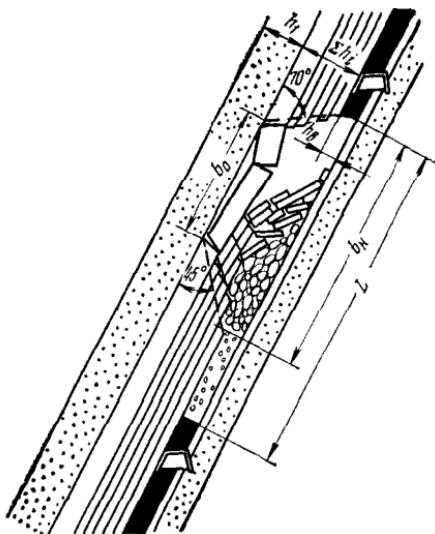


Рис. 8.2. Схема взаимодействия основной и непосредственной кровли при крутых пластах (разрез по падению)

3. При отработке пласта прямым ходом (в пределах всего шахтного поля или участка) и применении полного обрушения кровли надежное поддержание вентиляционного штрека возможно лишь при полной самозакладке выработанного пространства. Однако при этом вследствие подбучивания нижней части непосредственной кровли минимальная ее мощность, необходимая для обеспечения подбучивания основной кровли и целика под вентиляционным штреком, значительно возрастает по сравнению с пологим падением и может быть приближенно определена по формуле

$$\sum_1^n h_i = 0,7 b_{\text{H}} - \sqrt{0,5 b_{\text{H}} \frac{1,43 t h_{\text{B}}}{k_{\text{cp}} - 1}}. \quad (8.7)$$

Очевидно, $\sum_1^n h_i$, обеспечивающая подбучивание междуэтажного целика:

$$\sum_1^n h_i \geq \frac{lh_B}{b_H(k_{cp}-1)}. \quad (8.8)$$

4. При отработке пласта обратным ходом, когда отпадает необходимость поддержания вентиляционного штрека, значение $\sum_{i=1}^n h_i$ может быть весьма сильно снижено. В этом случае выработанное пространство ниже породы-моста может оставаться не заполненной породами.

Минимально необходимая мощность пород непосредственной кровли для этих условий

$$\sum_1^n h_i \geq \frac{h_b (l - b_h)}{b_h k_{cp}}. \quad (8.9)$$

Обычно для этих целей достаточно удовлетворить условие

$$\sum_1^n h_i \geq (2 \div 3) h_b.$$

Следовательно, при работе обратным ходом область применения полного обрушения кровли весьма сильно расширяется.

Это выражение применимо только при отсутствии массовых внезапных обрушений основной кровли, которые могут приводить к завалам лав. Основная кровля в этих условиях должна рассчитываться не на кратковременную, а на длительную прочность.

5. Коэффициент разрыхления в рассматриваемом случае изменяется вдоль забоя в направлении от откаточного штreta к вентиляционному в весьма больших пределах, чего не наблюдается при горизонтальном залегании пластов.

6. При одинаковой структуре покрывающих пород и одинаковой длине лав условия образования зоны прогиба над породами-местами при крутом падении более благоприятны.

§ 3.

Особенности расчетов горного давления при крутом падении

Для расчетов при крутом падении в рассматриваемых условиях (разработка по простиранию лавами, с обрушением кровли) могут применяться формулы, приведенные ниже, однако пролет по падению следует определять с учетом возможности его уменьшения.

Расчет предельного пролета обнажения кровли производится по формуле (8.4).

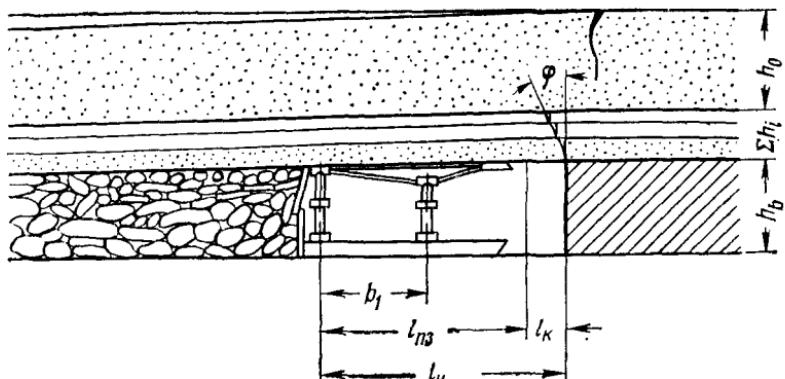
Расчет допустимости применения полного обрушения кровли производится по формулам (8.7), (8.8), (8.9) в зависимости от принятого порядка отработки этажа (прямой, обратный).

При управлении кровлей удержанием на кострах или бутовых полосах реакции крепей определяются наклоном кровли, который, при прочих равных условиях, зависит от глубины работ, величины сжатия бутовых полос или костровой крепи.

При креплении забоев деревянной рамной крепью с затяжками конструктивную просадку крепи можно принимать в пределах: $\Delta h = 50 \div 100$ мм.

При крутом падении секции механизированных крепей работают по длине лавы не в одинаковых условиях [10, 12].

а



б

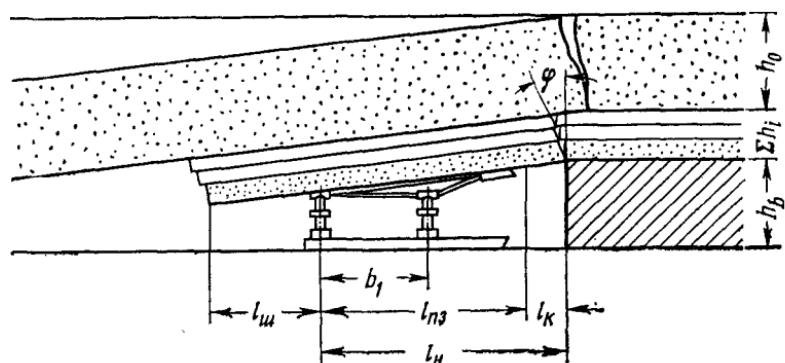


Рис. 8.3. Схема взаимодействия механизированной крепи с вмещающими породами: а — в нижней части лавы; б — в верхней части лавы

В нижней части лавы непосредственная кровля, а следовательно и основная, подбучивается; схема взаимодействия механизированной крепи с вмещающими породами показана на рис. 8.3, а. В этой части выработанного пространства предел свободного опускания кровли равен нулю. Опускания непосредственной и основной кровли происходят за счет уплотнения обрушенных пород. Следовательно, просадка (укорочение) стоек крепи минимальна и условия поддержания кровли являются наиболее легкими.

В верхней части лавы мощность обрушенных пород непосредственной кровли вследствие их скатывания вниз резко уменьшается, иногда практически до нуля, как показано на рис. 8.3, б. В этой части выработанного пространства предел свободного опускания основной кровли резко возрастает, увеличиваются углы наклона основной кровли и пределы проса-

док крепей. На этом участке лавы условия работы крепей резко ухудшаются и могут оказаться более тяжелыми, чем на пологом падении. Но в ряде случаев вследствие уменьшения площади обнажений основной кровли из-за уменьшения ее пролета (подбучивание нижней части), а так же потому, что длина лав на крутом падении принимается всегда на много меньше, чем на пологом, основная кровля может сохранять устойчивость. Это обуславливает уменьшение просадок крепей. Участок наиболее тяжелых условий работы крепей в случаях разрушений основной кровли определяется по формуле

$$L_1 = b_{\text{н}} - \sum h_i. \quad (8.10)$$

Изложенное показывает, что расчеты крепей в лавах крутым падения должны вестись не для средней лавы, а для наиболее тяжелых условий, т. е. для участков, где основная кровля имеет максимальный предел свободного опускания. Это же требование должно соблюдаться и при соответствующих исследованиях, которые нередко ведутся даже не для среднего, а для произвольно выбранных участков лавы.

Расчеты механизированных крепей на крутом падении в основном аналогичны их расчетам на пологом, но особенности работы крепей на крутом падении требуют внесения некоторых уточнений в расчеты.

1. Интенсивность нагрузки определяется по формуле

$$q_k = q_n \cos \alpha = \gamma_{cp} \cos \alpha \sum_1^n h_i. \quad (8.11)$$

2. Максимальная просадка крепи должна определяться для наиболее тяжелых условий, т. е. для участка выработанного пространства, где h_c достигает максимума:

$$\Delta h_R = h_{c\max} \frac{l_n}{L_1}. \quad (8.12)$$

3. Величина $h_{c\max}$ не может определяться по формуле (8.12), ее следует определить по аналогии или по испытаниям на моделях.

4. Общая просадка крепи определяется по формуле

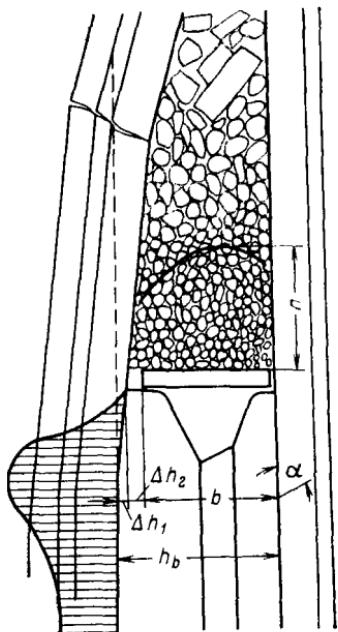
$$\Delta h_{\text{общ}} = \Delta h_{\max} + h_{c\max} \frac{l_n}{L_1}. \quad (8.13)$$

§ 4.

Расчет нагрузок на щитовые крепи

Щитовые крепи применяются для отработки крутых пластов различной мощности. Условия взаимодействия щитов с вмещающим и обрушенными породами зависят от многих факторов, основными из которых являются: мощность пласта, угол

Рис. 8.4. Схема взаимодействия щита с вмещающими породами, разрушенными породами и краевой зоной



падения, глубина работ, строение и свойства пород кровли (иногда и почвы) пласта, режим перемещения щита, его конструктивные особенности.

Условия рассматриваемого взаимодействия меняются в зависимости от режима работы кровли, в частности до первого обрушения основной кровли эти условия имеют свой характер и меньшее влияние на передачу давления на щит, а при установленвшемся движении пород кровли — другой характер и степень влияния на давление, передаваемое на щит.

На рис. 8.4 схематично для срединного сечения показаны: характер деформации пласта, обрушений непосредственной кровли и дробление пород над щитом.

Опорное давление вызывает, как известно, сжатие краевой зоны пласта у забоя на величину Δh_1 .

Разрушению кровли над забоем мешают раздробленные породы, находящиеся над щитом, поэтому обрушение непосредственной кровли происходит значительно выше щита.

Обрушенные породы, находящиеся непосредственно над щитом, выполняют также роль буфера, смягчающего удары вышележащих пород, и называются породной подушкой или породным буфером.

Режим движения щита характеризуется периодическими опусканиями и остановками. Шаг опускания щита может быть различным в зависимости от технологии выемки.

В общем случае можно выделить следующие стадии работы щита: начальная — над щитом создают первоначальную засыпку; пусковая — щит приводится в рабочее положение; выемка (подвигание щита) — попеременные опускания щита, остановки щита.

В каждой из этих стадий давления на щит имеют свою динамику, которая варьируется в зависимости от условий взаимодействия щита главным образом с породами кровли.

Опускания кровли могут приводить к следующим явлениям: а) сжатию породной подушки и возрастанию давлений на щит; б) частичным зажимам пород верхней части породной подушки, обрушающихся с отставанием, создающих ударные

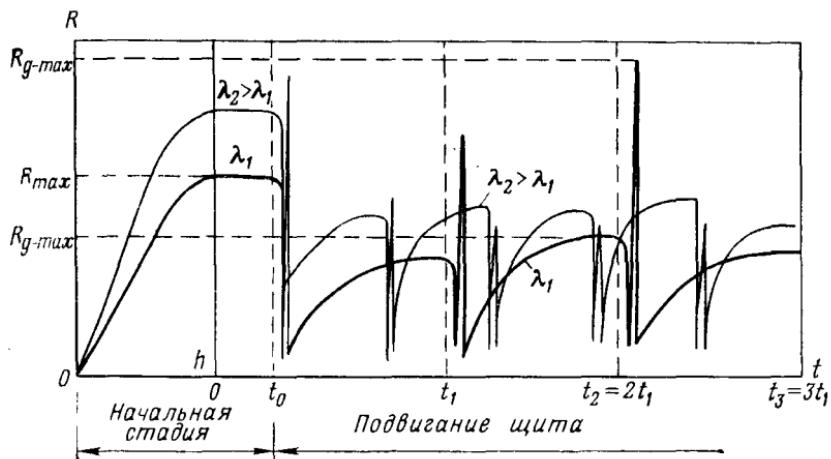


Рис. 8.5. График, характеризующий динамику реакций щита

нагрузки на щит; в) пережимам дробленых пород и прекращению их перепуска.

При дальнейшем подвигании щита породы кровли могут обрушаться крупными глыбами и при недостаточной высоте породной подушки разрушать щит.

Исследования работы крепей проводились в ряде институтов ЦНИГРИ, ВНИМИ и др. Наиболее детальные исследования были проведены в ЛГИ Е. Я. Махно [55]. Результатами этих исследований показано, что в сечении по падению давления на щит распределяются неравномерно, в общем случае эпюра давлений на щит имеет несимметричный характер, как представлено жирной линией на рис. 8.4. Максимум давлений на щит при $\alpha=90^\circ$ смещен к почве пласта. По исследованиям автора общий характер изменений давлений на щит в разных стадиях его работы показан графически на рис. 8.5, где жирная линия соответствует большому шагу опускания щита при значительных ударах о целики, а тонкая линия соответствует малому шагу его опускания и относительно незначительных ударов о целики.

Абсолютные значения давлений на щит, при прочих равных условиях, зависят от жесткости щита — λ , определяемой его конструкцией и величиной смятия угля под опорными частями щита: с возрастанием жесткости конструкции щита давления на него увеличиваются. В левой части графика рис. 8.5 показан рост давлений на щит в начальной стадии его работы в период $0 \div t_0$ в зависимости от высоты засыпки. В этой стадии при высоте засыпки h давления на щит достигают максимума [55].

В этой стадии подвигания, в начальные моменты опусканий щита (t_1, t_2, t_3 и т. д.) давление на него резко падает, так как

движение дробленых пород несколько отстает от движения щита. В моменты остановки происходят удары щита его опорными частями о целики и давления на щит (или его реакции) могут мгновенно возрастать до весьма больших величин $R_{q\text{-max}}$ и вновь падать. Максимумы пиковых нагрузок, как показано на рис. 8.5, могут сильно отличаться между собой при равных шагах опускания.

В периоды остановок давление на щит возрастает во времени до некоторых максимальных величин, не одинаковых в процессе подвигания, достигающих в некоторый момент своего абсолютного максимума — $R_{2\text{-max}}$. Давления на щит меняются не так плавно, как показано на рис. 8.5, а скачкообразно, особенно в рабочей стадии.

Изложенное показывает, что задача о расчете давлений на щит является пространственной, весьма сложной и многообразной. Во всей сложности она пока не решена.

В настоящее время решение этой задачи производится приближенными методами.

Полость над щитом рассматривается как бункер, щит — как днище бункера, а обрушенные породы — как однородная сыпучая среда. При этом учитывается площадь щита и его períметр.

Основное допущение сводится к следующему: процессы деформации и разрушений кровли и вся пространственно-временная динамика перемещений и давлений, создаваемая покрывающими и подстилающими породами, не оказывает существенного влияния на динамику давлений на щит и ее можно не учитывать.

Далее, при правильном выборе условий применения щитов и правильном ведении горных работ, в частности при уменьшении шага передвижки, ударные нагрузки на щит можно исключить или свести к допустимым минимумам.

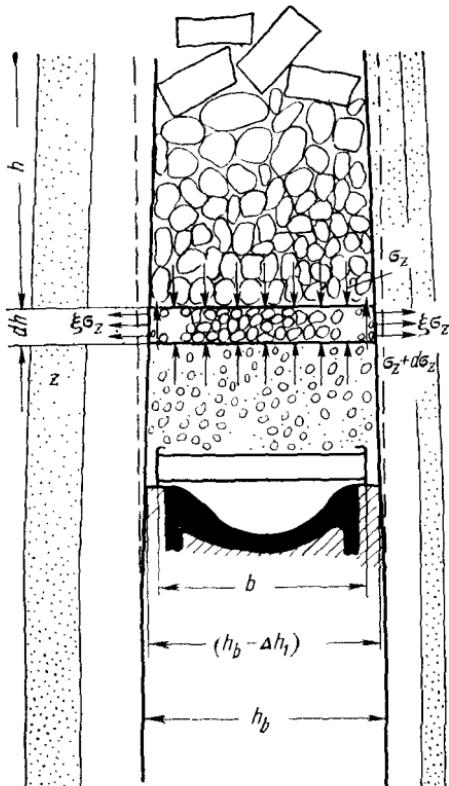
Максимальные давления на щит (см. рис. 8.5) развиваются в период начальной стадии [55], для которой и производится расчет.

При расчете нагрузок на щит в общем случае необходимо учитывать влияние торцевых стенок выработанного пространства.

Хотя трение пород о торцевые целики снижает величины нагрузок на щит, но по мере возрастания отношения длины щита L к мощности пласта h_b влияние торцевых сторон снижается и уже при отношении $\frac{L}{h_b} > 5$ (иногда при $\frac{L}{h_b} > 3$) им можно пренебречь. Поскольку обычно $\frac{L}{h_b} = (4 \div 5)$ задачу о давлении сыпучего материала на щит, в средней части его длины, вполне допустимо рассматривать как плоскую.

Расчетная схема при $\alpha = 90^\circ$ показана на рис. 8.6.

Рис. 8.6. Схема к расчету нагрузок на щит



Максимальное давление на щит определяется из условий равновесия (по Янсену)

$$(\sigma_z + d\sigma_z) b - \sigma_z b - \gamma b d h + 2f\xi\sigma_z d h = 0, \quad (8.14)$$

где f — коэффициент трения обрушенных пород о кровлю и почву; ξ — коэффициент бокового давления; γ — удельный вес сыпучих над щитом (породной подушки); (остальные обозначения ясны из рисунка).

Решение этого уравнения при $h \rightarrow \infty$ дает

$$P = \frac{k\gamma b^2}{2f\xi}, \quad (8.15)$$

где $k \geq 1,5$ — коэффициент неравномерности, или коэффициент запаса.

Максимальное давление на щит можно получить из условия равновесия

$$P = Q_z - 2 \sum_0^z t, \quad (8.16)$$

где Q_z — вес призмы пород, оказывающей давление на щит;

$\sum_0^z t$ — суммарное трение по одной из вмещающих пород.

Решение этого равенства дает

$$P = \frac{k\gamma b^2}{\frac{b}{h} + f\xi}. \quad (8.17)$$

На основании расчетов можно рекомендовать $\frac{b}{h} \approx 0,6$.

Формула (8.17) отражает фактически те же соотношения, что и формула (8.15).

Ширину нераздвижного щита следует принимать из условия

$$b = h_b - (\Delta h_1 + \Delta h_2),$$

где Δh_2 — резерв на возможные утонения пласта; можно принимать

$$\Delta h_2 \approx 0,1h_b.$$

Величина Δh_1 принимается на основе исследований на моделях, расчетов или ориентировочно равной $\Delta h_1 \approx 0,5\Delta h_2$.

При использовании раздвижных щитов следует принимать

$$b = h_b.$$

С уменьшением угла падения нагрузка на щит будет уменьшаться. Следовательно, давления, определяемые по формулам (8.15) и (8.17), являются максимальными.

§ 5.

Особенности распределения опорного давления на крутом падении

Этот вопрос изучался рядом авторов [77], [17] и др.

В распределении опорного давления на крутом падении выделяются те же задачи, что и на пологом. Однако, если на пологом падении распределение опорного давления в плоскости пласта впереди лавы является более или менее симметричным с максимумом примерно в середине лавы, на крутом выявляется резкая асимметрия его распределения. В этом случае максимум опорного давления, как правило, резко смещен к верхней части лавы, ориентируется в соответствии с деформациями основной кровли (рис. 8.7). Это имеет важное значение для вопросов надработки и подработки соседних пластов свиты, особенно в целях профилактики внезапных выбросов и горных ударов.

Конечные деформации и напряженное состояние междуэтажных целиков или массивов зависят не только от глубины работ, но и от всей технологии, в частности от опорного давления обрушенных пород. Характер напряженного состояния целиков, распределение и интенсивность опорного давления по падению и восстанию, контуры зон разгрузки в породах покрывающей и подстилающей толщ меняются в разных сечениях по падению в зависимости от удаления данного сечения от лавы.

На рис. 8.7 в сечении по падению, достаточно удаленном от забоя, представлены схема распределения опорного давления и зона разгрузки в почве. Картина физических процессов не является осесимметричной, а наоборот — резко асимметрична. Объясняется это асимметрией разрушений непосредственной и основной кровли и в целом всей зоны разрушения и различиями в работе краевых зон пласта по падению и восстанию. Уголь краевых зон междуэтажных целиков (или массива) по восстанию при раздавливании может перемещаться в

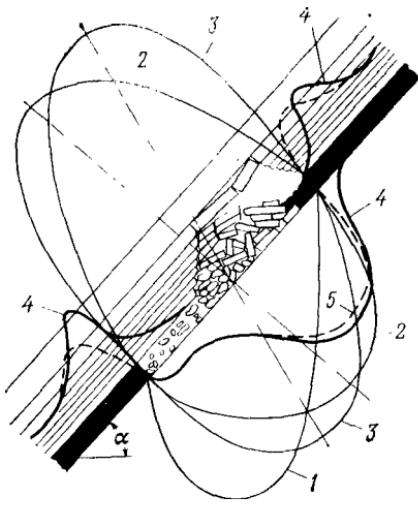


Рис. 8.7. Схема распределения опорного давления и зона разгрузки в почве при крутом падении:

1 — по В. И. Барановскому; 2 — по Д. Н. Оглоблину; 3 — по М. Ф. Шклярскому; 4 и 5 — по А. А. Борисову

выработанное пространство (см. рис. 8.7), в то время как работе краевой зоны по падению помогают обрушенные на нее породы непосредственной кровли, создающие силы подпора, препятствующие развитию ее деформаций и разрушений.

На достаточном удалении от забоя краевая зона по восстанию разрушается нередко

на значительную ширину, достигающую от 2 до 10 м, а иногда и более.

Следствием асимметрии разрушений кровли и краевых зон является и асимметрия распределения опорного давления.

Закономерности распределения опорного давления предопределяют как расположение, так и границы зон разгрузки в подстилающей толще. На рис. 8.7 показаны очертания этих зон по исследованиям автора на объемных моделях: кривая 4 соответствует случаям, в которых краевая зона по восстанию не раздавливается; кривая 5 соответствует случаям, в которых происходят раздавливание краевой зоны по восстанию.

Для сравнения здесь же показаны контуры разгрузки, полученные ранее другими авторами по исследованиям на плоских моделях, которые, к сожалению, не могут быть рекомендованы для использования.

Действительно, поскольку на плоской модели не моделируется технология выемки, крепления и управления кровлей, то и получаемые результаты не могут быть представительными, а моделируемое сечение не имеет реальных аналогов. Конечные деформации и напряженное состояние междуэтажных целиков являются результатом воздействия на них не только глубины работ, но и всей технологии, а также рассматриваемого сечения, времени уплотнения обрушенных пород и т. д. Характер напряженного состояния целиков, распределение и интенсивность опорного давления по падению и восстанию, контуры зон разгрузки в породах покрывающей и подстилающей толщ и другие параметры меняются в разных сечениях по падению в зависимости от удаления данного сечения от лавы и не могут быть воспроизведены на плоской модели.

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГОРНОГО МАССИВА

ПРИ РАЗРАБОТКЕ СВИТ ПЛАСТОВ

СИСТЕМАМИ С ДЛИННЫМИ ЗАБОЯМИ

Глава IX.

ОПОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ

§ 1.

Значение опорного давления

Опорное давление представляет повышенные, сравнительно с литостатическими, нормальные к пласту, сжимающие напряжения, действующие вблизи опорного контура, по всему его периметру. Оно создается совместным действием веса пород покрывающей толщи и суммой изгибающих моментов пород, зависящих (до поверхности).

Оно возникает при проведении любой выработки, при образовании карстовых полостей, расслоений, обрушений, т. е. во всех случаях, когда в толще горных пород образуется какая-нибудь полость, имеющая пролет, в любых породах, при любом их сложении.

В комплексе многообразных проявлений горного давления опорное давление имеет особое значение. Интенсивность опорного давления, радиусы (ширина) зон его действия и его влияние на разрабатываемый пласт, кровлю, почву, соседние пласти, а также на масштабы вызываемых им процессов являются функцией многих факторов. Проявления опорного давления играют основную роль в возникновении горных ударов, внезапных выбросов, вызывают пучение пород, снижают производительность комбайнов, устойчивость любых выработок, определяют экономичность крепей и производительность труда шахтеров, нередко проявления опорного давления препятствуют планомерному развитию работ, вызывают завалы лав, раздавливания горных выработок, различный травматизм и т. д. Но с другой стороны, они могут также использоваться для профилактики горных ударов и внезапных выбросов газов, пород и угля; для повышения производительности труда при выемке полезного ископаемого, креплении очистных забоев и управлении вмещающими породами.

Закономерности проявлений опорного давления, при прочих равных условиях, зависят от системы разработки, ее параметров, способов управления кровлей, поддержания штреков и др.

Особенно важное значение опорное давление приобретает при разработке свит пластов, когда происходят многократные подработки и надработки пластов, при больших пролетах выработок, а также по мере возрастания глубины работ и усложнении геологических условий месторождений полезных ископаемых.

В последние годы возникла новая проблема — управления опорным давлением, которая ранее не была сформулирована.

Все это показывает первостепенное значение процессов опорного давления при разработке месторождений.

Одной из наиболее важных проблем механики горных пород является проблема изучения физической природы опорного давления, создание методов его расчета и способов управления не только проявлениями опорного давления, но и вызываемыми им и сопутствующими ему физическими процессами.

§ 2.

Исследования опорного давления

Исследования опорного давления осуществлялись как в шахтных, так и в лабораторных условиях методом моделей.

В шахтных условиях в течение длительного периода выполнялись многочисленные визуальные наблюдения ширины зон опорного давления впереди и позади лавы, а также по падению.

Так, М. М. Протодьяконов для условий пологих тонких пластов Донбасса оценивает ширину зоны опорного давления позади лавы в пределах 80—100 м; Д. В. Филлипс для условий английских каменноугольных шахт оценивает ширину зоны опорного давления впереди лавы в пределах 20—250 м и т. д.

В ряде случаев в натурных условиях впереди лавы, в ее средней части проходили печи длиной до 20 м и более, в которых измерялись сближения кровли и почвы пласта и ширина передней зоны опорного давления. Однако такие исследования были относительно кратковременными.

Оценка ширины боковой зоны опорного давления производилась нередко по разрушениям крепи штреков, особенно при сплошных системах разработки; по сжатию бутовых полос.

Исследования опорного давления в шахтных условиях осуществлялись как отечественными, так и зарубежными учеными. Для этих целей применялись следующие методы: визуальный, по состоянию крепи штреков; измерения сближений кровли и почвы в специальных выработках (печах, нишах), а также на забое; измерение выхода буровой мелочи на 1 см скважины при бурении скважин в угольных пластах в пределах зон опорного давления; вдавливания штампов в стенки скважин; измерения изменений диаметра скважин, пробуренных в угольные пласти; разгрузки и др. Предпринимались

также попытки использования для этих целей изменений магнитной напряженности, изменений естественного потенциала краевых зон пласта, геофонов и др.

Многочисленные исследования этого вопроса были выполнены институтами: МакНИИ, ВНИМИ, ДонУГИ, ЛГИ и др. В качестве примеров могут быть приведены исследования М. Ф. Шклярского [77], Я. А. Бича [6] и т. д. В ЛГИ под руководством автора в течение ряда лет выполняются исследования опорного давления на угольных и сланцевых шахтах, например на шахте им. 50-летия Октября с 1970 г., гамма-гамма-методом [19] и др.

Для этих целей закладывались подземные наблюдательные станции, включавшие скважины, пробуренные из штреков и непосредственно из лавы. Из штреков бурились скважины по восстанию и падению длиною до 50 м. Для удобства ведения измерений скважины бурились из специальных ниш, проходимых из штреков, впереди очистного забоя на 35—50 м с таким расчетом, чтобы это расстояние на 10—15 м превышало ширину передней зоны опорного давления.

Для измерений плотности пласта на кафедре разработки пластовых месторождений были сконструированы шахтный радиометр АКРШ-1 и портативная шахтная каротажная установка. Методика измерений варьировалась, фиксировались изменения плотности в зависимости от расстояния до очистного забоя: а) по всей длине скважины с одновременным измерением диаметра скважины, при этом зонд (скважинный снаряд) протягивался по всей ее длине; б) зонд устанавливался в скважине в заданном положении.

Из призабойного пространства пробурилось 3—5 скважин глубиной до 15 м, в которых производились комплексные измерения по длине скважины: выхода штыба, диаметр скважины и плотности угля (рис. 9.1).

Результаты исследований показывают, что для данных условий ширина передней зоны опорного давления составляла порядка 15—16 м, а расстояние от забоя до максимума опорного давления было в пределах 8—9 м. Существенное влияние на интенсивность опорного давления оказывает направление подвигания очистных работ относительно естественной трещиноватости; проявления опорного давления уменьшаются при совпадении направления подвигания лавы и направления падения трещин.

Исследования опорного давления в лабораторных условиях осуществлялись исключительно методом моделей с использованием методов фотоупругости, тензосетки, эквивалентных материалов, компенсирующей нагрузки и комбинированными.

Наиболее представительными являлись исследования на плоских и объемных моделях из эквивалентных материалов в сочетании с методом компенсирующей нагрузки.

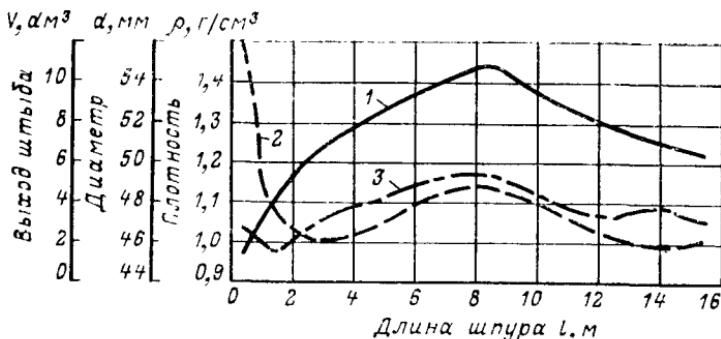


Рис. 9.1. Кривые, характеризующие распределение опорного давления впереди лавы на шахте им. 50-летия Октября:

1 — плотность; 2 — диаметр шпура; 3 — выход штыба

В литературе широко известны многочисленные исследования опорного давления методом плоских моделей, выполненные во ВНИМИ, ЛГИ, в том числе и исследования автора, а также в других институтах.

Результаты исследований опорного давления методом плоских моделей безусловно представляли большой научный и практический интерес. Необходимо остановиться на зависимости формирования опорного давления от технологии горных, в особенности очистных работ, и возможностях воспроизведения опорного давления и изучения его закономерностей методом плоских моделей.

Этим методом опорное давление изучалось при испытании моделей, выделенных по простирианию и падению.

Рассмотрим вначале случай исследования опорного давления на модели, выделенной по простирианию.

Сравнения процессов обнажений, деформаций и разрушений пород покрывающей толщи (см. гл. VI) в плоской и объемной моделях обнаруживают глубокие различия как в режиме первых обрушений толщи, так и в режиме установившегося движения. Пролеты первых обрушений непосредственной и основной кровли в плоской модели значительно меньше действительных, так как они являются лишь эквивалентными пролетами истинных обнажений. Это особенно характерно при наличии в покрывающей толще пород-мостов.

Для этой стадии имеем

$$\frac{l_{\text{э. ст}}}{b_{\text{осн}}} = \frac{n}{n+1},$$

где $l_{\text{э. ст}}$ — эквивалентный пролет основной кровли, равный пролету плоской модели; $b_{\text{осн}}$ — действительный пролет основной кровли.

Непосредственно перед первым обрушением основной кровли

$$n = \frac{a}{b_{\text{осн}}} > 1,$$

где a — длина лавы.

При отходе лавы от заднего целика до первого обрушения отношение $a/b_{\text{осн}}$ уменьшается, а не увеличивается. Поэтому нередко высказываемое предположение о том, что в этот период можно считать длину лавы бесконечной, лишено каких бы то ни было оснований. Кроме того, оно не имеет и смысла, так как не позволяет определить правильность пролета первого обрушения основной кровли, который в функции эквивалентного пролета определяется по формуле

$$b_{\text{осн}} = \frac{al_{\text{э. осн}}}{a - b_{\text{э. осн}}}.$$

Исследования показывают, что для этого периода разница между размерами пролетов, полученными на плоской модели, и действительными может достигать двукратной величины. Поэтому и максимумы опорного давления, полученные на плоских моделях, в сечениях по простирации могут быть весьма сильно занижены.

Во многих случаях наблюдается асимметрия прогиба кровли, образующаяся в результате закономерного накопления деформаций ползучести. Асимметрия прогибов кровли может приводить к перемещению максимума опорного давления от середины лавы в направлении к откаточному штреку (см. гл. VI).

Поскольку в данном режиме в плоской модели $l_{\text{э. осн}} \ll b_{\text{осн}}$, то в ней не моделируется и высота зоны обрушений. С этим связаны ошибки в воспроизведении для этого периода на плоских моделях интенсивности и характера распределения опорного давления, а опасные глубины, например, при подработке пластов, оказываются сильно заниженными.

Эти обстоятельства показывают, что в плоской модели не воспроизводятся интенсивность, характер распределения и динамика опорного давления, поэтому в ней не воспроизводится и распределение зон разгрузок и повышенных давлений в подстилающей толще.

Кстати, следует указать на условность принятых в литературе методов оконтуривания так называемых зон разгрузки: в действительности опорное давление во многих случаях передается на почву в выработанном пространстве не в виде равномерно распределенной нагрузки, а имеет пиковский характер и его выравнивание происходит в породах почвы лишь на достаточноном удалении; в ряде условий интенсивность пиковых давлений превосходит величину нормальной составляющей тензора напряжений.

В режиме установившегося движения в плоской модели, выделенной по простиранию, также не воспроизводятся зоны повышенных и пониженных напряжений по восстанию и падению. Необходимо, однако, сделать некоторые оговорки относительно возможности воспроизведения закономерностей опорного давления в его передней зоне, в средней части лав пологих пластов.

В данном режиме работа зависаний основной кровли и слоев-мостов в покрывающей толще имеет близкую аналогию с работой плит, заделанных по трем сторонам опорного контура, нагруженных равномерно-распределенной нагрузкой по всей площади и сосредоточенными силами по свободному краю. При соотношении длины лавы к шагам обрушений этих слоев более двух-трех величина этих шагов обрушений достаточно близка к величине эквивалентного пролета. Поэтому воспроизводимые на плоской модели, выделенной по простиранию, закономерности опорного давления в передней зоне могут оцениваться как достаточно близкие к действительным, что относится только к средней части лавы.

При исследованиях закономерностей опорного давления на плоских моделях, воспроизводящих моделируемый участок в сечении по падению, одни авторы считают, будто они исследуют сечение в непосредственной близости у забоя в пределах призабойного пространства, другие, наоборот, полагают, что моделируется участок в зоне статического опорного давления на достаточно большом расстоянии от забоя.

В действительности, в первом случае неправомерно отбрасываются изгибающие моменты, создаваемые породами покрывающей толщи в плоскости, перпендикулярной забою, т. е. не воспроизводятся граничные условия.

Во втором случае пытаются опровергнуть неправомерность плоских моделей ссылкой на то, что в плоской модели воспроизводится сечение по падению на достаточноном удалении от забоя, где процессы стабилизировались, а влияние опорного давления лавы отсутствует. Это утверждение является ошибочным, поскольку прежде, чем попасть в статическую зону, моделируемое сечение последовательно перейдет через зоны динамического опорного давления и зону его затухания, в которых напряжения вообще, и в том числе опорные давления, претерпят существенные изменения.

Помимо того, в таких моделях нельзя воспроизвести технологию очистных работ и сохранить направление выемки, последнюю возможно осуществить только в направлении перпендикулярном к действительному.

Таким образом, конечные деформации и напряженное состояние междуэтажных целиков являются результатом воздействия на них не только глубины работ, но и всей технологии, а также результатом воздействия опорного давления лавы.

Следовательно, характер напряженного состояния междуэтажных (междустолбовых) целиков, распределение и интенсивность опорного давления по падению и восстанию, контуры зон разгрузки в породах покрывающей и подстилающей толщ и другие параметры меняются в разных сечениях по падению в зависимости от удаления данного сечения от лавы и не могут быть воспроизведены на плоской модели.

Все положения о неправомерности плоской модели, приведенные для условий пологого падения, не только остаются справедливыми и для условий крутого падения, но еще более усугубляются особенностями деформаций и разрушений пород кровли, асимметрией расположения разрушений пород кровли, скатыванием разрушенных пород непосредственной кровли в нижнюю часть выработанного пространства, асимметрией опорного давления по падению и восстанию, зон разгрузок и т. д. Вполне понятно, что все эти сложные и многообразные пространственные процессы опорного давления не могут быть воспроизведены в плоской модели.

В то же время следует иметь в виду простоту, наглядность, меньшую стоимость, трудоемкость и большую доступность измерений при исследовании плоских моделей. При моделировании ряда задач метод плоских моделей может давать правильные качественные результаты, а нередко и порядок искомых количественных величин. Эти обстоятельства приводят к тому, что, несмотря на огромные недостатки метода плоских моделей, он получил значительно более широкое применение, нежели метод объемных моделей. Необходимо, однако, помнить, что он дает гораздо более низкую степень приближения, поэтому ему следует отводить вспомогательную роль.

Нет необходимости указывать еще раз преимущества метода объемных моделей при исследовании закономерностей опорного давления. Основные недостатки его заключаются в большей, сравнительно с методом плоских моделей, трудоемкости, стоимости и известных трудностях постановки наблюдений внутри модели и воспроизведения технологии горных работ. Но эти трудности, как показывают наши многолетние наблюдения, вполне преодолимы.

Исследования опорного давления в лабораторных условиях автором и под его руководством производились методами моделей: объемных, полупространственных, плоских и фрагментарных при сочетании методов эквивалентных материалов и компенсирующей нагрузки.

Метод полупространственных моделей применялся нами для исследований боковой зоны опорного давления в условиях шахт Интинского каменноугольного месторождения*. Этот

* Исследования выполнялись при непосредственном участии Н. М. Чельцовой и В. В. Чельцова.



Рис. 9.2.
Схема динамометра

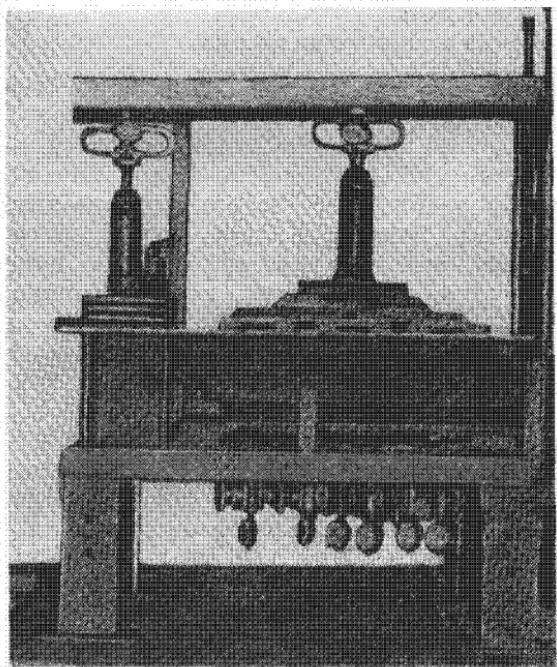


Рис. 9.3.
Вид фрагментарной мо-
дели для исследований
опорного давления

метод сочетает в известной мере достоинства методов объемной и плоской моделей, но также и их недостатки, а поэтому имеет ограниченную область применения для решения некоторых особых задач, например связанных с поддержанием штреков на границе выработанного пространства и др.

Метод фрагментарных моделей имеет еще более узкую область применения, он использовался при исследовании локальных задач, для выяснения главным образом принципиальных зависимостей на крупномасштабных моделях, воспроизводивших интересующий фрагмент — область исследуемой объемной, полупространственной или плоской модели.

Общий вид объемных стендов приведен в главах XI, XV. В исследованиях опорного давления применялось динамометрическое основание двух типов по жесткости: постоянной и регулируемой.

Динамометрическое основание объемной модели состояло из набора динамометров (рис. 9.2).

Вид фрагментарной модели, предложенной автором для исследований принципиальных зависимостей опорного давления от основных влияющих факторов *, показан на рис. 9.3.

Результаты этих исследований использованы в последующих главах при разработке обоснованных расчетных схем.

§ 3.

Общий характер проявлений опорного давления

Физическая сущность опорного давления и закономерностей его проявлений излагается ниже в основном по данным наших исследований. Процессы опорного давления являются актуальными для систем разработки, но наибольшее значение они приобретают для всех систем разработки с длинными забоями, при которых интенсивность опорного давления может достигать весьма больших величин, что приводит к развитию ряда физических процессов, затрудняющих добычу, нередко приводящих к ее срыву, а иногда и к аварийным ситуациям. Кроме того, задача изучения опорного давления является основной, исходной, дающей ключ к пониманию и решению ее для других условий.

Проявление опорного давления и их изменения во времени и пространстве представляют сложную картину. Рассмотрение ее удобнее произвести для условий одиночного пологого пласта, причем вначале рассмотрим распределение опорного давления в данный момент времени, а затем его динамику. Этот вопрос целесообразно рассмотреть для общего случая — для режима установившегося движения.

* Эта часть исследований выполнялась с участием С. В. Васильева, на первой стадии работы к ее выполнению привлекался студент В. В. Лысиков.

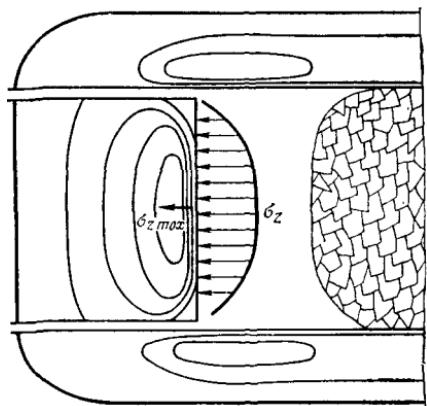


Рис. 9.4. Изолинии нормальных напряжений в зонах опорного давления в плоскости пласта по данным испытаний на объемных моделях

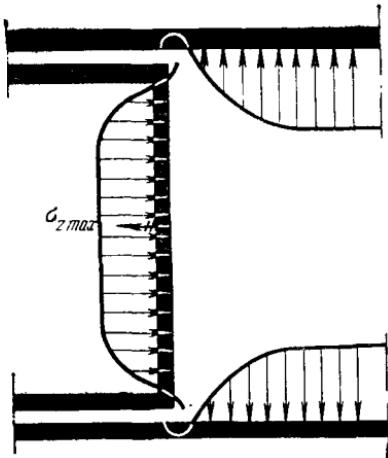


Рис. 9.6. Распределение опорного давления на основе теории тонких плит

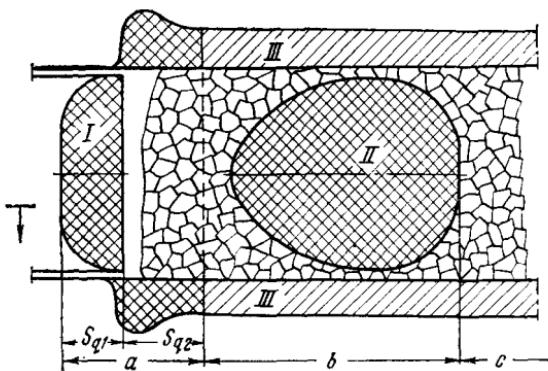


Рис. 9.5. Общий характер распределения опорного давления в плоскости полого пласта

В распределении опорного давления выделяется ряд пространственных зон, которые удобно рассматривать отдельно в плоскости пласта и в сечениях по простирианию и падению.

На рис. 9.4 показан пример картины изолиний нормальных напряжений в плоскости пласта для некоторого момента времени. Характер распределения этих напряжений в вертикальной плоскости показан условно только для сечения вдоль забоя.

Общий характер распределения опорного давления в плоскости пласта приведен на рис. 9.5.

По ориентировке относительно забоя в этой плоскости выделяются следующие зоны опорного давления: I — передняя, II — задняя, III — боковые (по падению и восстанию).

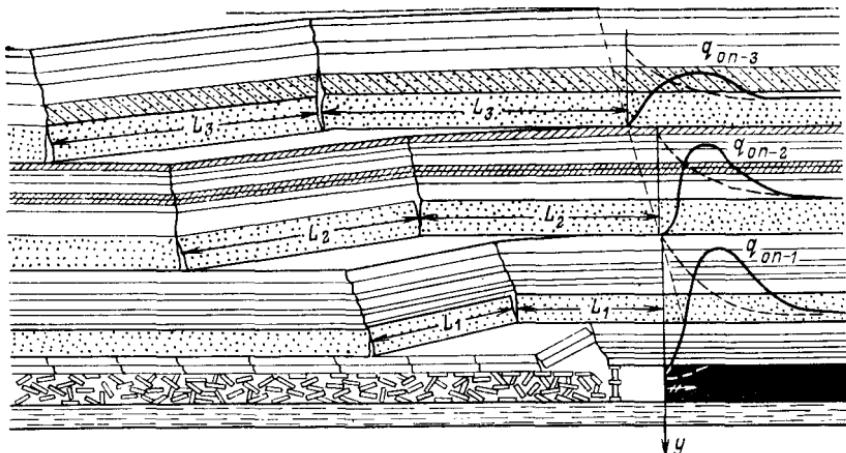


Рис. 9.7. Характер распределения опорного давления в среднем сечении впереди лавы (по простирианию)

Кроме того, по характеру изменений опорного давления необходимо выделять зоны: *a* — динамических проявлений опорного давления; *b* — затухания динамических проявлений опорного давления; *c* — статического или псевдостатического состояния опорного давления.

В зонах динамики S_{q1} ; S_{q2} опорное давление меняет свою интенсивность, характер распределения и ширину охватываемой им зоны. Скорость этих изменений не стабильна, меняется; опорные давления могут изменяться медленно, монотонно, но могут носить и мгновенный, ударный характер.

Для сравнения на рис. 9.6 представлен характер распределения опорного давления вдоль сторон опорного контура на основе теории тонких плит, из которого следует, что опорное давление распределяется вдоль сторон опорного контура неравномерно, достигая максимума при достаточном удалении от углов опорного контура. Из сравнения этого рисунка с приведенными выше вытекает, что теория плит в чистом виде не может дать сколько-нибудь достаточных представлений о закономерностях распределений опорного давления, не говоря уже о его динамике.

Общий характер распределения опорного давления в сечениях по простирианию и падению показана на рис. 9.7. В этих сечениях четко выделяются зоны повышенных давлений, в которых соотношение $\sigma/\sigma_z \neq \text{const}$, но для которых характерно именно повышенное давление — $\sigma > \sigma_z$.

Характер деформирования боковой зоны опорного давления показан на рис. 9.8.

Механизм образования опорного давления в передней зоне отличается от такового в боковых зонах. Тогда как действие

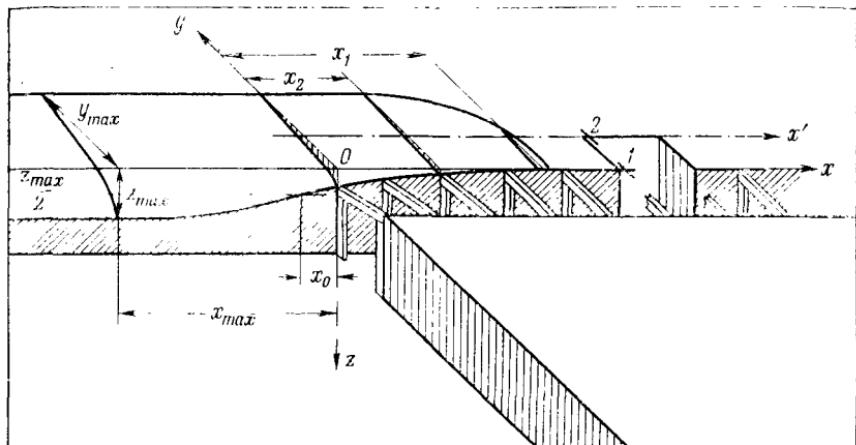


Рис. 9.8. Характер деформирования пласта в пределах боковой зоны опорного давления

опорного давления в передней зоне обусловлено динамикой зависаний пород покрывающей толщи на больших площадях вблизи забоя, в боковых зонах при достаточном их удалении от забоя этой динамики не существует.

В пределах самих зон опорного давления наблюдается известная дифференциация. Так, в передней зоне, рис. 9.9 выделяются следующие части: *а* — пониженных напряжений, сравнительно с γH ; *б* — повышенных напряжений; *в* — вторая подзона пониженных напряжений, *г* — напряжений, близких к γH .

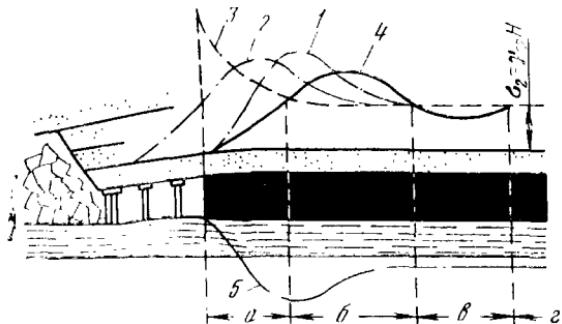
Исследования показывают, что опорное давление приобретает волнобразный характер, соответствующий теории балок на упругом основании, кривая — 4 (см. рис. 9.9), при залегании в покрывающей толще мощных и прочных слоев-мостов.

Примыкающие к контуру отработанной площади зоны, нагруженные опорным давлением, называются краевыми.

Вопрос о величинах деформаций и разрушениях краевых зон определяется соотношением интенсивности опорного давления, механических характеристик пласта, условиями на контактных поверхностях, а также продолжительностью действия нагрузки. Последняя определяется скоростью подвигания очистных работ. В свою очередь, интенсивность и характер распределения опорного давления зависит от характера разрушений и от степени деформирования краевой зоны.

Краевые зоны представляют своеобразные штампы, через которые опорное давление передается в породы подстилающей толщи, повышая здесь вертикальную составляющую тензора напряжений. Поэтому под краевыми зонами образуются области повышенных напряжений, в которых напряжения рассеиваются и затухают (подробнее см. гл. XIV) на значительных удалениях от разрабатываемого пласта.

Рис. 9.9. Распределение опорного давления:
 1 — по данным В. Д. Слесарева; 2 — по шахтным наблюдениям; 3 — по теории концентрации напряжений; 4 — по теории балок на упругом основании; 5 — опорное давление в почве пласта



Помимо того, вдоль этих сторон опорного контура располагаются зоны разгрузки, в которых $\sigma \ll \sigma_z$. Эти зоны примыкают непосредственно к краевым зонам вдоль всего контура отработанного участка и ограничивают в подстилающей толще области разгрузки, которые достигают значительной глубины (см. главы XIV, XVIII). Образование зон разгрузки объясняется характером опирания пород покрывающей толщи в выработанном пространстве. По мере удаления от разрабатываемого пласта, вследствие рассеивания напряжений, а на достаточной глубине — накладывания друг на друга зон переднего, заднего и боковых опорных давлений, размеры зон разгрузки уменьшаются.

Подвигание очистного забоя вызывает перемещения и изменения всех этих зон вблизи забоя, но на достаточном удалении от него остаются некоторые зоны, сохраняющие относительно стабильное состояние длительный период.

Конкретное распределение зон опорного давления не стабильно, зависит от ряда факторов: глубины работ, процессов деформаций и разрушений не только непосредственной и основной кровли, но и всей покрывающей толщи, свойств пласта, пород почвы и др.

§ 4. Динамика опорного давления

Наиболее четко динамика опорного давления выражена в передней зоне — S_{q1} .

Для удобства и простоты рассмотрим динамику опорного давления в серединном сечении передней зоны, но при этом необходимо иметь в виду и его динамику во всей передней зоне.

Подвигание забоя вызывает возрастание пролета непосредственной, основной кровли и покрывающей толщи, т. е. возрастание суммарного изгибающего момента, действующего в плоскости, перпендикулярной к забою. Возрастание этого момента

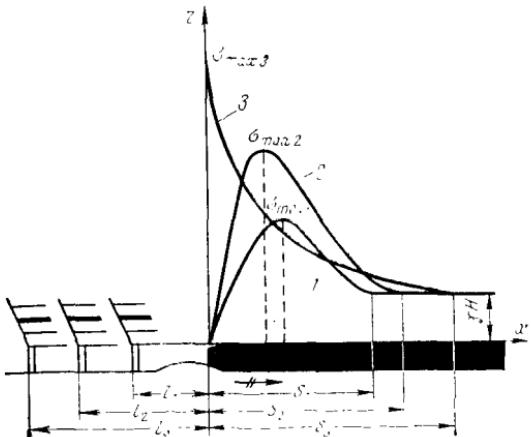


Рис. 9.10. Зависимость эпюры опорного давления впереди лавы от пролета при отсутствии раздавливания краевой зоны

зависит от возрастания приведенного пролета, для которого ниже приведены обозначения: l_1, l_2, l_3 .

При прочих равных условиях динамика опорного давления зависит от устойчивости краевых зон.

Рассмотрим вначале динамику опорного давления при сохранении устойчивости краевой зоны, когда ее раздавливания не происходит и при ее достаточно малых деформациях ползучести.

Действие опорного давления приводит к сжатию краевой зоны и выдавливанию почвы.

Общий характер изменения эпюры опорного давления в зависимости от пролета представлен на рис. 9.10, кривые 1, 2, 3 соответствуют изменениям пролета $l_1 < l_2 < l_3$.

Из этого рисунка ясно, что по мере увеличения пролета выработка интенсивность опорного давления и, как правило, ширина его зоны — возрастают, а его максимум все более приближается к забою (краю массива, целика).

Динамика опорного давления имеет в действительности более сложный характер вследствие того, что породы покрывающей толщи деформируются и разрушаются пачками, имеющими свои пролеты; опорное давление на пласт является результатом всего этого сложного взаимодействия. Кроме того, по мере увеличения пролета выработки вследствие выемки происходит быстрое нагружение массива (или целиков) вблизи опорного контура, в момент обрушений пачек кровли — их ударная разгрузка, а при взрывной отбойке — их ударное нагружение.

По мере подвигания забоя изменения величины максимума опорного давления и расстояния от него до забоя происходят в определенных пределах, как в периоды между посадками основной кровли, так и в периоды между полными оседаниями пород всей покрывающей толщи до поверхности, как представ-

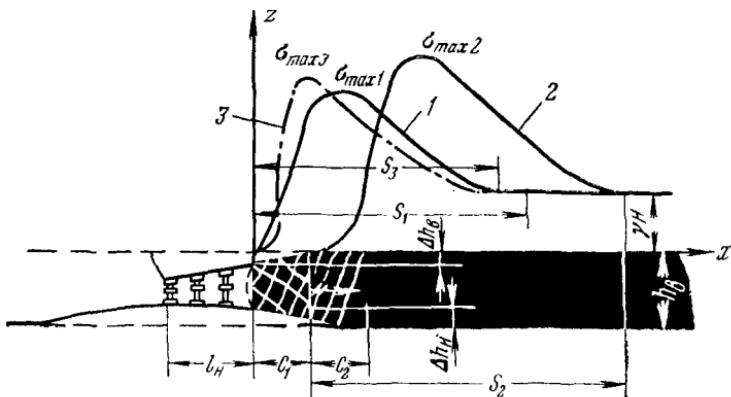


Рис. 9.11. Динамика опорного давления впереди лавы при раздавливании краевой зоны

лено на рис. 9.10. Это объясняется нестабильностью механических характеристик покрывающей толщи пород и разрабатываемых пластов, а также их трещиноватости, изменениями их мощностей и др.

Рассмотрим далее вопрос о динамике опорного давления для случаев, когда происходит раздавливание краевой зоны — отжим.

Интенсивность и характер распределения опорного давления сильно меняются по мере деформирования краевой зоны во времени вследствие ползучести, а также особенно вследствие ее раздавливания.

Общий характер деформаций краевой зоны пласта, кровли и почвы и характер разрушений краевой зоны пласта представлены схематично, на рис. 9.11.

При каждом сжатии краевой зоны пласта опорным давлением происходят немедленные деформации, а во времени развиваются деформации ползучести. В зависимости от соотношения величины опорного давления и механических характеристик пласта могут происходить уплотнения и разрушения краевой зоны, но в общем случае могут образоваться две зоны: C_1 — зона разрушения и C_2 — зона уплотнения.

Раздавливание краевой зоны приводит к соответствующему возрастанию пролета и, следовательно, к возрастанию интенсивности и ширины зоны опорного давления, при этом максимум опорного давления перемещается в направлении от забоя.

Если эпюра опорного давления до раздавливания краевой зоны имела вид кривой 1 (рис. 9.11), то после раздавливания краевой зоны она приобретает вид кривой 2. В тех случаях, когда раздавливания краевой зоны не происходит, а происходит лишь ее уплотнение, эпюра опорного давления может приобретать вид кривой 3.

Огромное влияние на интенсивность и характер распределения опорного давления имеет глубина разработки.

Влияние глубины разработки имеет некоторую аналогию с влиянием пролета выработки, а именно: с возрастанием глубины максимум опорного давления возрастает и перемещается к забою (краям массива, целика).

При сжатии краевой зоны опорным давлением мощность пласта уменьшается на высоту $\Delta h = \Delta h_B + \Delta h_H$, где Δh_B и Δh_H — соответственно максимальные перемещения кровли и почвы у забоя.

Забой деформируется в направлении выработанного пространства, как представлено на рис. 9.11 пунктиром.

Характер раздавливания и уплотнения краевой зоны пласта показаны на рис. 9.11 сугубо схематично.

Следует особо подчеркнуть, что интенсивность деформирования и раздавливания краевой зоны соответствует эпюре распределения опорного давления вдоль забоя (см. рис. 9.4), т. е. не постоянна по всей длине лавы, во многих случаях раздавливание краевой зоны происходит лишь в ее средней части.

Задняя зона опорного давления в одних условиях может проявляться более, в других — менее четко; динамические процессы опорного давления в ее пределах имеют своеобразный характер и постепенно затухают.

На уровне почвы разрабатываемого пласта давления в задней зоне опорного давления могут носить весьма неравномерный, пиковый характер, который сглаживается по мере удаления в покрывающую толщу и почву.

Динамика опорного давления в боковых зонах проявляется в пределах зоны S_{q2} , в основном аналогично его динамике проявления в зоне S_{q1} . Его максимум ориентируется вблизи забоя (по простирианию).

В пределах длины задней зоны опорного давления боковые зоны испытывают затухание динамики.

С течением времени в боковых зонах, за пределами задней зоны, в результате накопления деформаций ползучести могут происходить монотонные изменения распределения и параметров опорного давления. Эти зоны являются зонами псевдостатического состояния опорного давления, что вполне оправдывает принятное для них наименование.

§ 5.

О параметрах опорного давления

Параметры опорного давления не стабильны, а по мере подвигания забоя изменяются в весьма широких пределах, т. е. имеется динамика опорного давления, которая обусловлена динамикой изменений пролетов зависаний пород покрывающей толщи, деформациями и разрушениями краевой зоны

очистного забоя и вмещающих пород (кровли и почвы), а также технологическими параметрами: способ подготовки, система разработки, скорость подвигания очистных работ, глубина захвата, длина лавы и др.

Зависания пород покрывающей толщи создают суммарный изгибающий момент $\sum_1^n M$, который в определенные периоды достигает абсолютного максимума. Доля влияния $\sum_1^n M_i$ на интенсивность опорного давления и характер его распределения, как правило, превалирует и может в несколько раз превосходить влияние литостатического давления. Так, пределы изменения максимальной интенсивности опорного давления составляют

$$q_{\max} \geq (1,5 \div 5) \gamma H.$$

Ширина передней зоны опорного давления изменяется в пределах от 20 до 250 м, а расстояние от забоя до максимума опорного давления изменяется от 0 до 15 м и более.

По некоторым данным, ширина боковой зоны опорного давления (по падению и восстанию) изменяется от 15 до 20 м.

Глава X. РАСЧЕТЫ ОПОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

§ 1.

Анализ существующих методов расчета опорного давления

Наряду с изучением физической природы опорного давления разработка методов его расчета представляет значительные трудности.

Одно из первых решений для определения ширины боковой зоны опорного давления было предложено М. М. Протодьяконовым еще в 1926 г. [59], которое вследствие присущих ему недостатков в настоящее время не применяется.

Значительную работу по обобщению теоретических представлений об опорном давлении проделал В. Д. Слесарев, который предлагал инженерный подход к вопросам об определении интенсивности опорного давления и его ширины на основе использования задачи Бруссинесека — Фламана.

Теоретические представления по вопросу об опорном давлении одним из первых изложил Вебер. Его представления о волнах горного давления получили широкую известность. В последующем из иностранных специалистов этим вопросом зани-

мались: А. Эккард, Г. Шпакелер, Д. В. Филлипс, М. Худспес, А. Уиннетели и др.

В современной литературе известны предложения по расчетам опорного давления ряда отечественных авторов: С. А. Христиановича и Г. И. Баренблата [72], В. Г. Гмошинского [32], К. А. Ардашева [1], А. Г. Протасени [58] и др.

Все эти решения предлагаются для плоской задачи, которая, как и в лабораторных исследованиях, рассматривалась в двух вариантах: в сечении по простианию или падению.

Примером расчета опорного давления впереди лавы в сечении по простианию являются расчеты С. А. Христиановича и Г. И. Баренблата.

Решение дается на основе теории упругости. Рассматривается сплошная, однородная, изотропная, упругая полуплоскость, в которой на произвольной глубине выполнена горизонтальная прямоугольная щель с отношением пролета к ее высоте, равным 200. Предполагается, что такая полуплоскость является моделью срединной части толщи пород, выделенной двумя вертикальными плоскостями, перпендикулярными к очистному забою. Далее предполагается, что краевую зону длинного забоя можно представить в виде своеобразного клина, плотно подогнанного к краю выреза.

В решении В. Г. Гмошинского [32], как и в предыдущем, рассматривается плоская осесимметрическая задача, но в дополнение предпринята попытка учесть раздавливание краевой зоны пласта. В результате им предлагается кривая распределения опорного давления впереди длинного очистного забоя, которая состоит из двух ветвей: восходящей, в направлении от забоя к массиву и нисходящей.

Для нисходящей ветви принятая формула А. Н. Динника

$$\sigma_z = \gamma H \left(1 - ke^{-\frac{2x}{t}} \right),$$

где k — коэффициент концентрации напряжений на кромке пласта.

Для восходящей ветви при неподвижном забое предлагается формула

$$\sigma_{yt} = ce^{\frac{fx}{h\xi}} + \left[\gamma H \left(1 - ke^{-\frac{2x}{t}} - ce^{\frac{fx}{h\xi}} \right) \right] \times e^{-\frac{t}{T}},$$

где c — сцепление угля; f — коэффициент трения угля по углю; h — половина мощности пласта угля; ξ — коэффициент бокового давления; t — время; T — реологический коэффициент, характеризующий время релаксации напряжений при разрушении угля.

Прежде всего следует указать, что данное решение совершенно непригодно для основного режима — режима установившегося движения покрывающей толщи пород.

Наиболее существенными ошибками такой абстрактной постановки задачи об опорном давлении являются следующие:

а) эта задача не может быть решена в общем виде; она должна рассматриваться отдельно для разных типов строения пород покрывающей и подстилающей толщи, т. е. в постановке авторов игнорируется реальная типовая структура горного массива, делающая среду не сплошной, а рассматривается абстрактная задача;

б) предполагается, что динамика опорного давления отсутствует;

в) допускается, что динамика деформаций и разрушений краевой части очистного забоя отсутствует, как и динамика деформаций вмещающих пород в этой зоне;

г) допускается, что в этом сечении резко несимметричная задача (рис. 10.1, б) может быть представлена как осесимметрическая.

Нетрудно видеть всю неправомерность такой постановки задачи, для месторождений залегающих в слоистых толщах.

Достаточно сопоставить эту расчетную схему с обоснованной расчетной схемой объемной задачи об опорном давлении (рис. 10.1 а, б), где показаны влияние расслоений пород, делающих среду не сплошной, различие мощностей пород, их разделение на пачки и т. д.

Рассмотрим далее пример расчета опорного давления в сечении по падению на примере задачи о влиянии опорного давления очистного забоя (лавы) на изменение величины и распределения напряжений вокруг откаточного штрека при разработке пологого угольного пласта системами длинных забоев с полным обрушением кровли.

Достоверная расчетная схема, проверенная и многократно подтвержденная шахтными и лабораторными исследованиями, представлена на рис. 10.1.

Данная схема отражает наиболее характерный момент, предшествующий очередному разлому основной кровли.

Особенности динамики опорного давления в этот период сводятся к следующему.

1. Опорное давление создается совместным действием веса пород покрывающей толщи до земной поверхности и суммой изгибающих моментов отдельных слоев пород и их пачек, зависящих над забоем, также до самой поверхности. Обращаем особое внимание на то, что параметры опорного давления не стабильны, по мере подвигания забоя изменяются в весьма широких пределах, т. е. имеется динамика опорного давления, которая обусловлена динамикой изменений пролетов зависаний пород покрывающей толщи, деформациями и разрушениями краевой зоны очистного забоя и вмещающих пород (кровли и почвы), а также технологическими параметрами (скорость подвигания очистных работ, глубина захвата, длина лавы) и др.

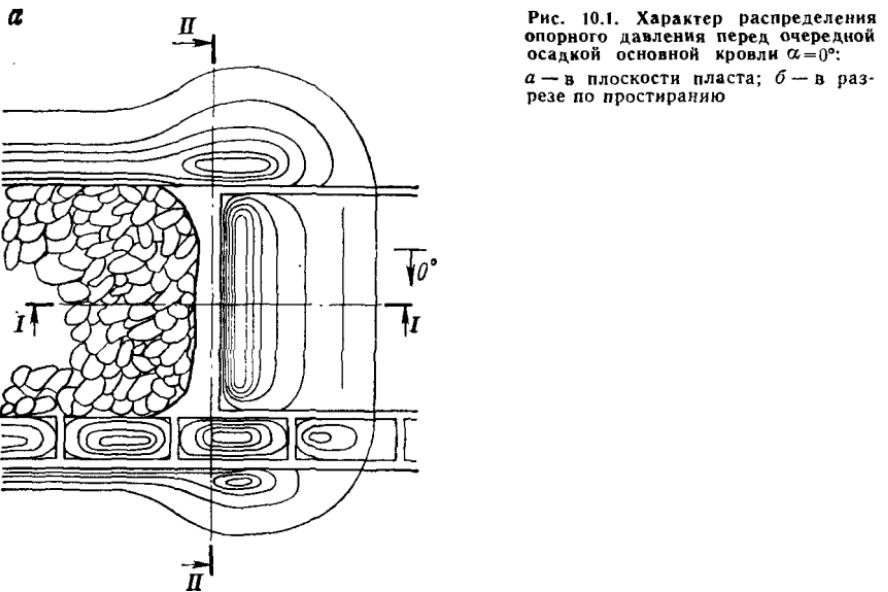
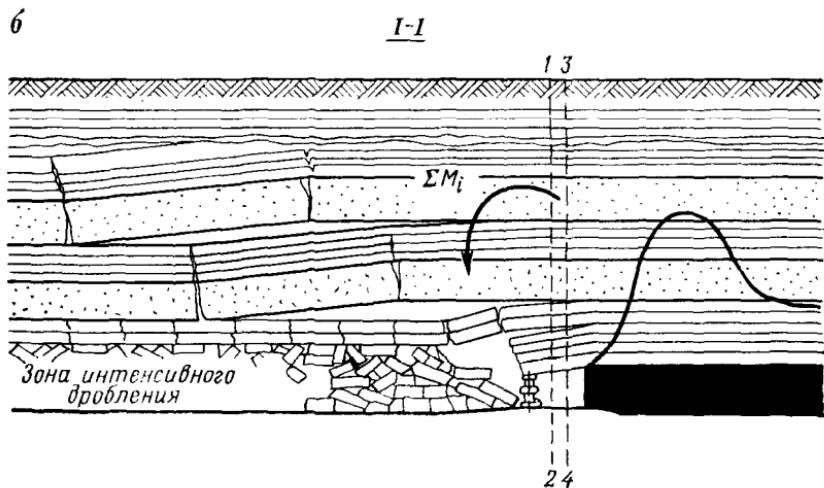


Рис. 10.1. Характер распределения опорного давления перед очередной осадкой основной кровли $\alpha=0^\circ$:
а — в плоскости пласта; б — разрез по простираннию



Зависания пород покрывающей толщи создают суммарный изгибающий момент — $\sum_1^n M_i$ (см. рис. 10.1, б), который в определенные моменты достигает абсолютного максимума. Доля влияния $\sum_1^n M_i$ на интенсивность опорного давления и характер его распределения, как правило, превалирует и может в несколько раз превосходить влияние литостатического давления,

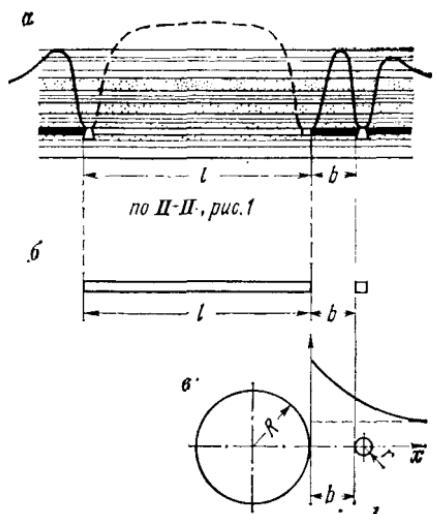


Рис. 10.2. Характер распределения опорного давления в разрезе по падению (по линии II-II, рис. 10.1, а):
а — действительная; б — предполагаемая;
в — расчетная по методу механики сплошной среды

а пределы изменений максимальной интенсивности опорного давления составляют

$$q_{\max} \geq (2 \div 5) \sigma_z.$$

2. В покрывающей толще к моментам, когда зависания пород стремятся к максимумам, происходят расслоения пород (см. рис. 10.1, б), вследствие чего среда не является сплошной.

3. Характер распределения опорного давления в плоскости

пласта представлен на рис. 10.1, а, из которого ясно, что максимум влияния опорного давления лавы на окколоштрековый целик и массив пласта по падению от штрека наблюдается, как правило, не в створе с лавой.

Вместо реальной задачи (рис. 10.1) в ряде литературных источников предлагают в качестве якобы первого приближения решение плоской задачи в дополнительных напряжениях, создаваемых вблизи круглого выреза малого радиуса r , в бесконечной упругой полуплоскости другим круглым вырезом большого радиуса R (рис. 10.2, в).

В качестве обоснования такой «модели» ссылаются на то, что в вертикальном разрезе, параллельном очистному забою, имеется два выреза, как представлено на рис. 10.2, б. В действительности похожую внешне, приближенную «модель» можно получить только в том случае, если выделяющие ее плоскости 1—2 и 3—4 (рис. 10.1, б) проходят параллельно забою, через призабойное пространство и нигде более, ни в одном сечении. Получаемая «модель» представлена на рис. 10.2, а.

В такой постановке задачи имеется ряд ошибок:

- 1) не выполняются граничные условия по плоскостям разрезов;
- 2) игнорируются расслоения пород, их реальное существование делает среду не сплошной (см. рис. 10.1, б);
- 3) допущение о том, что максимум опорного давления очистного забоя действует на штрек в створе с лавой, не соответствует действительности;
- 4) отбрасывание изгибающих моментов ΣM_i приводит к уменьшению в несколько раз интенсивности и полному искажению характера распределения опорного давления;
- 5) исключается полностью динамика опорного давления;
- 6) исключаются деформации и разрушения краевой зоны очист-

ного забоя, что изменяет характер и интенсивность опорного давления в несколько раз, и т. д.

Таким образом, задача, изображенная на рис. 10.2, в, является абстрактной, не имеет аналогии с реальной задачей.

Ниже приводятся наши подходы к решению этой задачи, отдельно для режимов начального и установившегося движения. Большая сложность объемной задачи вынуждает пока остановиться на решениях плоских задач для моделей, выделяемых в средней части лавы, при условии, что длина лавы превосходит длину шагов обрушения основной кровли и зависящих пород-мостов в 1,5—2 раза и больше.

§ 2.

Расчет опорного давления в период деформирования кровли до первого обрушения

Решение данной задачи для разнослоиной покрывающей толщи с учетом всех обстоятельств ее деформирования, в том числе деформаций ползучести, расслоений, представляет серьезные трудности. Это оправдывает необходимость рассмотрения частного случая при следующих допущениях: а) деформации массива малы и происходят в пределах применимости закона Гука; б) все слои разной мощности, ортотропные; в) в каждом слое помимо деформаций изгиба происходят также и деформации сдвига; г) слои свободно проскальзывают один относительно другого; д) длина лавы более чем вдвое превосходит длину пролета l [22]. Решение задачи в такой постановке представляет интерес для приближенного расчета опорного давления в период деформирования основной кровли до первого ее обрушения.

Расчетная схема представлена на рис. 10.3.

Решение задачи осуществляется вариационным методом [22]. Перемещения произвольной $M(x,y)$ массива можно представить в виде:

$$u(x, y) = u_1(x) \varphi_1(y) + u_2(x) \varphi_2(y) + \dots + u_n(x) \varphi_n(y); \quad (10.1)$$

$$v(x, y) = v_1(x) \psi_1(y). \quad (10.2)$$

В (10.1) число слагаемых равно числу слоев. Функции $u_i(x)$ и $v(x)$ искомые, а функции $\varphi_i(y)$ и $\psi_1(y)$ задаются так, чтобы удовлетворять принятым допущениям, их вид см. на рис. 10.3.

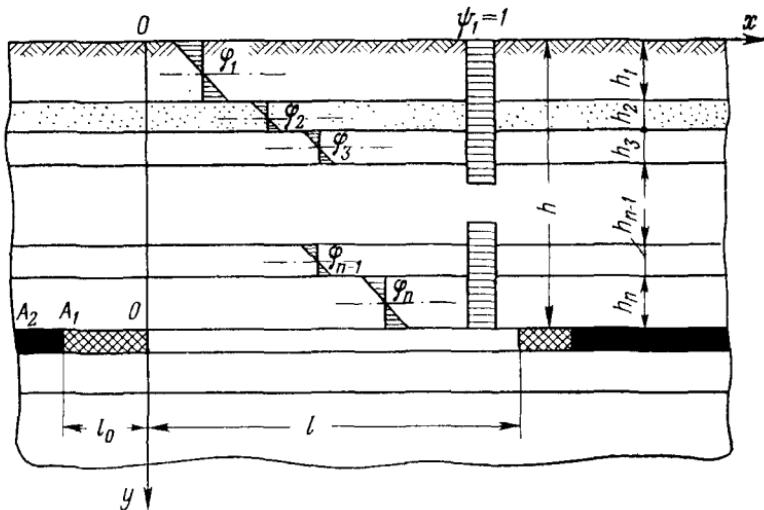


Рис. 10.3. Расчетная схема к определению опорного давления с использованием вариационного метода Лагранжа

Уравнения равновесия для плоской задачи:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0; \quad (10.3)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y = 0. \quad (10.4)$$

Применяя к (10.3), (10.4) вариационный принцип Лагранжа в форме В. З. Власова при возможных перемещениях деформируемой системы ϕ_i и ψ_i , получим систему $n+1$ обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка, которая при помощи дополнительного ограничения $u_1=u_2=\dots=u_3$ сводится к двум уравнениям:

$$Du_1'' - Gh(u_1 - v') = 0; \quad (10.5)$$

$$Gh(u_1' + v'') - kv + q = 0. \quad (10.6)$$

В этих формулах приняты обозначения:
 u , v — искомые перемещения, так как $\psi_1=1$, то $v_1=v$; D — обобщенная цилиндрическая жесткость покрывающей толщи;

$$D = \sum_1^n \frac{E_k h_k^3}{12(1-M_k^2)}, \quad (10.7)$$

Gh — обобщенная жесткость покрывающей толщи на сдвиг, h — мощность всей толщи;

$$Gh = \sum_{k=1}^n G_k h_k, \quad (10.8)$$

k — коэффициент жесткости упругого основания, в нашем случае коэффициент жесткости угольного пласта и подстилающих его пород с кровлей;

$$q = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n = \gamma h, \quad (10.9)$$

γh — интенсивность нагрузки; γ_i — удельный вес i -го слоя.

Система уравнений (10.5), (10.6) проинтегрирована при постоянном k [22].

Ниже рассматривается случай, когда прогиб кровли меньше мощности разрабатываемого пласта.

При достаточно большом пролете краевая зона разрабатываемого пласта может разрушаться, но степень ее нарушенности убывает по направлению к массиву. Поэтому по величине жесткости упругого основания деформируемой покрывающей толщи в массиве в направлении ox можно выделить три участка: в пределах участка A_2A_1 жесткость упругого основания k , на участке A_1O жесткость основания изменяется, а на участке l кровля не касается основания. Падение жесткости на участке A_1O можно аппроксимировать параболой:

$$k = -\frac{k_\infty}{l_0^2} (2l_0x + x^2). \quad (10.10)$$

Решение системы уравнений для покрывающей толщи в пределах пролета l получено в виде:

$$u = -\gamma \frac{hx^3}{3! D} + \frac{M_0 x}{D_2} + \frac{N_0 x^2}{2D} + u_0; \quad (10.11)$$

$$v = \gamma \frac{hx^4}{4! D} - \gamma \frac{hx^2}{2! Gh} + v_0 + \left(\frac{N_0}{Gh} - u_0 \right) x \frac{M_0 x^2}{2D} - \frac{N_0 x^3}{6D},$$

где M_0 — изгибающий момент для всего массива при $x=0$; u_0 — значение функции u при $x=0$; v_0 — перемещение при $x=0$; γ — средний удельный вес массива.

Решение системы (10.5) — (10.6) для левого A_2A_1 получаем в форме:

$$u_1 = \left(\frac{k_\infty}{Gh\alpha} - \alpha \right) A_1 e^{\alpha(x+l_0)} - \left(\frac{k_\infty}{Gh\alpha} - \alpha \right) A_2 e^{-\alpha(x+l_0)} + \\ + \left(\frac{k_\infty}{Gh\beta} - \beta \right) A_3 e^{\beta(x+l_0)} - \left(\frac{k_\infty}{Gh\beta} - \beta \right) A_4 e^{-\beta(x+l_0)}, \quad (10.12)$$

$$v = \frac{\gamma h}{k_\infty} + A_1 e^{\alpha(x+l_0)} + A_2 e^{-\alpha(x+l_0)} + A_3 e^{\beta(x+l_0)} + A_4 e^{-\beta(x+l_0)},$$

где A_1, A_2, A_3, A_4 — произвольные постоянные интегрирования;

$$\alpha = \sqrt{\frac{m+n}{2}}; \quad \beta = \sqrt{\frac{m-n}{2}}; \quad (10.13)$$

$$m^2 = \frac{k_\infty}{D}; \quad n = \frac{k_\infty}{2Gh}. \quad (10.14)$$

Решение системы уравнений для участка A_1O можно искать в рядах. При переменном k и действии только сил веса система уравнений может быть сведена к одному уравнению:

$$v^{(4)} - \frac{(kv)''}{Gh} + \frac{kv}{D} = \frac{\gamma h}{D}. \quad (10.15)$$

Переменная x меняется в пределах $l_0 \leq x \leq 0$.
Введением новой переменной

$$t = \frac{x + l_0}{l_0} \quad (10.16)$$

уравнение (10.15) приводится к виду:

$$\frac{d^4 v}{dt^4} + a \frac{d^2}{dt^2} [(t^2 - 1)v] - b(t^2 - 1)v = F, \quad (10.17)$$

где

$$a = \frac{k_\infty l_0^2}{Gh}; \quad b = \frac{k_\infty l_0^4}{D}; \quad F = \gamma \frac{hl_0^4}{D}; \quad (10.18)$$

$$k = -k_\infty(t^2 - 1); \quad (0 \leq t \leq 1). \quad (10.19)$$

Решение уравнения (10.17) ищем в виде ряда

$$v = \sum_{k=0}^{\infty} C_k t^k. \quad (10.20)$$

Подстановка (10.20) в уравнение (10.17) дает

$$\sum_{k=0}^{\infty} [C_{k+4}(k+4)(k+3)(k+2)(k+1) + aC_k(k+2)(k+1) - aC_{k+2}(k+2)(k+1) + bC_k] t^k - b \sum_{k=2}^{\infty} C_{k-2} t^k = F. \quad (10.21)$$

Приравнивая коэффициенты при одинаковых степенях получаем бесконечный ряд уравнений:

$$\left. \begin{aligned} 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4 C_4 + 1 \cdot 2 \cdot a C_0 - 1 \cdot 2 \cdot a C_2 + b C_0 &= F; \\ 2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 5 C_5 + 2 \cdot 3 a C_1 - 2 \cdot 3 a C_3 + b C_1 &= 0; \\ \dots & \\ (k+1)(k+2)(k+3)(k+4) C_{k+4} + (k+1)(k+2)a C_k - & \\ -(k+1)(k+2)a C_{k+2} + b C_k - b C_{k-2} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (10.22)$$

Общее решение однородного уравнения имеет форму

$$v_0 = C_0 \Phi_0(t) + C_1 \Phi_1(t) + C_2 \Phi_2(t) + C_3 \Phi_3(t), \quad (10.23)$$

где C_0, C_1, C_2, C_3 — произвольные постоянные интегрирования;

$\Phi_0, \Phi_1, \Phi_2, \Phi_3$ — линейно независимые частные решения, полученные при следующих условиях:

$$\left. \begin{aligned} 1. \quad C_0 &= 1; & C_1 &= C_2 = C_3 = 0; \\ 2. \quad C_0 &= 0; & C_1 &= 1; \quad C_2 = C_3 = 0; \\ 3. \quad C_0 &= C_1 = 0; & C_2 &= 1; \quad C_3 = 0; \\ 4. \quad C_0 &= C_1 = C_2 = 0; \quad C_3 &= 1. \end{aligned} \right\} \quad (10.24)$$

В формулах (10.22) C_0, C_1, C_2, C_3 — коэффициенты ряда (10.21). Частное решение уравнения (10.17) ищем при

$$v = v'_t = v''_t = v'''_t = 0. \quad (10.25)$$

При $t=0$, в ряду (10.20) нужно положить $C_0=C_1=C_2=C_3=0$.

Для определения остальных коэффициентов ряда служат уравнения (10.22).

Таким образом, решение дифференциального уравнения четвертого порядка (10.17) будет

$$v = v_{q.p} = C_0 \Phi_0 + C_1 \Phi_1 + C_2 \Phi_2 + C_3 \Phi_3. \quad (10.26)$$

Переменное u_1 при известном v находится из системы уравнений (10.5) — (10.6):

$$\begin{aligned} u_1 = & -C_0 \Phi_0' \frac{1}{t_0} - C_1 \Phi_1' \frac{1}{t_0} - C_2 \Phi_2' \frac{1}{t_0} - C_3 \Phi_3' \frac{1}{t_0} - v_{q.p}' \frac{1}{t_0} - \\ & - \gamma \frac{h(x+t_0)}{Gh} - \frac{k_\infty t_0}{Gh} [(t^2 - 1) C_0 \Phi_{01} - 2t C_0 \Phi_{02} + 2C_0 \Phi_{03} + \\ & + (t^2 - 1) C_1 \Phi_{11} - 2t C_1 \Phi_{12} + 2C_1 \Phi_{13} + (t^2 - 1) C_2 \Phi_{21} - 2t C_2 \Phi_{22} + \\ & + 2C_2 \Phi_{23} + (t^2 - 1) C_3 \Phi_{31} - 2t C_3 \Phi_{32} + 2C_3 \Phi_{33} + \\ & + (t^2 - 1) v_{q.p1} - 2t v_{q.p2} + 2v_{q.p3}]. \end{aligned} \quad (10.27)$$

Производные берутся по переменной t :

$$\left. \begin{aligned} \Phi_{01} &= \int_0^t \Phi_0 dt; & \Phi_{02} &= \int_0^t \int_0^t \Phi_0 dt dt; & \Phi_{03} &= \int_0^t \int_0^t \int_0^t \Phi_0 dt dt dt; \\ & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Phi_{31} &= \int_0^t \Phi_3 dt; & \Phi_{32} &= \int_0^t \int_0^t \Phi_3 dt dt; & \Phi_{33} &= \int_0^t \int_0^t \int_0^t \Phi_3 dt dt dt; \\ v_{q.p1} &= \int_0^t v_{rp} dt; & v_{q.p2} &= \int_0^t \int_0^t v_{q.p} dt dt; & v_{q.p3} &= \int_0^t \int_0^t \int_0^t v_{q.p} dt dt dt. \end{aligned} \right\} \quad (10.28)$$

На границах между выделенными участками перемещения непрерывны и должны выполняться условия равновесия. В левой, уходящей в бесконечность части массива перемещения должны равняться нулю и выражения (10.12) упрощаются.

$$u_1 = A_1 \left(\frac{k_\infty}{Gh\alpha} - \alpha \right) e^{\alpha(x+t_0)} + A_3 \left(\frac{k_\infty}{Gh\beta} - \beta \right) e^{\beta(x+t_0)} \quad (10.29)$$

$$v = \frac{\gamma h}{k_\infty} + A_1 e^{\alpha(x+l_0)} + A_3 e^{\beta(x+l_0)}.$$

Условия сопряжения при $x = -l_0$ или в переменных t при $t = 0$ имеют следующий вид:

$$\frac{\gamma h}{k_\infty} + A_1 + A_3 = C_0; \quad (10.30)$$

$$\left. \begin{aligned} & \left(\frac{k_\infty}{Gh\alpha} - \alpha \right) A_1 + \left(\frac{k_\infty}{Gh\beta} - \beta \right) A_3 = \left(\frac{Dk_\infty}{G^2 h^2 l_0^2} - \frac{1}{l_0} \right) C_1 - \\ & - \frac{GD}{Gh l_0^3} C_3; \\ & \left(\frac{k_\infty}{Gh} - \alpha^2 \right) A_1 + \left(\frac{k_\infty}{Gh} - \beta^2 \right) A_3 = - \frac{\gamma h}{Gh} - C_2 \frac{2}{l_0^2} + \\ & + \frac{k_\infty}{Gh} C_0; \\ & \left(\frac{k_\infty}{Gh} - \alpha^2 \right) \alpha A_1 + \left(\frac{k_\infty}{Gh} - \beta^2 \right) \beta A_3 = - \frac{6}{l_0^3} C_3 + \\ & + \frac{k_\infty}{Gh l_0} C_1. \end{aligned} \right\} \quad (10.31)$$

Условие (10.30) выражает требование непрерывности функции в точке $x = -l_0$. Равенства (10.31) вытекают из условий непрерывности u_1 , u'_1 , u''_1 при $x = -l_0$.

Аналогичны по смыслу и условия сопряжения в точке $x = 0$.

Далее, из условий симметрии относительно точки $x = \frac{l}{2}$ получаем:

$$\frac{M_0}{D} \frac{l}{2} + u_0 = - \frac{1}{24} \gamma \frac{h l^3}{D}; \quad (10.32)$$

$$N_0 = \gamma \frac{h l}{2}.$$

Полученная система содержит 10 уравнений с 10 неизвестными:

$$C_0, C_1, C_2, C_3, M_0, N_0, A_1, A_3, u_0, w_0.$$

Найдя из этой системы указанные величины и подставив их в (10.26), (10.27), (10.28) и (10.29), найдем v и u_1 для каждого участка. Построив функцию kv для $-l_0 \leq x \leq 0$, получим закон изменения опорного давления.

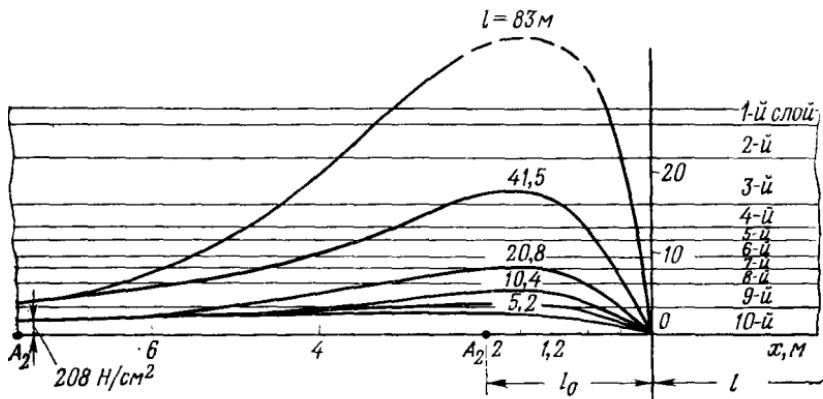


Рис. 10.4. Графики распределения опорного давления в зависимости от пролета

Величина l_0 принимается по результатам шахтных измерений или по аналогии для сходных условий на основании литературных данных.

Полученные для частного случая графики распределения опорного давления в зависимости от пролета представлены на рис. 10.4.

Эти результаты согласуются с существующими представлениями о закономерностях опорного давления, что свидетельствует о правомерности принятых допущений.

§ 3.

Методика расчета опорного давления в режиме установившегося движения

При разработке горизонтально залегающего пласта системами с длинными забоями и управлении кровлей полным обрушением эпюра опорного давления представляет сложную пространственную картину.

Для общего случая суммарное опорное давление на каждой опоре определяется условием

$$P = \int_0^{g_{\max}} \int_0^a \int_0^l d\sigma_z dx dy,$$

где σ_z — вертикальная составляющая тензора напряжений.

Однако его реализация представляет серьезные трудности.

Выше было показано, что при определенных условиях можно ограничиться расчетом опорного давления в передней зоне для плоской модели, выделенной по простираннию перпендикулярно к забою, двумя вертикальными плоскостями (или нормальными при углах падения, отличных от нуля), что позволяет принять плоскую задачу.

На основании результатов наших исследований для режима установившегося движения расчетная схема приведена на рис. 6.7. В процессе деформирования и разрушения покрывающей толщи она в общем случае разделяется на пачки, в основаниях которых лежат породы-мосты и отдельные прочные слои.

В рассматриваемых породах (при прочих равных условиях) опорное давление является результатом суммарного действия веса пород покрывающей толщи и врачающих моментов, создаваемых всеми зависаниями этих пачек и отдельных обособленно деформирующихся слоев. Именно эта механика и позволяет предложить методику расчетов опорного давления.

Каждая выделившаяся пачка слоев (и обособленный слой) работает аналогично балке на упругом основании. Поэтому расчет опорного давления естественно сводится к суммированию воздействия всех пачек на разрабатываемый пласт.

Расчет ведется следующим образом:

а) составляется типовой геологический разрез для данных условий;

б) на основании исследований и по литературным данным определяются механические характеристики пород;

в) производится разделение толщи пород на пачки по жесткости слоев. Слои, имеющие значительно меньшую жесткость, нежели подстилающий, считаются как нагружающие;

г) определяется нагрузка q_i для каждой пачки (слоя);

д) для каждой пачки определяются шаги обрушений L_i по формуле (6.13);

е) для каждой пачки определяются передаваемые предыдущим обломившимся блоком на зависший блок сосредоточенные силы и плечи P_i и l_i ;

ж) определяются врачающие моменты ΣM_i для каждой пачки:

$$\Sigma M_i = M_0 + P_i l_i;$$

з) для каждой пачки отдельно подсчитываются для четырех-пяти точек напряжения q из формулы

$$q_i = y \frac{E}{h(1-\mu^2)}; \quad (10.33)$$

$$y = e^{-\beta x} \frac{1}{2\beta^2 E_1 I_1} [P_0 \cos \beta x + \beta M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x)] + \\ + e^{-\beta x} \frac{1}{4\beta^4 E_1 I_1} q_{зак} (\cos \beta y - \sin \beta y) - \frac{q_{зак}}{4\beta^4 E_1 I_1}.$$

В этой формуле

$$\beta = \sqrt{\frac{E_{пл}}{4RE_i I_i (1-\mu^2)}}, \quad (10.34)$$

где E_i , I_i — соответственно модуль упругости и момент инерции слоя-моста; P — сосредоточенная сила действующей на конце

консоли кровли; M_0 — изгибающий момент; $q_{зак}$ — закрепляющая нагрузка;

и) по вычисленным значениям q_i строятся частные эпюры опорного давления, создаваемые каждой пачкой, по которым затем графически получают суммарную эпюру опорного давления для серединного сечения в вертикальной плоскости.

Таким путем получают экстремальные значения опорного давления. Максимум опорного давления определяется при критических обнажениях зависаний, когда пролеты L_i достигают своих предельных значений; минимум — при $M_i=0$.

Расчеты по предлагаемой методике являются весьма трудоемкими, но при использовании ЭВМ они сильно облегчаются и могут давать представление о пределах интенсивности и распределении опорного давления для стадии упругого деформирования краевой зоны пласта.

Следует также подчеркнуть, что по сравнению с существующими методами расчетов, основанными на решении задачи о концентрации напряжений у вырезов в упругой полуплотности, данная методика значительно более обоснована.

Получение правильных результатов расчетов опорного давления затруднено большим числом влияющих факторов, многообразием их взаимосвязей. Опорное давление имеет сложную динамику, варьирующуюся в зависимости от конкретных условий и, в частности, от состояния краевой зоны пласта, которая в ряде случаев может периодически раздавливаться. Вопросы ударного разрушения краевых зон здесь не рассматриваются.

§ 4.

Расчет опорного давления при плавном опускании кровли

Одной из важнейших, не решенных ключевых задач деформирования слоистой толщи является задача о реактивных давлениях на опоры слоя, испытывающего перегиб и представляющего достаточно близкую аналогию с плитой, опирающейся на разновысокие упругие опоры.

Такая задача возникает не только при управлении кровлей плавным опусканием, она может возникать также и при управлении кровлей полным обрушением (рис. 10.5, б).

Подобный характер деформирования одного или пачки слоев приводит к существенным изменениям в характере распределения опорного давления на разрабатываемый пласт как переди очистного забоя, так и по всему опорному контуру. Знание величины и характера давлений на почву позволяет правильно определить зоны разгрузки в породах почвы. Но наиболее важной задачей является определение предельных пролетов от забоя до места контакта кровли и почвы в выработанном пространстве.

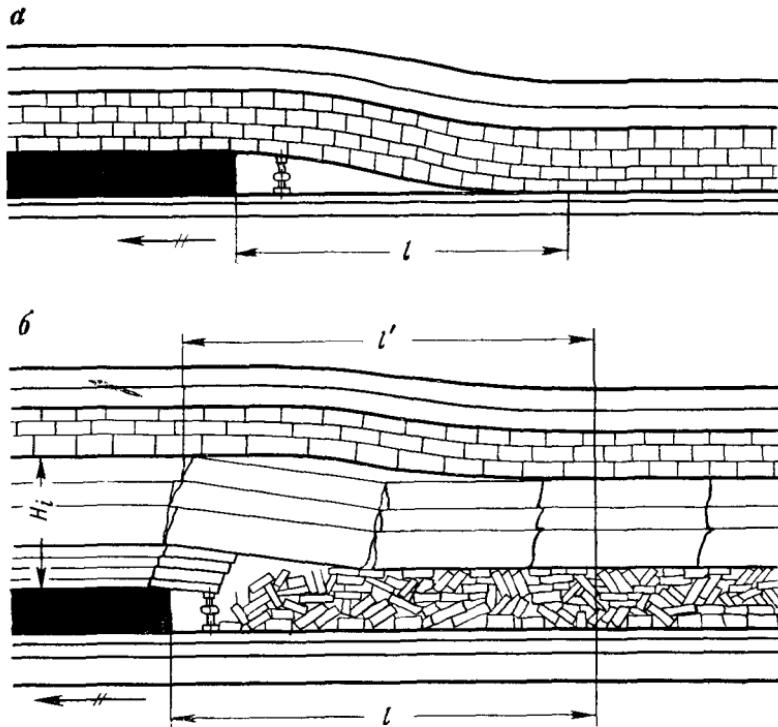


Рис. 10.5. Характер плавного опускания кровли:
а — непосредственной; б — слоя в покрывающей толще

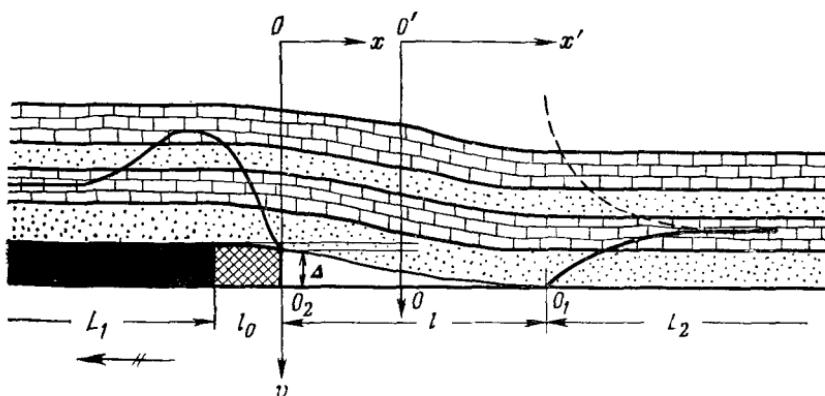


Рис. 10.6. Расчетная схема при плавном опускании любого слоя покрывающей толщи

Решение этой задачи откроет также пути расчетов на границе зоны шарнирно-блокового перемещения и зоны изгиба слоев, позволит правильно определить порядок отработки пластов в свитах, рациональное размещение выработок, зон отжима и др.

Слой кровли, испытывающий перегиб, находится в плоско-деформированном состоянии. Это позволяет ограничиться рассмотрением срединного сечения по простиранию. Расчетная схема представлена на рис. 10.6, где даны основные обозначения.*

Основное значение для решения данной задачи имеют величины вертикальной составляющей перемещений точек массива v и среднее угловое сдвижение точек массива u в пределах каждого слоя.

В работе [22] показано, что величины v и u удовлетворяют следующей системе уравнений:

$$\left. \begin{array}{l} Du'' - Gh(u + v'') = 0; \\ Gh(u' + v') - kv + \gamma h = 0, \end{array} \right\} \quad (10.35)$$

где

$$\left. \begin{array}{l} D = D_1 + D_2 + \dots + D_n; \\ Gh = G_1 h_1 + G_2 h_2 + \dots + G_n h_n; \\ \gamma h = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n, \end{array} \right\} \quad (10.36)$$

здесь

$$D_i = \frac{E_i h_i^3}{12(1-\mu_i^2)};$$

$$G_i = \frac{E_i}{2(1+\mu_i)};$$

$h_i E_i \mu_i \gamma_i$ — соответственно мощности, модули продольной упругости, коэффициенты Пуассона и удельные веса слоев кровли; k — коэффициент жесткости упругого основания.

Очевидно, в пределах $L_1 k = \text{const}$, в пределах $lk = 0$.

Изменение жесткости упругого основания в пределах краевой зоны l_0 примем по параболическому закону (в системе ox):

$$k(x) = k \left[1 - \left(\frac{(x + l_0)}{l_0} \right)^2 \right]. \quad (10.37)$$

* Работа выполнена А. А. Борисовым, Н. Н. Кайдаловым, В. Г. Лабазиным.

При $k=\text{const}$ система (10.36) является системой линейных дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами; обозначая:

$$\left. \begin{array}{l} 2n = \frac{k}{Gh}; \quad m^3 = \frac{k}{D}; \\ \alpha = \sqrt{\frac{n+m}{2}} + \sqrt{\frac{n-m}{2}}; \\ \beta = \sqrt{\frac{n+m}{2}} - \sqrt{\frac{n-m}{2}}, \end{array} \right\} \quad (10.38)$$

получим для левой части массива в пределах L :

$$\left. \begin{array}{l} v = A_1 e^{\alpha x} + A_2 e^{\beta x} + \frac{\gamma h}{k}; \\ u = \frac{m^2}{\alpha^3} A_1 e^{\alpha x} + \frac{m^2}{\beta^3} A_2 e^{\beta x}, \end{array} \right\} \quad (10.39)$$

здесь $-\infty \leq x \leq 0$ в системе отсчета $x - O_2 x$.

Для правой части массива в пределах L_2 по аналогии с (10.39) получим:

$$\left. \begin{array}{l} v = \bar{A}_1 e^{-\alpha x} + \bar{A}_2 e^{-\beta x} + \frac{\gamma h}{k} + A; \\ u = -\frac{\bar{m}^2}{\bar{\alpha}^3} \bar{A}_1 e^{-\bar{\alpha} x} - \frac{\bar{m}^2}{\bar{\beta}^3} \bar{A}_2 e^{-\bar{\beta} x}, \end{array} \right\} \quad (10.40)$$

здесь $0 \leq x < +\infty$, в системе отсчета $O_1 x$.

Буквами с чертой обозначены соответствующие величины, которые имеют иные значения, чем для левой части. Решение (10.39) выбрано ограниченным при $x \rightarrow -\infty$, (10.40) — ограниченным при $x \rightarrow +\infty$, что обусловлено физическим смыслом u и v .

В формулах (10.39), (10.40) величины $A_1, A_2, \bar{A}_1, \bar{A}_2$ — произвольные постоянные. Очевидно, для зависящей части массива в пределах $l_0 (0 \leq x \leq l$ в системе Ox) общее решение системы (10.35) можно найти при $k=0$. Отыщем его в формуле

$$\left. \begin{array}{l} v = \frac{\gamma h}{24D} x^4 - \frac{N_0}{6D} x^3 - \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma h}{Gh} + \frac{M_0}{D} \right) x^2 + \\ + \left(\frac{N_0}{Gh} - u_0 \right) x + v_0; \\ u = -\frac{\gamma h}{6D} x^3 + \frac{N_0}{2D} x_2 + \frac{M_0}{D} x + u_0, \end{array} \right\} \quad (10.41)$$

здесь M_0 , N_0 , u_0 , v_0 — постоянные интегрирования, имеющие следующий физический смысл: N_0 — перерезывающая сила на пороге; M_0 — изгибающий момент на пороге; v_0 , u_0 — значения v и u на пороге.

Заметим, что

$$M_0 = Du' \Big|_{x=0} = Du'_0, \quad N_0 = Du'' \Big|_{x=0} = Du''_0, \quad (10.42)$$

как это показано в работе [22].

Для части массива в пределах $l_0 (-l \leq x \leq 0)$ в системе Ox в уравнениях (10.35) надо определить k согласно (10.37). Эта система может быть сведена к одному уравнению четвертого порядка. В частности, применив символический метод, получим

$$\left. \begin{array}{l} u = \frac{d\Phi}{dt}; \\ v = l_0 \left(\frac{a}{b} \cdot \frac{d^2\Phi}{dt^2} - \Phi \right), \end{array} \right\} \quad (10.43)$$

где

$$\left. \begin{array}{l} t = \frac{x + l_0}{l_0}; \quad a = \frac{kl_0^2}{Gh}; \\ b = \frac{kl_0^4}{D}; \quad \varepsilon = \frac{\gamma h l_0^3}{D}; \end{array} \right\} \quad (10.44)$$

$\Phi = \Phi(t)$ — вспомогательная функция. Получим для Φ следующее дифференциальное уравнение:

$$\frac{d^4\Phi}{dt^4} + a(t^2 - 1) \frac{d^2\Phi}{dt^2} - b(t^2 - 1)\Phi + \varepsilon = 0. \quad (10.45)$$

Здесь Φ , a , b , ε — безразмерные величины; искомые функции v и u найдутся согласно (10.43):

$$\left. \begin{array}{l} \frac{du}{dx} = \frac{1}{l_0} \cdot \frac{d^2\Phi}{dt^2}; \\ \frac{d^2u}{dt^2} = \frac{1}{l_0^2} \cdot \frac{d^3\Phi}{dt^3}. \end{array} \right\} \quad (10.46)$$

Решение уравнения (10.45) ищем в виде степенного ряда

$$\Phi = \sum_{k=0}^{\infty} C_k t^k. \quad (10.47)$$

Как легко проверить, коэффициенты C_k оказываются связанными следующим рекуррентным соотношением:

$$(k+4)(k+3)(k+2)(k+1)C_{k+4} = a(k+1)(k+2)C_{k+2} - aC_k k(k-1) + bC_{k-2} - bC_k. \quad (10.48)$$

Коэффициенты C_0, C_1, C_2, C_3 остаются произвольными, остальные определяются через них. При $k=0$ вместо (10.48) будет равенство

$$C_4 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 1 - aC_2 \cdot 2 \cdot 1 + bC_0 + \varepsilon = 0. \quad (10.49)$$

Для получения фундаментальной системы частных решений уравнения (10.45) при $k=0$ положим:

$$C_0 = 1, \quad C_1 = C_2 = C_3 = 0, \quad \varepsilon = 0;$$

$$C_0 = 0, \quad C_1 = 1, \quad C_2 = C_3 = 0, \quad \varepsilon = 0;$$

$$C_0 = C_1 = 0, \quad C_2 = 0,5, \quad C_3 = 0, \quad \varepsilon = 0;$$

$$C_0 = C_1 = C_2 = 0, \quad C_3 = \frac{1}{6}, \quad \varepsilon = 0.$$

Получим следующие решения:

$$\left. \begin{array}{l} \Psi_0(t) = 1 + \sum_{k=2}^{\infty} C_{2k}^{(0)} t^{2k}, \\ \Psi_1(t) = t + \sum_{k=1}^{\infty} C_{2k+1}^{(1)} t^{2k+1}; \end{array} \right\} \quad (10.50)$$

$$\left. \begin{array}{l} \Psi_2(t) = \frac{t^2}{2} + \sum_{k=2}^{\infty} C_{2k}^{(2)} t^{2k}, \\ \Psi_3(t) = \frac{t^3}{3} + \sum_{k=1}^{\infty} C_{2k+1}^{(3)} t^{2k+1}. \end{array} \right\} \quad (10.51)$$

Частное решение при $\varepsilon \neq 0$ находим, положив

$$C_0 = C_1 = C_2 = C_3 = 0.$$

Определяя коэффициенты по (10.48) и (10.49) получим

$$\Psi(t) = \sum_{k=2}^{\infty} C_{2k} t^{2k+1} \quad (10.52)$$

Сходимость рядов (10.51) и (10.52) следует из известных теорем общей теории линейных дифференциальных уравнений.

Общее решение уравнения (10.45) получим, используя фундаментальную систему (10.50), (10.51) и частное решение (10.52):

$$\Phi(t) = C_0 \Psi_0(t) + C_1 \Psi_1(t) + C_2 \Psi_2(t) + C_3 \Psi_3(t) + \Psi(t). \quad (10.53)$$

Здесь C_0, \dots, C_3 — произвольные постоянные.

Согласно (10.43) имеем решение v и u :

$$v = l_0 \left[\frac{a}{b} \psi''_0(t) - \psi'_0(t) \right] C_0 + l_0 \left[\frac{a}{b} \psi''_1(t) - \psi'_1(t) \right] C_1 + \\ + l_0 \left[\frac{a}{b} \psi''_2(t) - \psi'_2(t) \right] C_2 + l_0 \left[\frac{a}{b} \psi''_3(t) - \psi'_3(t) \right] C_3 + \\ + l_0 \left[\frac{a}{b} \psi''(t) - \psi(t) \right]; \quad (10.54)$$

$$u = C_0 \psi'_0(t) + C_1 \psi'_1(t) + C_2 \psi'_2(t) + C_3 \psi'_3(t) + \psi'(t) \quad (10.55)$$

В (10.54) и (10.55) производные взяты по t .

Для определения постоянных A_1 , A_2 , \bar{A}_1 , \bar{A}_2 , v_0 , u_0 , M_0 , N_0 и C_0 , C_1 , C_2 , C_3 общих решений системы (10.35), составленных для различных участков основания массива, используем условия со-пряжения, состоящие в непрерывности v , u , u' и u'' . Непрерывность u' и u'' выражает условие равенства перерезывающих сил и мо-мента в точках O_2 , O и O_1 .

Кроме того, в точке O_1 соприкосновения висящей части массива с нижним основанием должно быть выполнено равенство

$$v = \Delta. \quad (10.56)$$

Составленные указанным путем условия дают 12 уравнений для определения произвольных постоянных.

По формуле

$$p = kv \quad (10.57)$$

найдем опорное давление массива. В частности, для ослабленного участка перед порогом, согласно (10.35)

$$p = k \left[1 - \left(\frac{x + l_0}{l_0} \right)^2 \right] v, \quad (10.58)$$

В качестве примера рассмотрим массив, состоящий из 10 слоев, мощности и модули упругости которых указаны в таб-лице.

№ слоя	Мощность, м	Модуль упругости, кН/см ²	№ слоя	Мощность, м	Модуль упругости, кН/см ²
1	3	0	6	6	$1 \cdot 10^4$
2	17	$0,06 \cdot 10^4$	7	4	$0,06 \cdot 10^4$
3	23	$0,06 \cdot 10^4$	8	6	$0,06 \cdot 10^4$
4	9	$0,06 \cdot 10^4$	9	5	$0,06 \cdot 10^4$
5	6	$0,06 \cdot 10^4$	10	4	$0,06 \cdot 10^4$

Удельный вес всех слоев принимаем $\gamma = 25 \text{ кН/см}^3$.

По формулам (10.35) находим средние характеристики массива (все данные в ньютонах и сантиметрах):

$$Gh = 4,1881 \cdot 10^7; D = 1,1924 \cdot 10^{13};$$

$$\gamma h = 21,25.$$

Вопрос о величине коэффициента жесткости k должен решаться для конкретного случая на основе эксперимента.

Для части массива впереди забоя в пределах l_0 коэффициент постели имеет не только переменные, но и вообще небольшие значения. Это обусловлено тем, что постелью является краевая зона пласта, которая имеет возможность не только деформироваться в сторону забоя, но нередко она раздавливается на значительную ширину в направлении массива. В этой части величины коэффициента постели никак нельзя сравнивать с величинами модуля упругости разрабатываемого пласта.

Помимо того, разрабатываемый пласт, породы непосредственной кровли и почвы часто разбиты трещинами давления, что также снижает величины коэффициента постели. Слоистость пород почвы, особенно при ее мелкослоистом строении, также приводит к уменьшению величины коэффициента постели.

В приведенном ниже примере использованы ориентировочные величины коэффициентов постели, что вполне приемлемо для иллюстративных целей.

Коэффициент жесткости упругого основания принимаем одинаковым для левой и правой частей основания

$$k = \bar{k} = 142,2.$$

Произведем расчет для случая длины висячей части массива — 60 м ($l = 6 \cdot 10^3 \text{ см}$); соответствующую высоту уступа Δ найдем расчетом. Значение l_0 — длину ослабленной части массива перед уступом, принимаем 200 см; для левой части массива:

$$v = 0,1494 + 3,401e^{-\tau x} \cos \omega x + 5,706e^{-\tau x} \sin \omega x;$$

$$\tau = 1,605 \cdot 10^{-3}; \quad \omega = 0,9363 \cdot 10^{-3}.$$

Далее, согласно (10.42), для висячей части массива получим

$$v = 0,742 \cdot 10^{-13}x^4 - 1,275 \cdot 10^{-9}x^3 + 0,498 \cdot 10^{-5}x^2 + 15,085x + 6,173.$$

Наконец, для правой лежащей части массива имеем:

$$v = 97,12 - 0,149e^{-\tau x} \cos \omega x + 1,196e^{-\tau x} \sin \omega x;$$

$$\tau = 1,605 \cdot 10^{-3}; \quad \omega = 0,9369 \cdot 10^{-3}.$$

Высота уступа

$$\Delta = 97 \text{ см.}$$

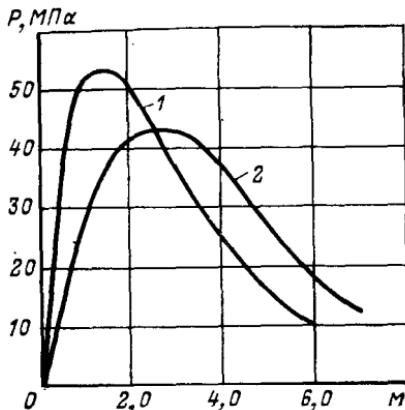


Рис. 10.7. Кривые опорного давления впереди забоя при ширине раздавливаемой зоны:
1 — 2 м; 2 — 6 м

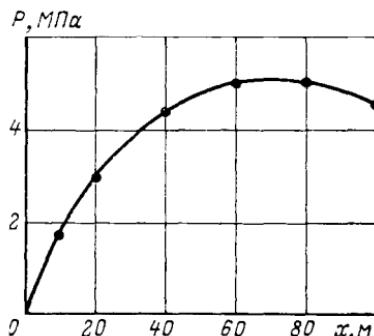


Рис. 10.8. Кривая опорного давления позади места смыкания кровли и почвы

Давление может быть определено по формуле

$$p = kv.$$

По приведенным формулам построены графики рис. 10.7 и 10.8.

Таким образом, при плавном опускании кровли данный метод расчета впервые позволяет определить с достаточным приближением: характер распределения и интенсивность опорного давления, протяженность зон разгрузки, величины просадок крепей в очистных забоях. Также впервые показано, что в отличие от имеющихся представлений максимум давлений на почву в выработанном пространстве находится на значительном удалении от места смыкания пород кровли и почвы.

§ 5.

Управление опорным давлением

Несмотря на особо важное место, занимаемое процессами опорного давления в комплексе проявлений горного давления, и всю значимость проблемы управления опорным давлением, она до последнего времени не была даже поставлена. Систематические исследования этой проблемы были начаты нами в 1975 г.

Изучение природы, физической сущности процессов опорного давления и их закономерностей, рассмотренных в предыдущих главах, показывает, что процессы опорного давления, вызываемые ими, и сопутствующие им другие физические процессы имеют первостепенное, определяющее влияние на основные виды горных работ: управление кровлей очистных забоев, генеральные обрушения кровли, крепление очистных и подготовительных выработок, отжим краевых зон в очистных забоях, про-

изводительность комбайнов, проявления внезапных выбросов и горных ударов, прорывы глин и плывунов, эффективность осуществления подработки и надработки и т. д.

Особенно большое влияние опорное давление оказывает на снижение устойчивости непосредственной кровли в лавах как с механизированной, так и с индивидуальной крепью. В результате действия опорного давления во многих типовых условиях при достижении достаточной глубины работ в разрабатываемых пластах и вмещающих породах возникают трещины давления (вынужденный кливаж), на который накладываются более крупные секущие трещины давления, ориентированные в направлении забоя, частота которых нередко равна или кратна глубине захвата выемочного органа комбайна. С уменьшением глубины захвата частота трещин возрастает, что приводит к дальнейшему падению устойчивости непосредственной кровли. Результат этого — возрастание вывалов пород непосредственной кровли в незакрепленной ее части, между забоем и перекрытиями механизированных крепей.

Наиболее тяжелые условия создаются в тех случаях, когда залегающие в непосредственной кровле прочные породы, например известняки, замещаются линзами слабых пород. Эти слабые зоны раздавливаются опорным давлением и обрушаются в призабойное пространство.

Так, на шахте им. 50-летия Октября («Гуковуголь») разрабатывается угольный пласт l_6 , непосредственная кровля которого в основном представлена прочными известняками мощностью около 10 м, к которым в нижней части приурочены линзообразные замещения глинистых сланцев мощностью до 6 м. При подходе лавы к краям этих линз образуются куполы высотой 2—3 м, что приводит к росту травматизма, срывам планов добычи и серьезному экономическому ущербу.

Другим аналогичным примером является шахта «Панфиловская» («Донецкуголь»), где прочные известняки непосредственной кровли пласта k_8 замещены местами линзами аргиллита мощностью до 3—3,5 м и др.

Действенных методов борьбы с этими явлениями практически не имеется, а применяемая опережающая крепь является палиативом, она весьма трудоемка и неэффективна.

Решение проблемы управления опорным давлением позволит не только резко снизить травматизм и получить большой экономический эффект, оно позволит найти принципиально новые решения при разработке одиночных и особенно свит сближения пластов.

Управление опорным давлением возможно осуществить путем снижения его интенсивности и максимума, изменения ширины его зон, изменения места расположения его максимума, уменьшения частоты и интенсивности динамических проявлений, возрастаний его максимумов.

В настоящее время можно наметить следующие пути управления опорным давлением: изменение характера и частоты трещин давления в непосредственной кровле, изменение прочностных свойств вмещающих пород и пород-мостов в покрывающей толще; изменение шагов обрушений основной кровли и пород-мостов; изменение углов наклона основной кровли; изменение деформируемости краевых зон; изменение реактивного давления крепей, в том числе применение крепей активного действия; изменение длины очистного забоя.

Для этих целей могут быть использованы следующие процессы: механические, взрывные, физикохимические и биохимические, гидравлические, газовые и т. д.

К механическим процессам относятся такие, как однократные и многократные подработки и надработки пластов, бурение скважин (большого и малого диаметров) в краевые зоны, обеспечение регулярного отжима угля или его предотвращение и т. д. К процессам взрыва следует относить также взрыв атомных зарядов. Все эти процессы могут применяться как для предварительной обработки шахтных и выемочных полей, так и для управления опорным давлением в процессе осуществления очистных и подготовительных работ.

В настоящее время предложены, опробованы или применяются следующие частные способы, предназначавшиеся для решения других задач, которые практически могут быть использованы для решения проблемы управления опорным давлением (помимо уменьшения длины лав):

1) бурение скважин впереди очистного забоя, что приводит к увеличению деформируемости краевой зоны и перемещению максимума опорного давления в глубь массива;

2) применение опережающей подрубки пласта впереди выемочного органа комбайна для получения вруба и перемещения опорного давления на заданное расстояние;

3) взрывание зарядов в пределах мощности основной кровли, из скважин, пройденных из горных выработок, с целью уменьшения шага ее посадки;

4) нагнетание воды в скважины под высоким давлением (10—20 МПа) в пределах мощности основной кровли с целью снижения прочностных характеристик слагающих ее пород опробовано на шахтах Воркуты под руководством А. А. Борисенко.

5) гидровзрывной метод посадки основной кровли, отличие которого от предыдущих состоит в том, что после взрывания зарядов в скважинах в пределах мощности основной кровли в эти скважины нагнетается под низким давлением 0,6—1,0 МПа вода от системы шахтного водоотлива, причем скважины проходятся из штреков впереди очистного забоя; этот способ опробован и частично применяется на шахтах Сахалинугля по предложению В. Г. Бескаравайного;

6) автором совместно с Б. П. Овчаренко предложен способ образования взрывным методом гребней из вмещающих пород в выработанном пространстве, что позволяет уменьшить угол наклона основной кровли и, следовательно, избежать полностью или уменьшить влияние вторичных осадок основной кровли, а также изменить опорное давление в его задней зоне;

7) в качестве примеров применения других методов можно привести попытки склеивания трещиноватой или мелкослоистой кровли эпоксидными смолами, фурфуролом и др., предпринимавшиеся на ряде шахт, например на шахте им. 50-летия Октября (эти опыты, однако, не принесли пока желаемого успеха).

Эти способы ни в коей мере не решают в целом проблему управления опорным давлением, но они показывают некоторые направления дальнейших работ.

Глава XI

НАДРАБОТКА ПЛАСТОВ

Подавляющее большинство угольных месторождений представлено свитами пластов. Обычно пласти свит разрабатываются с разделением их на группы, в среднем по 2—4 пласта в группе. Наиболее распространенным является нисходящий порядок отработки групп и пластов в свите, что в большинстве условий приводит к надработке верхними пластами нижних. В пределах групп и свит пластов надработки могут быть однократными и многократными.

В ряде случаев надработка оказывается экономически невыгодной.

Например, если нижний пласт более кондиционный, без прослоев пород, большей мощности, коксующийся, экономически выгоднее его первоочередная выемка. Но он может быть одновременно и угрожаемым или опасным по внезапным выбросам или горным ударам. В таких случаях часто приходится сознательно принимать надработку нижнего пласта, являющегося одной из наиболее действенных мер профилактики указанных явлений.

Надработка пластов имеет большие радиусы действия, достигающие 100 м и более. Если мощности междупластий пре-восходят радиус действия надработки она практически не влияет на подстилающий пласт.

При уменьшении мощностей междупластий надработка оказывает все более существенное воздействие и при сближенных и весьма сближенных пластах может наносить большой экономический ущерб. В ряде случаев надработка может оказывать благоприятное воздействие на показатели последующей разработки.

Таким образом, использование надработки может являться не только целесообразным, но и обязательным.

Сплошная надработка пласта на больших площадях практически оказывается невозможной вследствие тектонических нарушений: сбросов и взбросов, пережимов и утонений пластов, их выклиниваний и др., у которых часто приходится оставлять целики. В зависимости от применяемых способов подготовки и систем разработки меняются размеры выемочных полей (участков), приходится оставлять целики у штреков, бремсбергов и уклонов. Завалы лав также приводят иногда к необходимости оставления целиков.

Все эти обстоятельства осложняют воздействия надработки.

Надработка может осуществляться как при одновременной отработке нижнего пласта, так и при полном отсутствии на нем горных работ.

При изучении физической сущности явлений, связанных с надработкой пластов, прежде всего должны изучаться механические и другие процессы, происходящие в надрабатываемой толще в целом, а также и в надрабатываемом пласте, а затем явления, происходящие в выработках надрабатываемого пласта. Исследования показывают, что последствиями надработки могут являться повышенная частота завалов лав, повышенный травматизм, возрастание потерь полезного ископаемого, удорожание стоимости работ по креплению и управлению кровлей и т. д.

Конкретный характер проявлений процессов деформаций и напряжений в подстилающей толще при надработке зависит от горно-геологических условий в целом, включая сложение и строение всей толщи пород, глубину работ и угол залегания пластов, строение и физико-механические характеристики пород между пластами, а также от технологических параметров, особенно таких, как способы подготовки, системы разработки, длина очистных забоев, способы управления кровлей, скорости подвигания очистных работ.

§ 1.

Исследования процессов деформаций и напряжений в подстилающей толще при надработке

Исследования процессов деформаций и напряжений в подстилающей толще при надработке в шахтных условиях связано с существенными трудностями и сколько-нибудь полно не осуществлялось. Почти все известные в литературе шахтные исследования проводились в горных выработках надрабатывающего и нижних (надрабатываемых) пластов, а лабораторные исследования — на плоских моделях.

Наши шахтные исследования проводились в условиях шахт производственного объединения «Гуковуголь» и частично «До-

нецкуголь», а лабораторные — для условий указанных шахт и шахт производственного объединения «Карагандауголь» и других бассейнов. Лабораторные исследования выполнялись комбинированным методом объемных и плоских моделей.

Достаточно полные натурные исследования были выполнены на шахте «Гуковская» под руководством автора и доцента С. Г. Андрушкевича в 1972—1975 гг., непосредственным исполнителем являлся В. П. Зубов.

На шахте «Гуковская» разрабатываются два пласта: верхний k_6 средней мощностью 1,24 м и нижний k_6^{1-2} средней мощностью 1,65 м; угол падения пластов — 16° — 23° ; мощность между пластами — 43—52 м. Непосредственная кровля и почва пластов сложены песчаными и песчано-глинистыми сланцами, а основная кровля представлена мощными, прочными песчаниками. Исследования были проведены на 17 участках, где были заложены более 110 наблюдательных станций, которые оборудовались контурными и глубинными реферами. Глубины надработки на этих станциях изменялись от 270 до 700 м, а ширина целиков, оставленных по надрабатываемому пласту, менялась от 10 до 93 м.

В этих исследованиях показано, что при работе лав нижнего пласта под целиками резко снижается устойчивость непосредственной кровли, вследствие чего площадь вывалов более чем в два раза превышает таковую при ведении очистных работ под выработанным пространством, а высота вывалов возрастает в 1,7—2,2 раза. Это привело: к большому росту объемов работ по ликвидации последствий вывалов, срывам очистных работ, уменьшению в 1,5—2 раза скорости подвигания лав, сильно возрос травматизм, повысилась зольность угля, снизилась производительность труда и возросла себестоимость угля.

Были получены новые данные о влиянии ширины целиков. Вопреки установившемуся в литературе мнению о том, что интенсивность горного давления в подготовительных выработках надрабатываемого пласта обратно пропорциональны ширине оставленных по верхнему пласту целиков, показано, что после уменьшения ширины этих целиков до определенных величин, влияние целиков начинает уменьшаться (а не увеличиваться).

Показано также неизвестное ранее наличие существенного влияния направления подвигания забоев, по отношению к краевым зонам контура выемки и целиков: наиболее неблагоприятные условия поддержания кровли создаются при выходе лав из-под краевых зон. Это объясняется большими нарушениями при таком направлении подвигания пород непосредственной кровли и др.

Исследования процессов деформаций подстилающей толщи методом объемных моделей проводились для условий разработки пологих пластов средней мощности Карагандинского бас-

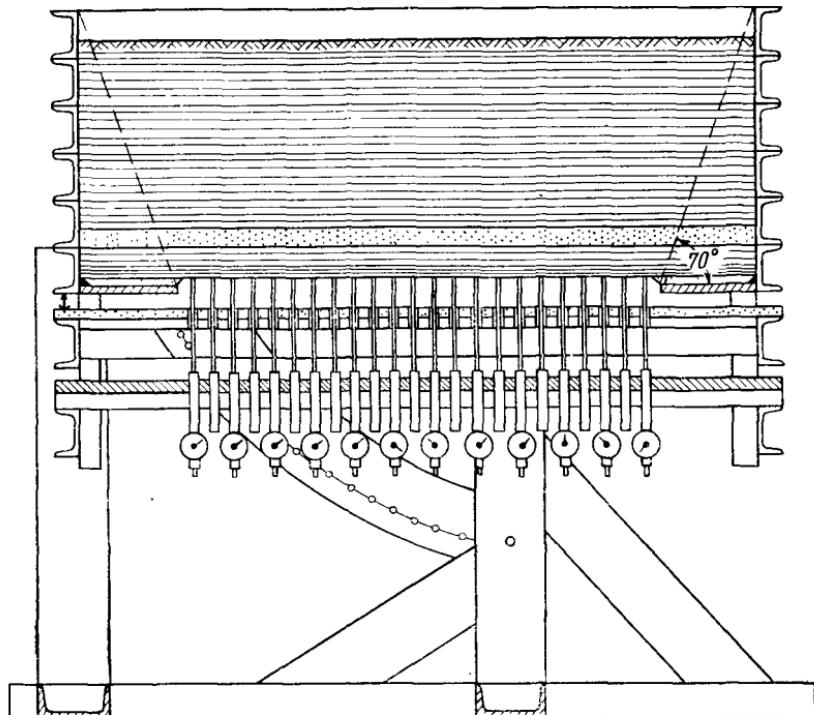


Рис. 11.1. Стенд для объемных моделей

сейна. Моделировался пласт мощностью 3 м, залегающий под углом 10° , на глубине 400—500 м. В кровле пласта залегают слоистые аргиллиты общей мощностью до 96 м, над ними — песчаник мощностью порядка 80 м, выше него — слоистые алевролиты мощностью до 120 м, далее — песчаник мощностью 50—60 м и слоистые аргиллиты до поверхности. В почве пласта залегают аргиллиты мощностью 50 м. Воспроизводилась система разработки длинными столбами по падению в двух вариантах: а) последовательная отработка столбов с оставлением между ними целика для поддержания (охраны) штреека, б) последовательная отработка столбов с поддержанием штреека на границе выработанного пространства (без оставления целиков).

Исследования выполнялись автором совместно с Н. В. Симоновой и В. А. Симоновым.

Исследования велись на объемных моделях методом эквивалентных материалов в сочетании с методом компенсирующей нагрузки.

Наблюдательная станция закладывалась в плоскости нормальной к слоистости по простиранию. Глубинные реперы за-

кладывались в подстилающей толще на трех-четырех уровнях от пласта и на достаточном удалении от лав — 100—150 м в пересчете на натуру.

Глубинный репер представлял тонкую металлическую пластинку толщиной 5 мм, которая была связана тонким металлическим стержнем, размещенным в скважине, с индикаторной головкой с ценой деления 10μ и 2μ .

Общий вид стенда объемной модели приведен на рис. 11.1. В исследованиях использовались также плоские модели с упругим динамометрическим основанием.

Эти исследования позволили получить ряд новых результатов, среди которых особо следует отметить полученные впервые характер распределения опорного давления в плоскости пласта в объемной модели, динамику, деформаций (и напряжений) в зонах повышенных и пониженных напряжений, контуры зон влияния и др. Результаты всех этих исследований использованы в последующем изложении.

§ 2.

Характеристика процессов деформации и напряжений в подстилающей толще при надработке

В предыдущей главе показаны причины и механизм образования в подстилающей толще зон повышенных напряжений и разгрузки.

Краевые зоны пласта по контуру обнажения нагружены опорным давлением и представляют собой, как показано выше, своеобразные штампы, которые передают давления в подстилающую толщу.

В ней проходят процессы рассеивания и затухания деформаций и напряжений. Характер этих процессов, по результатам наших исследований на объемных моделях, представлен в разрезе по простираннию на рис. 11.2, а в сечении по падению вблизи максимума опорного давления, в данном случае на расстоянии 10 м впереди забоя, — на рис. 11.3. Графики прираще-

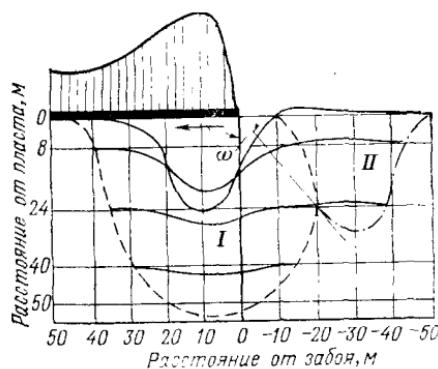


Рис. 11.2. Характер рассеивания деформаций в почве пологого пласта:
I — конфигурация зоны деформаций сжатия под краевой частью пласта;
II — конфигурация зоны восстановления деформаций под выработанным пространством

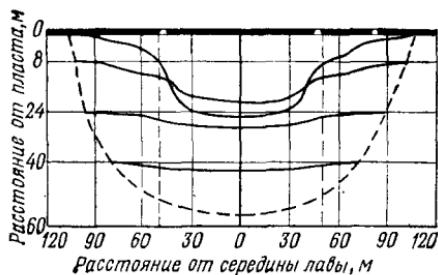
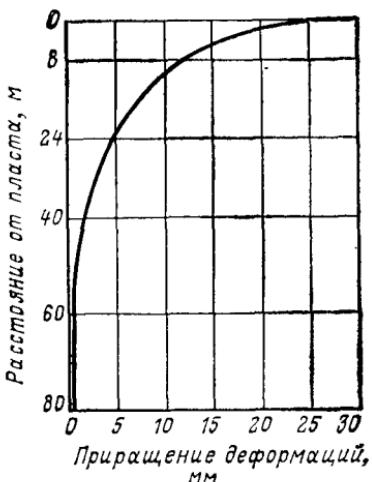


Рис. 11.3. Конфигурация зоны деформаций под краевой частью пласта на расстоянии 10 м от забоя (в зоне максимума опорного давления)

Рис. 11.4. Характер затухания деформаций в почве пласта впереди забоя (в зоне максимума опорного давления)



ний деформаций показаны для четырех уровней, отстоящих от пласта на расстояниях 0; 8; 24 и 40 м. Эти линии и приняты за нулевые при построении графиков приращения деформаций.

Под краевыми зонами происходит рассеивание деформаций и убывание их в любом направлении. Границы области, в которых практически происходит полное затухание дополнительных деформаций сжатия (и напряжений), показаны на рис. 11.3 пунктирной линией.

В сечении по падению эта область имеет форму, близкую к параболическому сегменту, а в сечении по простианию ее форма — своеобразна (см. рис. 11.2).

Ширина этой области в сечении по падению на контакте с почвой в 1,5 раза превосходит длину лавы, равную в данном случае 100 м, а глубина ее достигает 50—60 м.

В сечении по простианию ширина этой области на контакте с почвой превосходит ширину передней зоны опорного давления в 1,5 раза.

Деформации подстилающей толщи под передней зоной опорного давления достигают максимума по вертикали, под максимумом опорного давления непосредственно под пластом, на контакте с почвой, а по мере удаления от пласта они быстро убывают. Убывание деформаций, по указанной линии, в функции расстояния от пласта, показано на рис. 11.4. Деформации по этой линии практически полностью затухают на расстоянии 50—60 м от пласта.

Затухание деформаций в подстилающей толще в других сечениях происходит все более быстро по мере их удаления в обе стороны, от максимума опорного давления.

Ширина боковых зон опорного давления достигает 50 м и более. К зоне повышенных напряжений со стороны вырабо-

танного пространства примыкает зона разгрузки, границы которой показаны штрих-пунктирной линией (рис. 11.2). В этой зоне происходит частичное восстановление деформаций сжатия. Оно распространяется на уровне почвы пласта на расстояние до 40 м, а по глубине — до 20—25 м. В пределах этой зоны напряжения $\sigma_n < \gamma_i H_i$.

Следует помнить, что зоны повышенных напряжений и разгрузки в процессе подвигания лавы также перемещаются.

Интенсивность деформаций и границы всех зон не стабильны, меняются в зависимости от хода зависаний пород покрывающей толщи, достигая максимумов в периоды действия над забоем суммарных максимальных изгибающих моментов. Отсюда вытекает весьма важный вывод относительно воздействий на надрабатываемые пласты и горные выработки: действие надработки — не постоянно, имеет определенную для данных условий периодичность; приводит к различным их деформациям, т. е. на одних участках эти воздействия — максимальны, на других — минимальны, а не постоянны, как это нередко предполагается в ряде литературных источников.

Соседство зон повышенных давлений и разгрузки в подстилающей толще предопределяет возможности раскрытия имеющихся и образования в ней новых трещин.

Эти закономерности затухания деформаций (и напряжений), полученные нами методом объемных моделей, подтверждаются данными шахтных исследований и являются общими. Конкретные параметры этих процессов безусловно будут меняться в зависимости от конкретных условий.

Породы подстилающей толщи при надработке находятся в состоянии неравномерного объемного сжатия. Упругие показатели твердых пород при данном напряженном состоянии относительно высоки. Поэтому качественную сторону изменения напряжений в подстилающей толще, сложенной твердыми слоистыми породами, допустимо рассматривать с позиций теории упругости. Исходя из теории штампа, область распространения опорного давления в подстилающей толще можно с достаточным приближением ограничить некоторым углом — $\omega = 55^\circ$. За пределами этих углов приращения σ_z составляют не более 10%, т. е. достаточно малы.

§ 3.

Надработка пластов

Общая схема надработки представлена в срединном сечении по простиранию на рис. 11.5, а, а в сечении по падению позади задней зоны опорного давления — на рис. 11.5, б.

Интенсивность деформаций надрабатываемого пласта зависит от мощности междупластья и свойств пород; рассеивание напряжений идет тем быстрее, чем ниже модуль упругости

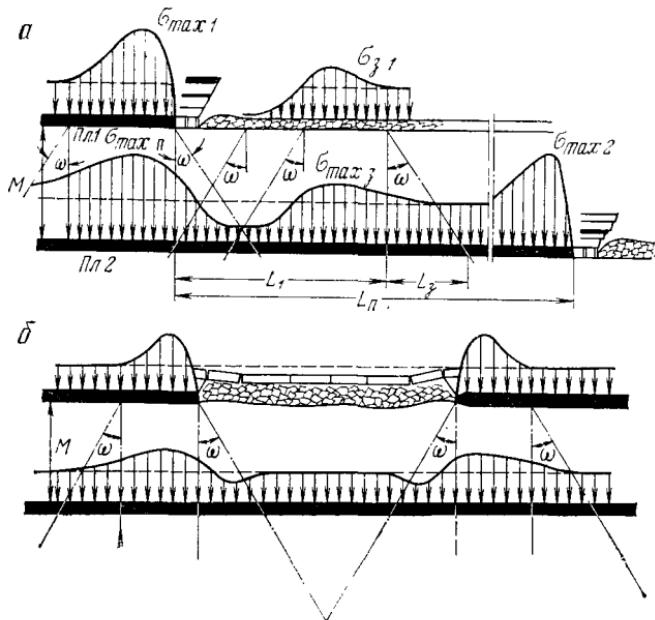


Рис. 11.5. Схема надработки пласта:
а — в среднем сечении лавы; б — в сечении по падению

пород междупластия, а величина дополнительных напряжений обратно пропорциональна мощности междупластия. По этим причинам эффективность надработки ограничивается в данных условиях некоторым предельным значением мощности междупластия M . Надработка становится неэффективной при $M > M_{\max}$.

Величина M_{\max} определяется на основании практических данных, для типовых междупластий. В ряде бассейнов величина $M_{\max} \leq 70-90$ м.

При условии $M < M_{\max}$ надрабатываемый пласт подвергается сложному процессу нагружения и разгрузки, на площади, превосходящей по своим размерам отрабатываемую площадь вынимаемого пласта. При достаточно большом опережении L_n в направлении по простианию надрабатываемый пласт испытывает попеременное сжатие и разгрузку от двух волн напряжений — переднего и заднего опорных давлений надрабатывающего пласта, параметры которых имеют свою динамику.

Надработка приводит к уменьшению начальной мощности надрабатываемого пласта. В зависимости от свойств надрабатываемого пласта и передаваемых на него опорных давлений и их перепадов может происходить или уплотнение надрабатываемого пласта, следовательно его упрочнение, или же, наоборот, его частичное разрушение (разрыхление).

Перемежаемость зон нагружения и разгрузки по простианию и падению создает благоприятные условия для газоот-

дачи надрабатываемого пласта. При трещиноватых породах газ в значительной степени может дренироваться. Действие опорных давлений во многих случаях может приводить к частичному разрушению того или иного числа слоев между-пластя, повышая в целом его газопроницаемость.

Таким образом, в определенных условиях надработка может существенно менять агрегатное состояние надрабатываемого пласта и свойства пород междупластья, в частности их трещиноватость и газопроницаемость.

При надработке пластов может происходить надработка различных выработок: штреков, бремсбергов, гезенков и др. При попадании этих выработок в зоны повышенных напряжений, именуемых также зонами влияния опорных давлений надрабатывающего пласта (или пластов), они могут испытывать повышенные давления и различных масштабов деформации и разрушения.

Таким образом, надработка пластов может иметь разное значение: она может и облегчать и затруднять разработку нижних пластов.

Весьма существенным является вопрос о величине опережения очистных забоев пластов при надработке. Во многих случаях выемка надработанного пласта наиболее благоприятна, если забой нижнего пласта находится на достаточном удалении от задней зоны опорного давления верхнего пласта. В этом случае для минимально допустимого отставания из схемы рис. 11.5 получим выражение

$$L_n \geq L_1 + L_3, \quad (11.1)$$

где L_3 — запас;

Можно принимать $L_3 = 30 \div 40$ м.

Введение запаса объясняется необходимостью учета возможной неувязки скоростей подвигания очистных работ по этим пластам, аварийных простоев забоев и др.

В литературе нередко встречаются рекомендации использовать для определения отставания забоя надрабатываемого пласта углы сдвижения, что раньше предлагалось Л. Д. Шевяковым [78]:

$$L_n = M \operatorname{ctg} \omega + L_3, \quad (11.2)$$

где ω — угол сдвижения пород (по простиранию).

Эта формула не учитывает влияния задней зоны опорного давления, а также того обстоятельства, что в пределах мощности междупластья углы влияния могут сильно отличаться от углов сдвижения, которые получаются, как осредненные, для всей толщи пород до поверхности.

По этим причинам данная формула является лишь сугубо ориентировочной.

Минимальное опережение забоев

$$L_{\min} \geq L_3. \quad (11.3)$$

Однако это условие практически трудно выполнить, так как оно требует весьма четкой увязки скоростей подвигания очистных работ на обоих пластиах. При небольших нарушениях ритмичности очистных работ любого пласта очистной забой нижнего пласта будет попадать в неблагоприятные условия.

Но в принципе при пологом падении отставание лавы нижнего пласта от лавы верхнего (надрабатывающего) может быть любым, однако при этом стоимость крепления лавы нижнего пласта может весьма сильно возрасти. Поскольку в зону надработки может попадать не только очистной забой, но также и выемочные штреки, вопрос о рациональной величине отставания лавы нижнего пласта должен решаться на основании совместного учета расходов на усиление крепления лавы и повышение стоимости поддержания штреков. Эти расчеты не могут быть выполнены чисто теоретически, они требуют опытного определения исходных данных в шахтных условиях.

В ряде случаев при разработке свит могут происходить многократные надработки пластов; влияние многократных надработок приходится пока оценивать на основании данных практики.

Влияние боковых зон опорного давления сохраняется весьма длительное время, практически постоянно, так же как и зон вблизи остановленного забоя и у заднего целика.

§ 4.

Особенности механики горных пород при разработке надработанных пластов

Разработка надработанных пластов осложняется при производстве горных работ под различного рода целиками, оставляемыми у геологических нарушений, у выработок, между этажами, а также под краевыми зонами массивов соседних полей, панелей, этажей.

Оставляемые целики действуют на подстилающую толщу подобно своеобразным штампам. Под ними образуются зоны повышенных напряжений. В общем случае эти зоны не симметричны вследствие изменений структуры целиков, изменений углов наклона, различия во времени и скоростях деформирования, при образовании противоположных краев целика, а напряжения в этих зонах с удалением в подстилающую толщу затухают относительно быстро. Напряженное состояние этих зон не стабильно вследствие деформаций ползучести и может изменяться во времени по-разному в различных условиях.

Форма этих зон зависит также от сложения подстилающей толщи (однородная, слоистая, блочная), различий в моделях упругости соседних частей и их абсолютных размеров.

Эти обстоятельства предопределяют отличия закономерностей изменения поля напряжений под целиками в сравнении с закономерностями, определяемыми по теории штампа.

При прочих равных условиях глубина затухания напряжений в породах подстилающей толщи под целиком z_{\max} является функцией ширины целика. Это определяет и различия во взаимодействии целиков с надработанным пластом.

Теоретически напряжения под штампами затухают полностью на бесконечном удалении, но под целиком существенные приращения напряжений затухают относительно быстро.

Размеры зон повышенных напряжений под целиками — различные, могут достигать 50—100 м по глубине, а по ширине в два с лишним раза превосходить ширину целика. Так, на шахте «Гуковская-1» при ширине целика 30 м зона повышенных напряжений имела следующие размеры: максимальную глубину — 55 м, максимальную ширину — 65 м; за этими пределами деформации несущественны.

При горизонтальном залегании пластов и однородных породах почвы характер влияния ширины целика b представлен на рис. 11.6, а. Очевидно, что при прочих равных условиях, в том числе и при одинаковой интенсивности нагрузки на целик, увеличение ширины целика приводит к возрастанию z_{\max} .

Вопрос о влиянии ширины целика на процессы рассеивания напряжений в надрабатываемом массиве имеет первостепенное значение. Обычно в литературных источниках указывается, что уменьшение ширины целика приводит к возрастанию концентраций напряжений, а следовательно к увеличению деформаций надрабатываемого массива, в том числе и надрабатываемого пласта. В действительности это не совсем правильно. Следует различать два варианта изменения целика: а) частичная, односторонняя или двусторонняя выемка целика; б) сравнение величин нагрузок на целики, работающие в одинаковых условиях, имеющие разную ширину.

В первом случае при частичной двусторонней выемке целика динамика нагрузок приводит к симметричному возрастанию пролетов кровли и увеличению суммарных изгибающих моментов действующих над краевыми зонами целика, а при частичной односторонней выемке целика происходит возрастание суммарного изгибающего момента только со стороны отработки и поэтому эпюра нагрузок принимает резко несимметричный характер.

Во втором случае эпюры нагрузления сравниваемых широкого и узкого целиков на действующей шахте или при проектировании меняются, а их отличие заключается в разнице величин суммарных нагрузок, в то время как суммарные изгибающие

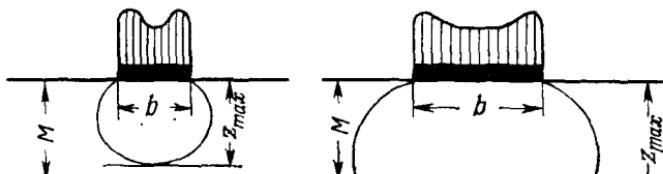
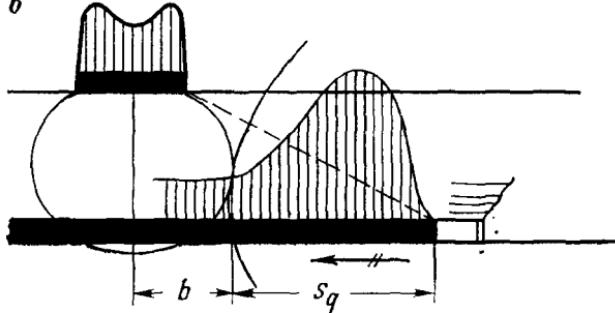
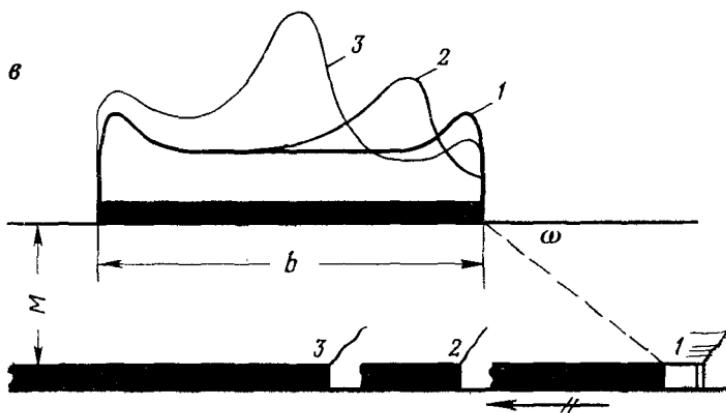
a***b******в***

Рис. 11.6. Зоны и динамика опорного давления, действующего на целик при его подработке лавой:

а — зона влияния целика; *б* — начало взаимного влияния; *в* — изменение давления на целик

моменты, действующие на краевые зоны до некоторого предела — b_{\min} сохраняют свои значения. В работе [41] показано, что, начиная с некоторой ширины целиков, при дальнейшем ее уменьшении глубина затухания деформации (и напряжений) в подстилающей толще также уменьшается. Это вполне объяснимо с точки зрения теории штампа, согласно которой действующая нагрузка и глубина затухания напряжений обратно пропорциональны друг другу.

Данное явление можно использовать при надработке и заранее спроектировать такую ширину целиков, при которой их влияние не достигнет надрабатываемого пласта. Для этих целей необходимо соблюсти условие

$$z_{\max} < M, \quad (11.4)$$

Основные осложнения при разработке надработанного пласта возникают при приближении лавы к границе целика с момента начала взаимодействия зон повышенных напряжений под целиком верхнего пласта и впереди лавы нижнего пласта, как показано на рис. 11.6, б.

Динамика опорного давления, действующего на подрабатываемый целик, в процессе подвигания под ним лавы нижнего пласта показана на рис. 11.6, в кривыми 1—3.

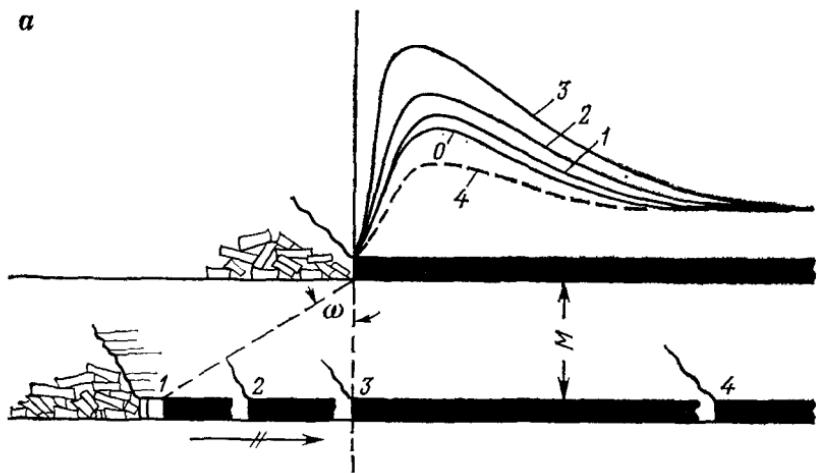
По мере подвигания очистного забоя нижнего пласта вся толща пород между пластами испытывает последовательно зависания и дополнительные осадки. Осадки испытывает также и целик, причем оседающие его части уходят из-под нагрузки, что приводит к росту опорного давления на неподработанную часть целика и снижению напряжений в его подработанной части. В свою очередь, рост опорного давления и уменьшение действующей ширины целика приводят к возрастанию деформаций и разрушений толщи пород между пластами как впереди забоя, так и в пределах призабойного пространства нижнего пласта, нарушениям и резкому снижению несущей способности непосредственной кровли.

Этим объясняется рост вывалов из кровли в призабойном пространстве нижнего пласта, увеличение травматизма и снижение основных показателей при работе лав нижнего пласта под целиками, оставленными на верхнем (надрабатываемом) пласте.

Отрицательные воздействия на эффективность очистных работ оказывает также необходимость их ведения под краевыми зонами массивов. При этом возникает вопрос о наиболее благоприятном направлении очистных работ, которые часто оказываются возможным вести или в направлении от выработанного пространства навстречу краевой зоне массива, или в обратном направлении [41].

Характер динамики опорного давления для этих случаев представлен на рис. 11.7, а, б в виде кривых 0—4.

a



б

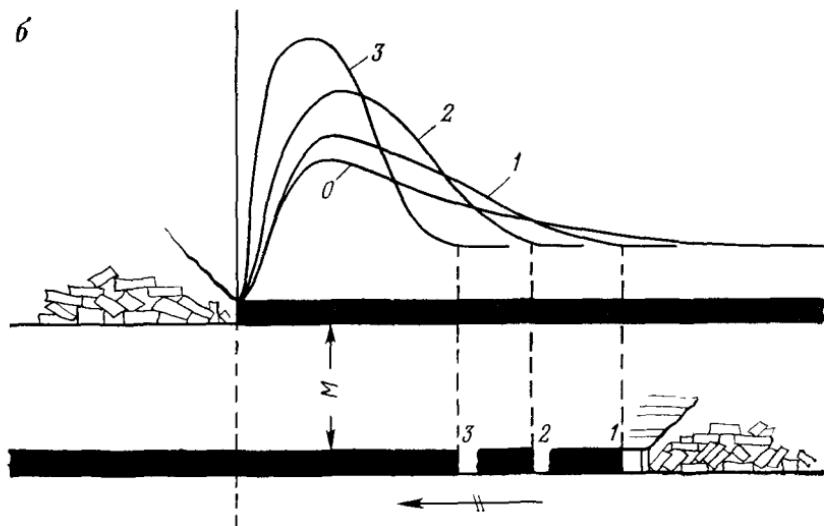


Рис. 11.7. Динамика опорного давления при подработке краевых зон лавами:
а — при встречном движении лавы; б — при догоняющем движении лавы

При подвигании лавы нижнего пласта навстречу краевой зоне массива (см. рис. 11.7, а) в первую очередь происходят дополнительные деформации и осадки именно краевой зоны, что приводит к снижению опорного давления на краевую зону, переносу его максимума в глубь массива. При обратном направлении очистных работ (см. рис. 11.7, б) по нижнему пласту деформации и осадка междуупластья приводят к тому, что ширина недеформированной части массива все более уменьшается, опорное давление все более увеличивается, деформации и разрушения непосредственной кровли возрастают в большей степени, чем при встречном движении лавы относительно краевой зоны.

Г л а в а XII ПОДРАБОТКА ПЛАСТОВ

Восходящий порядок отработки пластов принимается вследствие различных причин: первоочередная отработка пластов, например коксующихся, более мощных, менее зольных и т. д. При восходящем порядке отработки пласти, расположенные в покрывающей толще, неизбежно испытывают влияние разрабатываемого.

Интенсивность этого влияния является функцией ряда факторов: мощности подрабатывающего пласта; мощности и свойств его непосредственной кровли, мощности и пределов прочности на изгиб его основной кровли и др. При прочих равных условиях, интенсивность влияния выемки нижнего пласта на верхний определяется мощностью междуупластья, индивидуальной для каждого конкретных условий. Первоочередная выемка нижнего пласта начинает оказывать существенное влияние на последующую выемку верхнего.

Такое явление носит название подработки; нижний пласт называется подрабатывающим, а верхний — подрабатываемым.

Подработка может быть однократной и многократной, если подрабатывающими являются не один, а несколько пластов.

В зависимости от конкретных условий подработка может оказывать на подрабатываемый пласт и вредное, и полезное, а иногда и смешанное влияние.

При подработке верхний пласт может попадать в разные зоны: интенсивного дробления, упорядоченного перемещения, изгиба.

В тех случаях, когда подрабатываемый пласт попадает в зону интенсивного дробления, он будет перемят и непригоден к эксплуатации. Даже в тех случаях, когда этот пласт оказывается непосредственно над зоной интенсивного дробления, он может быть разбит сбросами, многочисленными трещинами, а также испорчен.

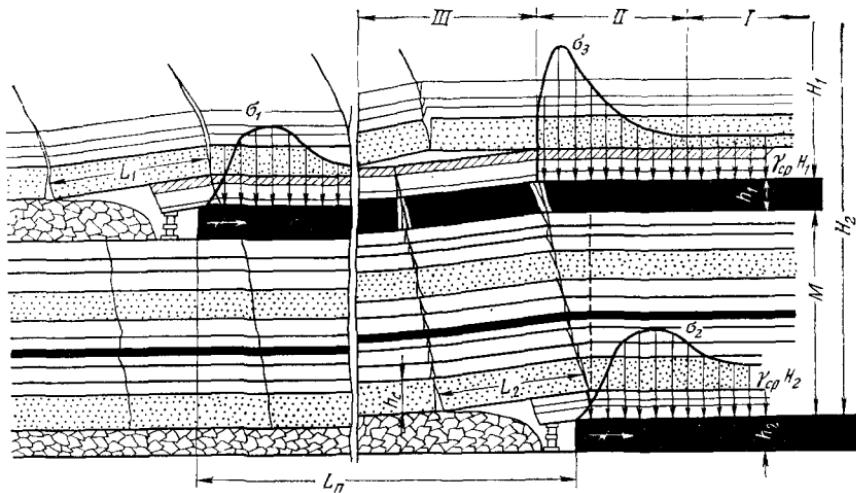


Рис. 12.1. Схема подработки пласта в среднем сечении лавы (по простиранию)

Подрабатываемый пласт оказывается годным для последующей эксплуатации, если он располагается несколько выше зоны интенсивного дробления, в зоне упорядоченного перемещения.

Хотя в принципе, чем дальше он располагается от подрабатывающего пласта, тем меньше его нарушения, тем спокойнее его залегание, но, начиная с некоторого минимального расстояния, это обстоятельство перестает играть существенную роль.

Наиболее благоприятным для сохранения подрабатываемого пласта является его размещение в зоне изгиба, но как указывалось выше, зона изгиба при современных длинах лав образуется лишь в частных случаях, т. е. при залегании в покрывающей толще мощных и прочных слоев.

Общая схема подработки верхнего пласта нижним в срединном сечении лавы по простиранию представлена на рис. 12.1.

Влияние подработки целесообразно рассмотреть лишь при ее допустимости, когда подрабатываемый пласт не попадает в зону интенсивного дробления и не будет испорчен для последующей выемки. Влияние подработки сводится к следующему.

Попадая в зону опорных давлений, возникающих на передних границах расслоений (зона II, см. рис. 12.1), подрабатываемый пласт испытывает нагружение. В действительности картина расслоений и передачи вызванных ими опорных давлений на подрабатываемый пласт может быть гораздо более сложной. Опорные давления, передаваемые вышележащей толщей на подрабатываемый пласт, могут иметь весьма высокие значения максимумов, поскольку пласт в месте восприятия этих давлений находится в объемном напряженном состоянии (не имеет краевой зоны).

В зоне разломов и опусканий пород, позади передних границ указанных расслоений (зона III), пласт испытывает резкую разгрузку, большие деформации, разломы и опускания.

В задней зоне опорного давления, вблизи задних границ разломов — за зоной III, нагрузки на пласт возрастают.

На достаточном удалении пласт попадает в зону практически полных перемещений, где вертикальные напряжения близки к первоначальным, т. е. $\sigma \rightarrow \gamma_{ср} H$. Однако, поскольку пласт испытал разломы, разбит многочисленными новыми трещинами, прежнее напряженное состояние в нем практически полностью не может восстановиться, особенно это касается распределения напряжений вблизи новых трещин.

Таким образом, режим нагружения подрабатываемого пласта сложнее, чем надрабатываемого, так как последний не испытывает разломов и перемещений в зоне уплотнения обрушенных пород непосредственной кровли.

В результате сложного режима нагружений и разломов пласта и пород между пластами при подработке происходит частичный дренаж газа и осушение пласта и пород (не только междупластья!).

Кроме того, предварительные разломы основной кровли верхнего пласта приводят к резкому сглаживанию пиковых нагрузок на крепь лавы при последующей его выемке.

Совокупность этих явлений при их достаточной интенсивности приводит к тому, что пласти, явившиеся опасными по внезапным выбросам и горных ударам, после их подработки становятся неопасными.

В этом заключается одно из основных полезных действий подработки.

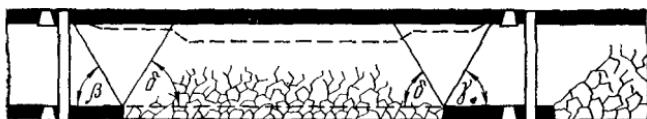
Характер влияния подработки в разрезе вкрест простирания представлен для пластов горизонтального, пологого и крутого падения на рис. 12.2, а, б, в.

На этих рисунках пунктиром показано положение пласта после подработки, буквами б обозначены фактические углы разломов, а не углы полных сдвигов. На этих рисунках зоны, подобные зонам перегибов, в действительности являются зонами разломов и лишь в мелком масштабе чертежа они выглядят как зоны перегибов.

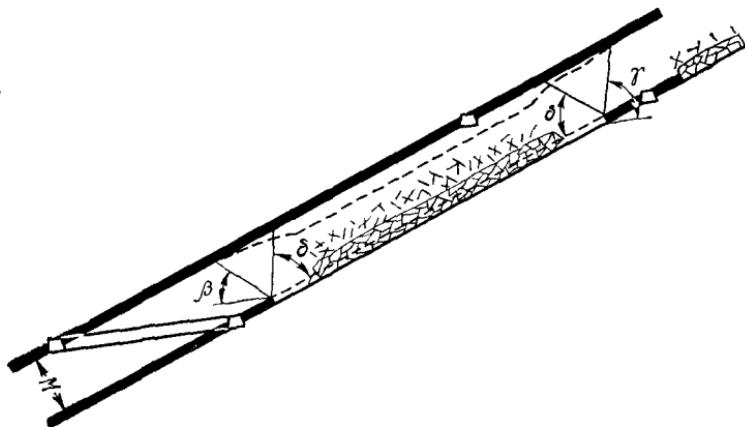
Следует особо подчеркнуть, что в зоне подработки выделяются разные перемещения пластов: в областях, заключенных между линиями под углами β и δ , γ и δ , перемещения малы, в областях же, заключенных между линиями под углами δ , перемещения относительно предыдущих обычно весьма велики.

По мере возрастания угла падения изменяется взаимное положение откаточных и вентиляционных штреков и линий, ограничивающих области разрушений и деформаций, поэтому часть пластов, вблизи откаточных штреков оказывается неподработанной.

a



b



c

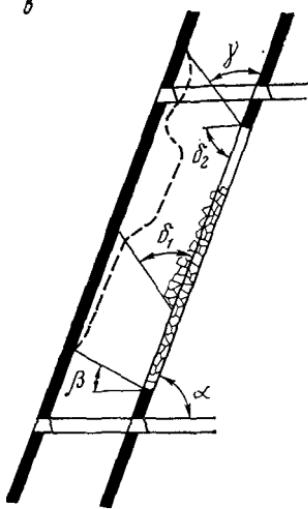


Рис. 12.2.
Характер влияния
подработки пластов:
a — пологих; *b* — наклон-
ных; *c* — крутых

Это обстоятельство имеет весьма большое значение при подработке пластов, опасных по внезапным выбросам и горным ударам.

Таким образом, в общем случае в пределах подработанного этажа могут образоваться три зоны: неподработанная, подработанная весьма слабо и подработанная полностью.

Кроме того, при значительных углах падения и малых мощностях между пластов практически нельзя избежать подработки вентиляционных штреков на верхнем пласте, что ясно из схем, приведенных на рис. 12.2, а, б, в.

При подработке пластов необходимо рассчитывать два параметра: минимальную мощность пород между пластом, допускающую подработку, и минимально допустимое опережение.

Минимально допустимая мощность между пластом определяется по формуле

$$M_{\min} \geq \eta \frac{h_b - h_c}{k_{cp} - 1}, \quad (12.1)$$

где η — коэффициент запаса; h_c — предел свободного опускания основной кровли нижнего пласта; h_b — вынимаемая мощность подрабатываемого пласта; k_{cp} — средний коэффициент разрыхления непосредственной кровли подрабатываемого пласта.

Обычно коэффициент запаса достаточно принимать в пределах $\eta \geq 5 \div 7$, но при этом минимальную мощность между пластом не следует принимать при работе с полным обрушением кровли менее 12—15 м.

При работе с полной закладкой, при условии качественного ее возведения минимальная мощность между пластом практически может быть сколь угодно малой.

Для расчета опережения забоя нижнего пласта относительно забоя верхнего в литературе предлагают нередко использовать формулу

$$L_n = M \operatorname{ctg} \varphi_3 + L_3, \quad (12.2)$$

где φ_3 — угол полных сдвигений.

Выше было показано, что этот угол не отражает механизма разрушений пород вообще, особенно это касается пород между пластом, мощность которого, вообще говоря, не велика, ибо оно может быть сложено любыми породами, включать породы-мосты, поэтому разломы их будут происходить на разных высотах под разными углами, а слои-мосты могут давать зависания 30—50 м и более. Следовательно, использование формулы неравномерно, принятый запас $L_3 = 30 \div 40$ м может оказаться недостаточным.

Расчет опережения следует вести исходя из механизма разломов и перемещений пород между пластом, ориентируясь на наиболее прочный и мощный его слой, называемый ведущим, таким слоем является не обязательно основная кровля.

Из схемы (см. рис. 12.1) ясно, что величину опережения следует увязывать с длиной шага обрушения ведущего слоя; очевидно, следует принимать [48]

$$L_n > 2L_2, \quad (12.3)$$

так как при меньших расстояниях забой подрабатываемого пласта будет попадать в зону разломов, что может приводить к авариям — завалам лав.

Вводя запас, получим

$$L_n \geq 2L_2 + L_3. \quad (12.4)$$

Величину запаса целесообразно принимать кратной шагу обрушения ведущего слоя, очевидно минимальный запас $L_{3\min} = L_1$ следовательно

$$L_n \geq 3L_2. \quad (12.5)$$

Минимальное время опережения

$$t_{\text{оп}} = \frac{L_n}{v_{\text{оч}}}, \text{ мес}, \quad (12.6)$$

где $v_{\text{оч}}$ — средняя скорость подвигания очистного забоя.

Опережение забоев подготовительных выработок рассчитывается также.

Расчет шага обрушения ведущего слоя для режима уставновившегося движения производится по формуле, приведенной для расчета шага обрушения основной кровли.

Обычно в практике принимают $L_n \geq 60 \div 120$ м и время опережения $t_{\text{оп}} \geq 1,5 \div 3$ мес.

При большом числе пластов в свите подработка может быть многократной.

Для оценки допустимости многократной подработки выполнения условия (12.1) недостаточно. Необходимо также учитывать общее опускание подрабатываемого пласта вследствие суммарного влияния всех подработок, что может приводить к чрезмерным разрушениям пласта в зонах разломов и образованиям здесь сбросов, что может создавать препятствия его последующей разработке, а в отдельных случаях приводить его в состояние, непригодное к эксплуатации.

Типовое распределение горного давления при разработке сближенных пластов представлено на рис. 12.3.

В общем случае могут происходить многократные подработки и надработки пластов. В надработанной области горного массива по мере удаления от разрабатываемого пласта происходит постепенное выравнивание напряжений и деформаций, т. е. влияние надработки уменьшается до его полного прекращения.

В подработанной части по мере удаления вверх от разрабатываемого пласта происходит уменьшение степени разрушений, а следовательно, и уменьшение степени влияния. Однако радиусы интенсивного влияния подработки весьма сильно пре- восходят радиусы интенсивного влияния при надработке.

Зоны разгрузки при подработке и надработке можно условно объединить. Получим общую зону разгрузки, оконтуренную линией 2 (см. рис. 12.3), однако следует при этом помнить,

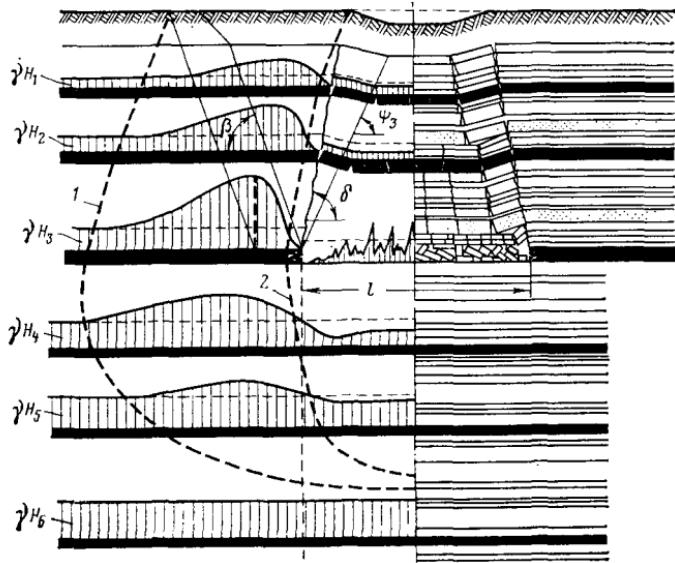


Рис. 12.3. Схема распределения горного давления при разработке свит пластов:
1 — длина лавы; Ψ_3 — угол полных сдвигов; β — граничный угол; δ — угол разломов;
1 — граница общей зоны повышенных напряжений; 2 — граница общей зоны разгрузки

что физические процессы в области подработки и надработки имеют принципиальное различие, объединение этих зон — чисто условно.

Зона повышенных напряжений заключена между линиями 2 и 1, причем линия 1 является внешней границей этой зоны.

Следует иметь в виду, что эти зоны могут быть замкнутыми при условии достаточно больших глубин расположения верхнего пласта и при образовании над зоной шарнирно-блочного перемещения зоны изгиба пород покрывающей толщи.

Глава XIII РАЦИОНАЛЬНОЕ РАЗМЕЩЕНИЕ ШТРЕКОВ

§ 1.

Основные положения. Зоны влияния

Краевые части пласта (вообще полезного ископаемого) вблизи границ отработанной площади нагружены опорным давлением со стороны кровли и действуют на породу почвы подобно своеобразным штампам. В кровле, почве и разрабатываемом пласте вблизи этих его краевых частей образуются зоны повышенных напряжений и разгрузок.

Выемочные штреки являются основными выработками, от правильного размещения которых зависят не только расходы на их поддержание (ремонты и восстановления), но также планомерность, бесперебойность добычи и уровень потерь. В то же время эти выработки находятся нередко в наиболее тяжелых условиях. Действительно, в подавляющем большинстве выемочных (а часто и другие) штреки размещаются вблизи зон опорного давления, создаваемых очистными забоями, где они испытывают усиленные кратковременные и длительные нагрузки от воздействия динамического и статического опорного давления.

Характер и интенсивность влияния очистных забоев на состояние штреков зависят от ряда факторов, основными из которых являются:

расположение штреков, способы их охраны, глубина работ, мощности пластов, угол их падения, прочностные и упругие свойства пород, их строение, чередование, длина очистного забоя, время действия на штреки дополнительных давлений, срок службы выработок. Помимо этого на состояние штреков оказывают влияние: порядок отработки (прямой, обратный), тип подготовки (совместная или независимая, пластовая или полевая), подработка или надработка, мощности междупластия, число подработок или надработок, наличие или отсутствие верхних отрабатываемых этажей, тип штреков (откаточные или вентиляционные) и т. д., т. е., говоря иными словами,— вся горная обстановка (и геологическая и техническая).

Зонами влияния будем называть зоны, в пределах которых напряжения больше или меньше нормальной составляющей тензора напряжений σ_n , очевидно,

$$\sigma_n = \sigma_z \cos \alpha, \quad (13.1)$$

где

$$\sigma_z = \gamma_{cp} H.$$

Попадая в эти зоны, штреки могут испытывать повышенные деформации, различные по абсолютной величине.

При некоторой абсолютной величине деформаций, называемой предельной, крепь штреков может разрушаться. Величина предельно допустимых (или просто предельных) деформаций штреков, при прочих равных условиях, зависит от типа крепи и времени действия нагрузок.

При выборе наиболее рационального места расположения выемочных штреков необходимо иметь представление о качественном характере зон влияния и хотя бы об их ориентировочных размерах.

Сложность явления заставляет выделять следующие зоны влияния:

- 1) передняя (влияние очистного забоя);

- 2) боковая по восстанию;
- 3) боковая по падению.

В каждой из этих зон выделяются верхние и нижние части, расположенные соответственно в кровле и почве пласта.

В передней зоне влияния время действия повышенных напряжений определяется скоростями подвигания лавы, обычно оно относительно невелико, его можно не учитывать.

В боковых зонах влияние статического опорного давления может продолжаться годами, поэтому влияние времени, выражающееся в накоплении деформаций ползучести, может иметь весьма существенное значение. В породах средней прочности в пределах зон влияния уменьшение высоты штрека может достигать 50—100 мм/год, сближение стенок — 40—80 мм/год, пучение почвы — 50—120 мм/год.

От величины деформаций штреков зависит стоимость их ремонтов. При указанных пределах перемещений на основании данных практики приходится перекреплять штреки, закрепленные металлической податливой крепью типа АП, один раз в 3—4 года, а закрепленные деревянной крепью — примерно в два раза чаще.

Поэтому при определении размеров зон влияния нельзя вести расчеты на мгновенные деформации, вызываемые изменениями нагрузки в пределах упругости пород.

Поскольку в боковых зонах влияние статического опорного давления продолжается весьма длительное время, оно в большинстве случаев имеет решающее значение, поэтому ограничимся рассмотрением главным образом именно этих зон.

Существует резкое различие в закономерностях изменений напряжений в покрывающей и подстилающей толщах.

В покрывающей толще по мере возрастания глубины, вплоть до разрабатываемого пласта, интенсивность опорного давления все более увеличивается, разница между нормальной составляющей тензора напряжений $\sigma_n = \gamma_{cp-i} H_i \cos \alpha$ и максимумами опорного давления все более возрастает. Покрывающая толща представляет собой нагрузку, имеющую своеобразный и вполне закономерный характер распределения, но различный для разных условий.

Подстилающая толща играет роль основания, воспринимающего эту нагрузку. По мере возрастания глубины, т. е. по мере удаления от разрабатываемого пласта (вообще: полезного ископаемого), в подстилающей толще идет рассеивание напряжений, разница между σ_n и максимальными напряжениями все более сглаживается, а на некотором удалении от почвы вынутого пласта вертикальные напряжения снова распределяются по горизонтальным сечениям практически равномерно.

Общий характер напряженного состояния пород в разрезе по падению в пределах одного этажа, при выемке одного

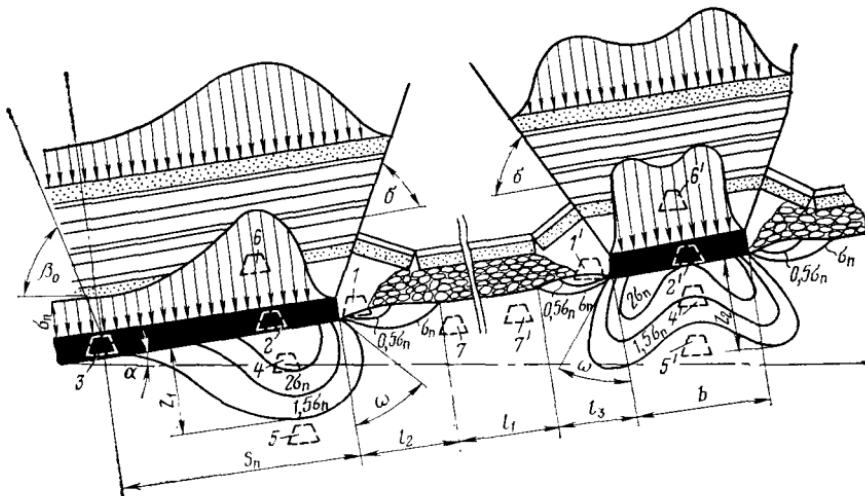


Рис. 13.1. Схема ориентировки зон повышенных и пониженных напряжений при выемке одного пласта в области статического опорного давления

пласта, в области статического опорного давления представлен схематично на рис. 13.1.

В пределах верхних и нижних частей зон влияния распределение напряжений распределяются неравномерно.

Внутри этих зон концентрация напряжений может достигать различных величин в зависимости от глубины работ и совокупности других факторов.

Границами верхней части боковой зоны по восстанию являются: линия обрушений пород под углом δ , линия, идущая под углом сдвига β_0 , и кровля пласта.

Определение форм и границ нижних частей этих зон влияния более сложно.

Определение границ или зоны в подстилающей толще, за которой штреки не испытывают разрушительных деформаций, затруднено различиями в характере деформируемости краевых зон пластов, передающих давление на породы почвы, слоистостью подстилающей толщи, весьма большими различиями в свойствах разных слоев, несимметричностью распределения нагрузки, различиями в интенсивности и характере ее распределения для разных условий, ползучестью пород и т. д.

По этим причинам, а также ввиду многообразия условий, не представляется возможным принять аналогию данной за-

дачи ни с одной из известных задач о действии штампов, рассматриваемых в статике сплошной среды, и приходится находить эмпирические решения, основанные на шахтных и лабораторных исследованиях.

Анализ теоретических, шахтных и лабораторных исследований позволяет определить схематично общий характер зон повышенных и пониженных напряжений в подстилающих породах, а также их основные параметры. Характер этих зон для условий, в которых краевая зона пласта не раздавливается, представлен на рис. 13.1, где изображены ориентировочно также изолинии напряжений, нормальных к плоскостям напластования.

Параметрами, определяющими границы нижней части боковой зоны по падению являются (см. рис. 13.1) Z_1 , S_n , ω .

Выше было показано, что угол ω меняется не существенно и его можно принимать в пределах $50-55^\circ$.

Форма и глубина нижней части боковой зоны по восстанию изменяются в зависимости от ширины междуэтажного целика; с уменьшением его ширины глубина этой части зоны влияния, при прочих равных условиях, возрастает, если увеличивается концентрация давлений на него. Параметрами этой части рассматриваемой зоны являются z_2 , ω и b .

В почве выработанного пространства вблизи целиков по падению и восстанию образуются зоны разгрузки, шириной соответствующей l_2 и l_3 , имеющие ограниченную глубину.

В кровле выработанного пространства, как указывалось выше, образуются зона интенсивного дробления и зона упорядоченного перемещения, выше которой в ряде случаев может образовываться зона прогиба.

Опасными для расположения штреков в подработанной толще является зона интенсивного дробления, а также зоны расслоений вблизи линий обрушения (со стороны выработанного пространства).

Приведенное дает ясное представление и о границах верхней и нижней частей передней зоны влияния, однако ее границы не стабильны, перемещаются в зависимости от подвигания лавы и процессов деформаций и разрушений пород покрывающей толщи.

При разработке одиночных пластов применяется прямой и обратный порядок выемки этажей и пластовая или полевая подготовка. Поэтому штреки могут занимать различное положение.

При разработке одиночных пластов штреки, расположенные ниже почвы пласта в пределах зон влияния, попадают в условия надработки, а находящиеся выше нее — в условиях подработки.

При разработке свит пластов как при независимой, так и при групповой подготовке (пластовой, полевой, комбинированной),

особенно, при разработке сближенных пластов, штреки также могут попадать в условия надработки и подработки, т. е. оказываются в пределах зон влияния.

Иногда в процессе эксплуатации месторождений может возникать необходимость в специальной надработке или подработке штрека в условиях, при которых можно в известных пределах варьировать положение штрека относительно надрабатывающей или подрабатывающей его лавы. Но в подавляющем большинстве случаев взаимное положение надрабатываемых и подрабатываемых штреков и соответствующих лав определяется принятой подготовкой и в дальнейшей эксплуатации изменить эту взаимную ориентировку практически нельзя.

Вблизи краевой зоны пласта штрек можно расположить в кровле, по пласту, в почве, под выработанным пространством, как для примера показано на рис. 13.1 цифрами 1—7. Но при этом устойчивость штреков будет разной.

Наиболее часто штреки располагаются по пласту. При этом штрек может занимать положение 1, 2 или 3. На некотором удалении в положении 3 при ширине околосотрекового целика $b \geq S_n$ штрек не испытывает влияния выработанного пространства.

Однако при этом резко возрастают потери угля, а также увеличивается длина сбоек.

Потери угля можно свести к минимуму, применяя обратный порядок отработки этажа и работу на передний квершлаг (гезенк), при этом штреки могут занимать положение 1 и 1' (рис. 13.1).

В положении 2 и 2' штреки попадают в зону влияния опорного давления, так же как и полевые штреки 4 и 4', в почве пласта, и могут сильно деформироваться. То же касается размещения полевых штреков в кровле пласта в положение 6 и 6', где они оказываются в зоне влияния опорного давления.

В некоторых случаях приходится размещать штреки вне пределов зон влияния, под выработанным пространством в положении 7 и 7' на расстоянии, большем l_2 и l_3 .

Следует иметь в виду, что относить штреки на большие расстояния от контура выработанного пространства не выгодно, поэтому реальные возможности варьирования расположением штреков ограничены.

§ 2.

Опасные зоны

Для решения практических задач о местах рационального размещения штреков вводится понятие — опасные зоны или зоны влияния (вредного).

Опасными зонами называют зоны, в пределах которых штреки испытывают деформации больше предельно допустимых (предельных).

Величина предельных деформаций штреков непостоянна, зависит от типа, конструкции крепи, формы поперечного сечения и времени действия дополнительных нагрузок, испытываемых крепями в зонах влияния.

Следовательно, каждая опасная зона составляет лишь часть соответствующей зоны влияния.

Границы опасных зон определяются совместно границами зон влияния и абсолютной величиной предельных деформаций штреков (выработок).

Следовательно, задача размещения штреков связана с решением задачи определения границ опасных зон.

Эта задача вполне конкретна и поэтому она решается раздельно для условий подработки и надработки штреков.

§ 3.

Подработка штреков

Рассмотрим этот вопрос для условий пологого падения.

Подработка штреков — явление весьма распространенное, оно происходит не только при полевой подготовке и расположении штреков в висячем боку (покрывающей толще), но и при их расположении по разрабатываемому пласту под влиянием опорного давления лав.

Возможности применения аналитических методов к решению данного вопроса ограничены в виду сложности явления, непостоянства влияющих факторов, многообразия условий (см. главы X, XVI).

Поэтому приходится пользоваться эмпирическим методом.

Опасным для состояния штреков предлагается считать зоны влияния не по всей их ширине: ширину опасных их частей рекомендуется определять исходя из общей формулы [31].

$$l = ks, \quad (13.2)$$

где s — полная ширина зоны опорного давления; k — коэффициент уменьшения ширины зоны влияния.

Для определения ширины конкретных частей опасных зон предлагаются следующие формулы:

$$s_u = \frac{H_u \cos (\beta_0 + \alpha)}{\sin \beta_0}; \quad (13.3)$$

$$s_b = \frac{H_b \operatorname{ctg} \gamma_0}{\cos \alpha}; \quad (13.4)$$

$$s_n = H_{cp} \operatorname{ctg} \delta_0. \quad (13.5)$$

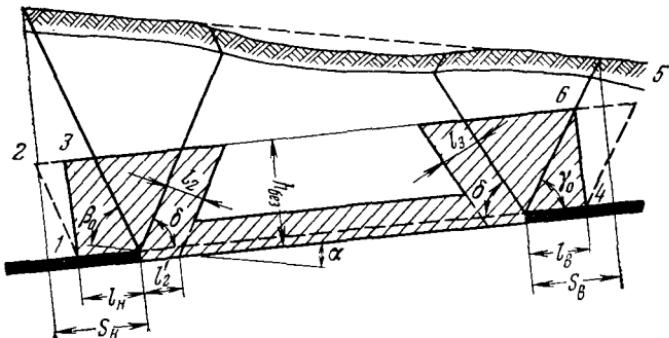


Рис. 13.2. Схема к определению параметров опасных зон в покрывающей толще

В этих формулах:

s_n , s_b , s_{π} — ширина зон опорного давления соответственно по падению, восстанию и простиранию (впереди лавы); H_n , H_b , H_{cp} — глубина работ для нижней и верхней границ этажа и его середины; β_0 , γ_0 , δ_0 — граничные углы; α — угол падения.

Для определения основных параметров опасных зон при подработке нами предлагается расчетная схема рис. 13.2.

Здесь же даны и обозначения основных параметров этих зон.

Внешней границей нижней зоны по падению является линия 1—2, проведенная под углом сдвига β_0 , но в подавляющем большинстве случаев эту границу достаточно оконтуривать нормально к плоскости напластования линией 1—3. При этом область 1—2—3 мала и влияние в ней повышенных напряжений невелико.

За внешнюю границу верхней зоны обычно принимают вертикаль, проведенную из точки 4, но правильнее эту зону ограничивать линией 4—5, проведенной под углом ψ_0 . Однако, если даже за эту границу принять нормаль 4—6, то область 4—5—6 мала и влияние в ней повышенных напряжений невелико.

В предыдущей главе были приведены факторы, определяющие ширину зон опорного давления и показаны подходы к их определению.

Ввиду сложности этих расчетов и приближенности их результатов приходится пользоваться формулами (13.3)–(13.5). Однако следует обратить внимание на то обстоятельство, что эти формулы являются эмпирическими.

Ширина опасной зоны по падению определяется из формулы

$$l_h = k \frac{H_h \cos (\beta_0 + \alpha)}{\sin \beta_0} \cos \alpha. \quad (13.6)$$

Ширина опасной зоны по восстанию для случаев, когда с верхней стороны выработанного пространства находится массив, определяется из формулы

$$l = k \frac{H_b \operatorname{ctg} \gamma_0}{\cos \alpha}. \quad (13.7)$$

Величины l_2 и l_3 определяются структурой толщи пород, их свойствами, глубиной работ, длиной лавы и др. Расчет этих величин затруднен и они определяются ориентировочно по данным практики в пределах

$$l_2 \approx l_3 \approx 20 \text{ м.} \quad (13.8)$$

Величина коэффициента k в формулах (13.6) и (13.7) определяется из следующей таблицы.

Характеристика пород кровли	Основная кровля представлена мощным и прочным слоем	В основной кровле нет мощных и прочных слоев
Неустойчивые Средней устойчивости Весьма устойчивые	$k = 0,6$ $k = 0,4$ $k = 0$	$k = 0,7$ $k = 0,5$ $k = 0$

Значения указанных коэффициентов приняты ориентировочно.

Высота опасной зоны в кровле определяется на основании соображений, изложенных выше по формуле

$$h_k = \xi \frac{h_b - h_c}{k_{cp} - 1}, \quad (13.9)$$

где ξ — коэффициент запаса, обычно $\xi > 5$; h_c — предел свободного опускания основной кровли,

$$h_c < 0,5h_b.$$

Расстояние, при котором подрабатываемая выработка не испытывает существенного влияния подработки, называется безопасным.

Общего выражения для него не имеется. Во многих случаях безопасное расстояние при условии $100 < H < 550$ м определяется по эмпирической формуле

$$h_{без} = \frac{h_b (250 + H)}{5}, \text{ м.} \quad (13.10)$$

Это расстояние определяет высоту опасных зон при подработке (см. рис. 13.2).

При разработке свиты пластов как при независимой, так и при совместной их подготовке могут иметь место однократные

и многократные подработки штреков. Основными факторами, определяющими интенсивности подработки, являются: глубина работ (горизонт), мощность междупластья, его строение, свойства пород (прочностные и упругие), период подработки, срок службы выработок, угол падения, мощности, свойства пластов и т. д.

В зависимости от расположения штреки могут испытывать многократное влияние зон опорных давлений, занимая последовательно положения откаточного и вентиляционного штреков:

а) в положении откаточного штрека он может испытывать влияние опорного давления своего пласта и затем влияние подработки;

б) в положении вентиляционного штрека он может испытывать дополнительное влияние опорного давления своего пласта, а затем влияние подработки;

в) в некоторых случаях штрек в положении и откаточного и вентиляционного или в одном из них может испытывать влияние надработки верхними пластами как до, так и после подработки.

Способ определения размеров опасной зоны впереди забоя здесь не приводится, поскольку и они меняются в весьма широких пределах, в зависимости от величин зависаний пород покрывающей толщи и момента остановки забоя. Этот момент определяется технико-экономическими расчетами (длина выемочного поля, панели, шахтного поля) и не увязан с шагами обрушений основной кровли и других пород-мостов покрывающей толщи.

§ 4.

Надработка штреков

Вредное влияние на штреки зон, расположенных в породах почвы под краевыми частями пласта, выражается в сжатии опорным давлением пород, в которых пройден штрек, в сокращении периметра штрека, уменьшении его высоты и ширины. Следовательно, при прочих равных условиях, состояние штреков является функцией деформируемости окружающих пород, которая возрастает как с увеличением их пористости, трещиноватости, т. е. с уменьшением их плотности, удельного веса, так и с возрастанием опорного давления.

Как указывалось выше, краевые зоны пласта работают в известной мере подобно штампам. По мере удаления от краевых зон разрабатываемого пласта в породы почвы происходит постепенное рассеивание напряжений. В однородных упругих породах рассеивание напряжений происходит монотонно, в слоистых — скачкообразно, так как в общем случае имеются огромные различия в модулях упругости соседних слоев.

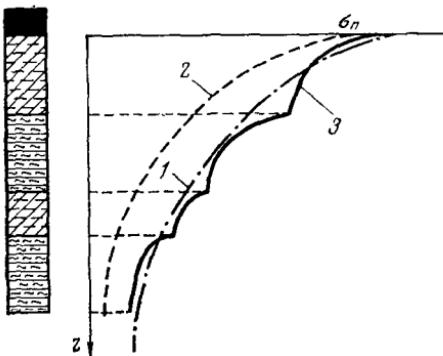


Рис. 13.3. Кривые рассеивания (затухания) напряжений под краевыми зонами в породах почвы:
1 — аппроксимирующая; 2 — теоретическая; 3 — реальная

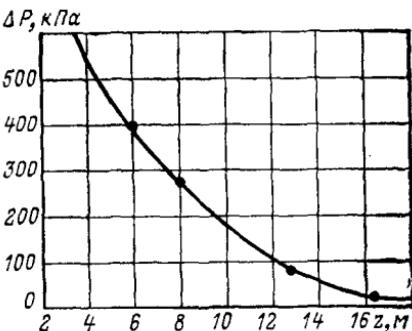


Рис. 13.4. Зависимость приращения давления на кольцевую крепь штрека от глубины надработки

Характер затухания напряжений в слоистых породах почвы для частного случая представлен на рис. 13.3. Для сравнения здесь же приведена теоретическая зависимость и аппроксимирующая кривая. Практический предрасчет этой зависимости затруднен, однако рис. 13.3 демонстрирует возможность весьма больших отклонений между теоретическими и реальными величинами напряжений.

Закон рассеивания напряжений в данных условиях определяет характер уменьшения высоты штрека в зависимости от глубины подработки. Эта закономерность определяет и зависимость приращения давления на крепь штрека от глубины надработки, представленную на рис. 13.4.

В данном случае предельной глубиной надработки, как видно из графика, является глубина $z_{\max} = 18 \text{ м}$.

Большую роль, помимо глубины надработки, играет также расстояние от штрека до краевой зоны.

В качестве примера на рис. 13.5 приведена зависимость приращения давлений на кровлю штрека в функции глубины надработки и расстояния до забоя. Как видно из графиков, максимальный прирост давлений составлял 800 кПа, а абсолютное приращение давлений при глубине надработки 6 м и расстоянии до забоя 3,5 м составляло 400 кПа.

На рис. 13.6 показана зависимость приращений давлений от расстояния до забоя и направления деформирования штрека. Из этого рисунка видно, что при надработке максимальный рост давлений испытывает кровля выработки, промежуточный — почва и минимальный — стенки штрека.

Из этих опытов следует также, что зона надработки распространяется впереди забоя на 20—25 м, позади него на 10—12 м; наиболее вредная ее часть — на 6—8 м позади забоя.

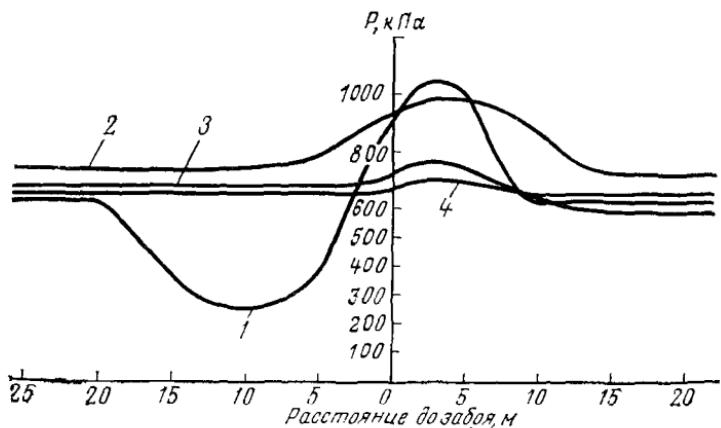


Рис. 13.5. Зависимость уменьшения высоты штрека от глубины разработки:
1 — $z=6 \text{ м}$; 2 — $z=9.5 \text{ м}$; 3 — $z=13 \text{ м}$; 4 — $z=16 \text{ м}$

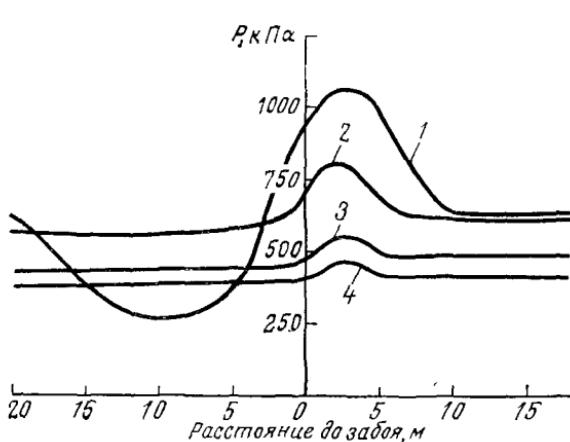


Рис. 13.6. Зависимость приращения давления на крепь штрека от расстояния до лавы и направления деформирования штрека:
1 — кровля штрека; 2 — почва штрека; 3, 4 — стени штрека

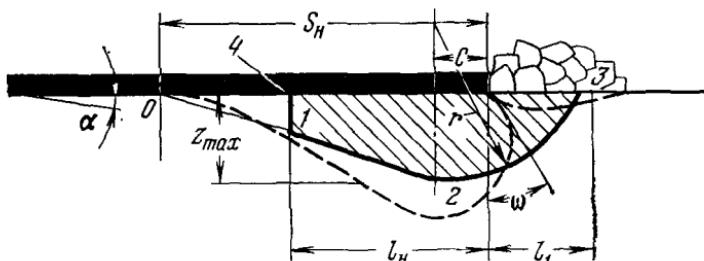


Рис. 13.7. Схема к определению параметров опасной зоны в почве пласта

Способ построения опасной зоны в почве показан на рис. 13.7, где она ограничена сплошными линиями и заштрихована.

Из схемы рис. 13.7 видно, что основными параметрами нижней части зоны по падению являются:

$$z_{\max}, s_n, l_n, l_1, C.$$

Радиус дуги 2—3, центр которого лежит на нормали, отсекающей отрезок C , определяется из условия

$$r = C + l_2,$$

где C — ширина раздавливаемой краевой зоны, $C=0,5+3$ м; l_1 — принимается ориентировочно в пределах 10—15 м.

Размеры s_n и l_n могут определяться приближенно способом, указанным в предыдущем параграфе.

Область 1—2—3—4 является нижней частью боковой опасной зоны по падению.

Нижняя часть боковой опасности зоны по восстанию строится аналогично.

Из рис. 13.7 видно, что опасная зона составляет лишь часть зоны влияния.

Более обоснованным показателем состояния штреков в зонах влияния является относительное укорочение их периметра $\Delta P_p/P_p$ или относительное уменьшение их высоты $\Delta h/h$. Но поскольку высота штреков меняется в небольших пределах — 2,5—3 м, а абсолютное уменьшение их высоты обычно мало, менее 300 мм, то в ряде условий допустимо с достаточной для практических целей точностью характеризовать состояние штреков абсолютным уменьшением их высоты — Δh .

Предельную глубину надработки z_{\max} можно определить приближенно на основании предельных значений по данным Н. П. Бажина следующим образом.

По данным шахтных исследований на рис. 13.8 для подстилающих пород средней прочности (предел прочности на одноосное сжатие 2—7 кН/см²) построены зависимости $\Delta h=f(z)$ для четырех случаев расположения штрека относительно надрабатываемого пласта [2].

Предельная глубина надработки штрека z_{\max} , после которой надработка не оказывает существенного влияния на состояние штрека, определяется графически по заданным уменьшениям высоты надрабатываемого штрека.

В качестве предельно допустимых уменьшений высоты штреков можно принять на основании данных практики:

- металлическая рамная податливая крепь $\Delta h=300$ м;
- деревянная рамная крепь $\Delta h=150$ мм.

Откладывая эти предельно допустимые уменьшения высоты штреков по оси ординат, на рис. 13.8 получаем для разных схем расположения штреков и разных пород предельные глубины надработки z_{\max} , как показано на данном рисунке.

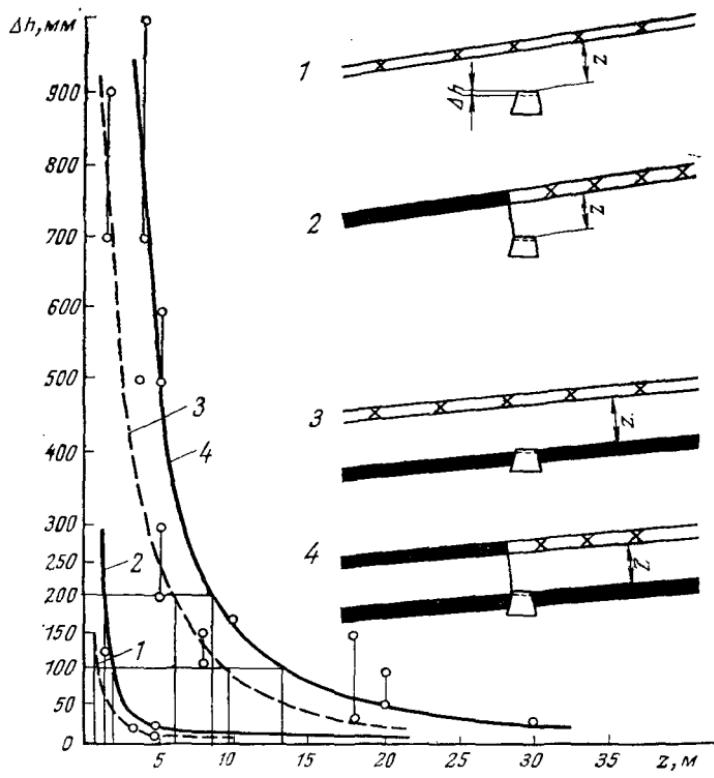


Рис. 13.8. Зависимость уменьшения высоты штрека от глубины надработки при разных породах:

1, 2 — $\sigma_{сж}=5 \div 7 \text{ кН/см}^2$; 3, 4 — $\sigma_{сж}=2 \div 4 \text{ кН/см}^2$

Для условий, отличных от указанных, определение z_{\max} требует дополнительных исследований.

Ориентировочные значения z_{\max} , полученные в результате обобщения шахтных исследований в зависимости от глубины работ и прочностных свойств подстилающих пород, приводятся ниже.

Глубина работ, м	Породы средней прочности, z_{\max} , м	Породы прочные z_{\max} , м
До 250	6—10	2—3
200—500	8—13	3—6
500—750	13	6

Общая схема расположения опасных зон в почве выработки представлена на рис. 13.9.

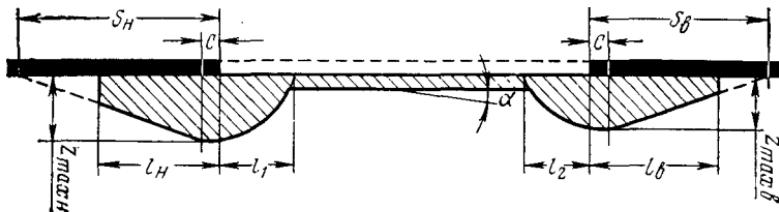


Рис. 13.9. Общая схема расположения опасных зон в почве пласта

Высота опасной зоны под выработанным пространством $h_{\text{п}}$ принимается 4—5 м, так как опыты показывают, что на почве выработанного пространства могут создаваться участки концентрации напряжений.

Штреки, которые проходят в ранее надработанной толще также следует располагать вне пределов опасных зон.

При разработке свит пластов, особенно при разработке сближенных пластов, штреки могут испытывать не только надработку. Это зависит от принятой подготовки (совместная или независимая), а также от того, будет ли откаточный штрек использоваться в качестве вентиляционного.

При нисходящем порядке отработки пластов в период срока службы в качестве откаточного штрека может испытывать надработку верхним пластом и затем при выемке — действие опорного давления своего пласта, а иногда еще и последующие подработки нижними пластами.

В период срока службы в качестве вентиляционного штрека может испытывать повторную надработку и затем дополнительное действие опорного давления своего пласта (при выемке следующего этажа); кроме того, он может испытывать еще и подработки нижними пластами.

В целом вопрос о надработке штреков является не менее сложным, чем вопрос об их подработке.

Вследствие отсутствия надежных методов расчета размеров опасных зон для конкретных условий необходимо применять метод моделей.

При наличии возможности следует рекомендовать размещать надрабатываемые штреки в наиболее прочных породах, но этот вопрос следует решать на основе полных технико-экономических расчетов с учетом стоимости проходки дополнительных выработок, удорожания проходки штреков, изменения стоимости их ремонтов.

Нельзя рекомендовать размещать штреки в слабых породах непосредственно под мощным и прочным пластом, так как при этом могут иметь место во многих случаях повышенные давления на крепь.

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМАЦИЙ И РАЗРУШЕНИЙ ЦЕЛИКОВ ПРИ СИСТЕМАХ РАЗРАБОТКИ С ДЛИННЫМИ И КОРОТКИМИ ЗАБОЯМИ

Глава XIV

КЛАССИФИКАЦИЯ ЦЕЛИКОВ. ПРИНЦИПЫ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЦЕЛИКОВ С ВМЕЩАЮЩИМИ ПОРОДАМИ

Разработка месторождений, а равно и эксплуатация подземных сооружений связаны с оставлением в недрах самых разнообразных целиков, выполняющих роль естественных опор, барьеров, стен, являющихся своеобразными элементами подземных конструкций, обеспечивающими нормальное функционирование горных предприятий.

Классификация целиков

Различия в назначении целиков, формах в плане, условиях работы, их строении требуют использования различных классификаций.

В дальнейшем изложении приняты следующие обозначения: $h_{ц}$ — высота целика; b — ширина целика; d — длина целика.

1. По назначению выделяются целики:

- а) охранные — оставляются для охраны различных объектов (наземных и подземных) от вредного влияния горных работ;
- б) барьерные — оставляются между соседними шахтными полями в качестве барьеров против прорывов воды (и газов);
- в) околодштрековые (штрековые) — оставляются для поддержания штреков на срок их службы;
- г) целики у наклонных выработок: бремсберговые, уклонные, оставляемые для поддержания наклонных выработок на срок их службы;
- д) междуэтажные (этажные) — оставляются между соседними этажами;
- е) междупанельные (панельные) — оставляются между соседними панелями;
- ж) междуучастковые (участковые) — оставляются между соседними участками;
- з) междублоковые — оставляются между соседними блоками;

- и) междукамерные — оставляются между соседними камерами;
- к) целики у геологических нарушений;
- л) специального назначения;
- м) прочие.
2. По форме в плане наиболее часто встречаются:
- целики в форме длинных стен, $\frac{d}{b} > 3$;
 - целики в форме коротких стен, $\frac{d}{b} = 1 \div 3$.
 - целики в форме столбов, $\frac{d}{b} = 1$.
3. По соотношению $\frac{h_{ц}}{b}$ целики делятся на две группы:
- низкие, $\frac{h_{ц}}{b} < 1,5$;
 - высокие, $\frac{h_{ц}}{b} > 1,5$.
4. По структуре следует различать целики:
- однородные;
 - слоистые;
 - составные — состоящие из отдельных частей, ориентированных в направлениях, близких к нормальной оси целика;
 - сложной структуры.
5. По расположению в пределах выемочных участков:
- регулярное;
 - периодическое;
 - незакономерное (беспорядочное).

О взаимодействии целиков с вмещающими породами

Взаимодействие целиков с вмещающими породами при прочих равных условиях определяется: типами сил связей с ними и соотношением их жесткостей.

Основными типами сил связей целиков с вмещающими породами являются:

- полное сцепление — целики и породы кровли (почвы) представляют одну породу (камеры вынимаются не на полную мощность);
- неполное сцепление и сухое трение — камеры вынимаются на полную мощность, связь по плоскостям напластования;
- связь через пластичные прослойки;
- комбинированные связи.

Характер деформируемости целиков в зависимости от типа сил связей с вмещающими породами представлен на рис. 14.1 и 14.2. На рис. 14.1, а представлен случай, когда по контакт-

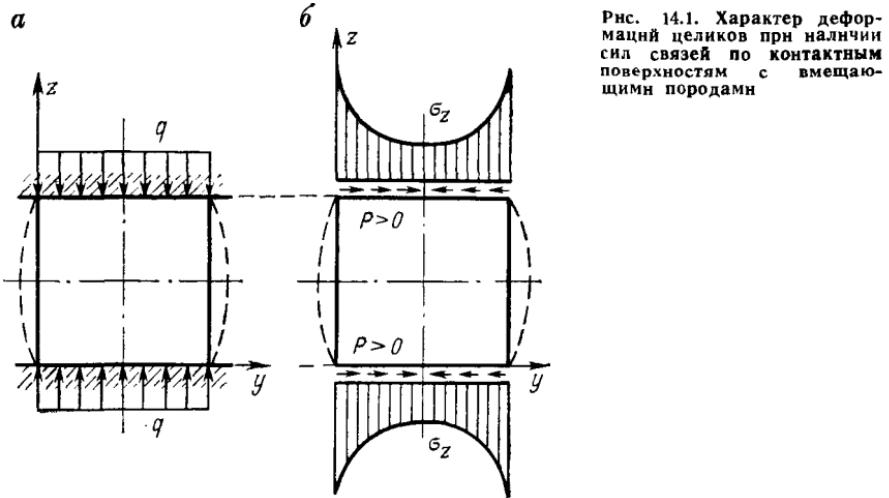


Рис. 14.1. Характер деформаций целиков при наличии сил связей по контактным поверхностям с вмещающими породами

ным поверхностям действуют силы связей целика с вмещающими породами. При этом возможны два типа этих сил:

$$a) P = C_b + t_b,$$

C_b — полное сцепление; t_b — внутреннее трение;

$$b) P = C_h + t_h,$$

C_h — не полное сцепление; t_h — силы внешнего трения.

В том и другом случае силы P препятствуют развитию поперечных деформаций в целике вблизи контактных поверхностей с вмещающими породами. По мере удаления от контактных поверхностей действие этих сил быстро ослабевает. Поэтому после деформирования целик приобретает форму, изображенную на рис. 14.1, б пунктиром.

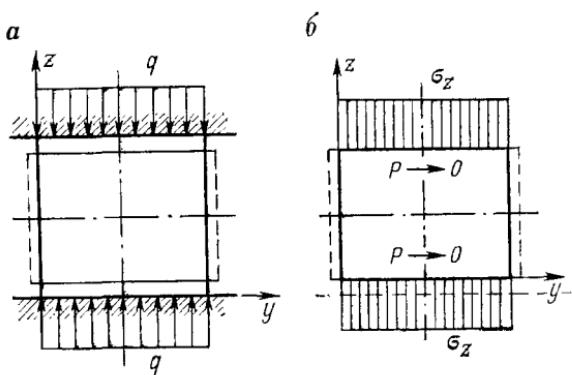


Рис. 14.2. Характер деформаций целика при отсутствии сил связей по контактным поверхностям с вмещающими породами

Действие сил P приводит к тому, что вблизи контактных поверхностей в целике возникают зоны объемного сжатия, в плоской модели — зоны двухосного сжатия, т. е. в этих зонах действуют не только напряжения σ_z , но также и напряжения σ_y , которые направлены к центральной оси целика.

У низких целиков зоны двухосного сжатия перекрывают друг друга. По мере увеличения высоты целика по сравнению с его шириной зоны двухосного сжатия удаляются друг от друга и уже при соотношении $\frac{h}{b} > 2$ в центральной части целика по его высоте возникает область одноосного сжатия.

На рис. 14.2 представлен случай, когда силы P достаточно малы, что обычно связывают с наличием пластичных прослойков на контакте с вмещающими породами. Следует иметь в виду, что такое представление является в известной мере теоретическим, поскольку в шахтных условиях пластичные прослойки выдавливаются. Однако их наличие, разумеется, резко снижает величину сил t .

При $P \rightarrow 0$ зоны двухосного сжатия исчезают, целики по всей высоте испытывают одноосное сжатие. Поскольку в этом случае поперечным деформациям целика ничто не препятствует, целик после деформирования приобретает форму, изображенную на рис. 14.2, б пунктиром.

Целик действует на вмещающие породы подобно штампу:

а) если жесткость целика превосходит жесткость вмещающих пород, то действие целика приближается к действию жесткого штампа; в этом случае целики могут вдавливаться во вмещающие породы и вызывать разрушения потолчин камер;

б) в тех случаях, когда жесткость вмещающих пород превосходит жесткость целика, действие их приближается к действию жестких давильных плит испытательных прессов, а работа целика — к работе образца, испытываемого на сжатие.

Характер разрушения целиков предопределяется их напряженным состоянием и структурой.

При однородных целиках и при условии $P \gg 0$ по обеим контактным поверхностям разрушение целиков происходит с образованием верхних и нижних пирамид, вблизи контактных поверхностей; у высоких целиков разрушения в средней части происходят в форме раскола отдельными продольными трещинами, чаще всего — одной.

При условии $P \approx 0$ по обеим контактным поверхностям разрушение целиков происходит в форме образования продольных трещин, ориентированных в направлении действия нагрузки, вследствие чего разрушение имеет столбчатый характер.

Если же на одной контактной поверхности $P \approx 0$, а на другой $P \gg 0$, то разрушение целика может происходить в форме

раскалывания и расплзания той его части, на контакте которой $p \approx 0$.

Особенности геологического строения данного участка, структуры целиков, неравномерность действующей нагрузки, особенности расположения выработок могут приводить к резким искажениям указанных форм разрушения целиков, к произвольным, незакономерным разрушениям, например вдоль целиков.

Глава XV

ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ МЕЖДУКАМЕРНЫХ ЦЕЛИКОВ

§ 1.

Общие положения

Камерная и камерно-столбовая системы разработки применяются при эксплуатации самых разнообразных месторождений: солей, руд, сланцев, углей и др.

При этих системах разработки основными несущими конструкциями являются междукамерные целики и кровля камер (потолочины).

Исследования работы междукамерных целиков проводятся в СССР и за рубежом, однако они представляют ряд серьезных, не решенных трудностей, крайне недостаточны и ограничены схематичностью постановки.

Так, например, вопрос исследований и расчетов нагрузок на междукамерные целики неправомерными допущениями и крайней схематизацией был оторван от реальных условий: геологии и тектоники, способов подготовки шахтных полей, конкретных систем разработки.

В терминологии различного рода циклов при камерных и камерно-столбовых системах разработки имеется путаница, например широко используется термин «опорные целики» вместо термина «междукамерные целики». По назначению междукамерные целики могут быть различными, например междукамерный целик может быть в то же время и междуучастковым. Но термин «опорный целик» не содержит никакой специфики, является еще более общим, ибо все целики являются опорными. Далее участковые целики или целики между группами камер начали называть барьерными, но барьерными называют также целики между шахтными полями, которые являются действительно барьерами против прорыва воды, газов, распространения разрушений пород из соседних отработанных шахтных полей.

§ 2.

Исследование работы целиков в шахтных условиях

Натурные исследования напряженного состояния междукамерных целиков осуществлялись главным образом методом разгрузки; методы фотоупругих покрытий, кольцевых деформометров, сейсмо-акустический и др. имеют пока весьма ограниченное распространение и результаты.

Исследования методом разгрузки проводились не только на отечественных шахтах и рудниках, но также и за рубежом: в Швеции, ФРГ и др.

Большие работы по определению напряжений в целиках этим методом проводились рядом институтов: ЛГИ, ВНИМИ, Пермский политехнический и т. д.

Рассмотрим некоторые из наиболее типичных результатов исследований методом разгрузки.

Характер изменения напряжений в угольном целике шахты им. Урицкого (Кизеловский бассейн), по данным М. А. Слободова, представлен на рис. 15.1, а в сланцевых целиках — на рис. 15.2. Характер распределения напряжений в междукамерных целиках Новомосковского гипсового рудника по трем различным по высоте скважинам представлен на рис. 15.3 по данным Г. Т. Нестеренко [57].

В литературе известен ряд исследований, проведенных многими авторами, например В. Л. Водопьяновым (рис. 15.4).

Из анализа результатов шахтных исследований работы целиков можно сделать следующие выводы:

1. Наблюдается падение напряжений в пределах краевых зон целиков, что можно объяснить раздавливанием их опорным давлением или увеличением трещиноватости в этих зонах вследствие взрывных работ при проходке камер.

2. Характер нарастания вертикальных напряжений в зависимости от расстояния до края целика — различен: в одних случаях вертикальное напряжение достигает некоторого макси-

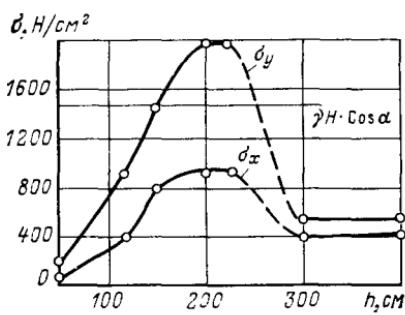


Рис. 15.1. Типичный график изменения напряжений в угольном целике

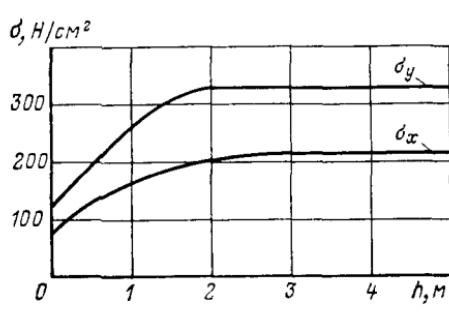


Рис. 15.2. Типичный график изменения напряжений в сланцевом целике

а

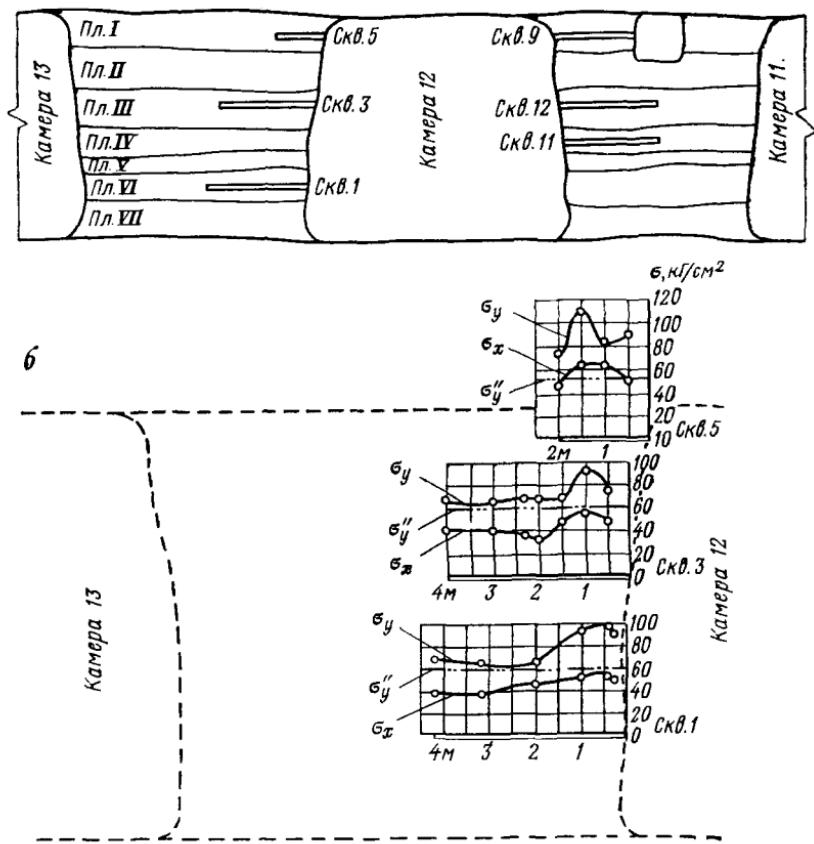


Рис. 15.3. Распределение напряжений в гипсовом целике

мума, затем уменьшается, в других этого уменьшения не наблюдается.

3. Характер распределения напряжений и по высоте целика, и по его длине не стабилен.

4. Во многих случаях имеются весьма большие разбросы величин напряжений в соседних точках, достигающие 200—300% и более. Это подтверждается также данными Н. Хоста, согласно которым разница величины вертикальных напряжений по двум соседним замерам достигала 200—300%. Вполне понятно, что при таких разбросах величин вертикальных напряжений изображаемый характер их распределения является условным, действительный же характер значительно более сложен.

5. Во многих случаях зафиксированы также горизонтальные напряжения, составляющие 60% и более от вертикальных, ори-

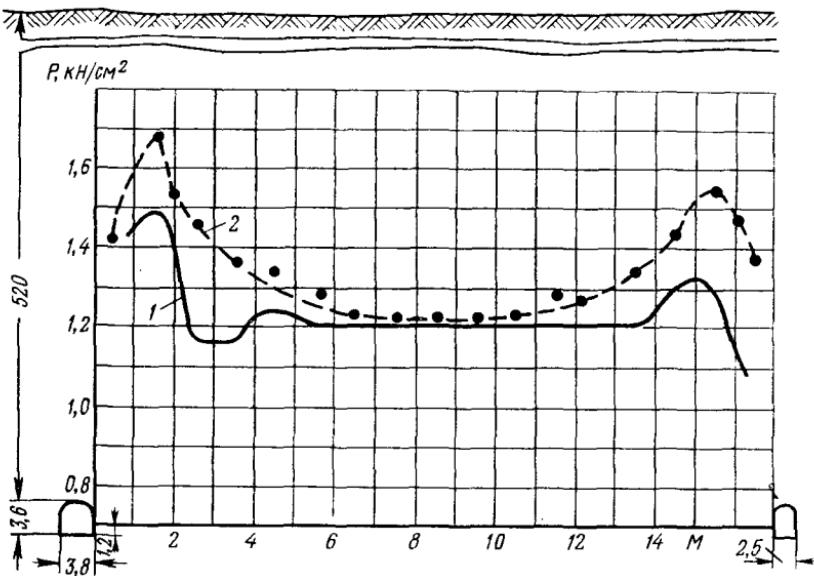


Рис. 15.4. Эпюры вертикальных напряжений в целике:
1 — метод разгрузки; 2 — метод фотоупругости

ентированные в направлении продольной оси целика. Наличие этих напряжений, а также уменьшение величин вертикальных напряжений с приближением от середины длины целика к его торцу с очевидностью показывает, что напряженное состояние рассматриваемых целиков является объемным.

Во всех известных исследованиях скважины располагались произвольно: в исследованиях Г. Т. Нестеренко — 3 скважины по высоте и один только ряд по длине целика, в других исследованиях по высоте целика располагался всего один ряд скважин при ограниченном числе скважин в ряду. Это показывает, что полученные результаты дают представление о величинах и распределении напряжений лишь в отдельных, чаще всего в произвольных точках целика и совершенно не позволяют представить его действительное объемное напряженное состояние.

Метод разгрузки базируется на исследовании известных формул линейной теории упругости:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_y + \mu \varepsilon_x); \\ \sigma_x &= \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_y + \mu \varepsilon_y), \end{aligned} \right\} \quad (15.1)$$

где σ_y — вертикальная составляющая напряжения; σ_x — горизонтальная составляющая напряжения; E — модуль упругости;

μ — коэффициент поперечной деформации; ϵ_y — относительная осевая деформация; ϵ_x — относительная поперечная деформация.

Напряжения σ_x , σ_y вычисляются по измеренным ϵ_x , ϵ_y , а упругие показатели (E , μ) определяются в результате лабораторных испытаний кернов.

Однако, поскольку горные породы не являются телами изотропными и линейно деформируемыми, уже при относительно небольших нагрузках в них нарастают деформации ползучести и, следовательно, их модуль упругости является величиной переменной. Кроме того, модуль упругости определяется при повторном нагружении, что также неизбежно вносит искажения. Следует также иметь в виду ошибки, связанные с техникой: на克莱ивания датчиков, выбуривания кернов, изготовления образцов их испытаний, транспортировки, хранения и др.

Большая трудоемкость и стоимость работ также являются препятствием сколько-нибудь полных исследований напряженного состояния целиков этим методом.

Хотя приложение метода разгрузки к горным породам имеет весьма существенные недостатки, из этого не следует вывода о полном отказе от него. Наоборот, этот метод должен находить широкое использование при исследовании напряжений в однородных, высокоупругих породах, работающих при нагрузках, достаточно малых сравнительно с разрушающими при условии заложения достаточного числа скважин по высоте и длине исследуемых целиков. При этих условиях можно надеяться получить методом разгрузки результаты, достаточно приближающиеся к действительным, которые могут быть использованы для оценки теоретических и лабораторных исследований.

Но при иных условиях, особенно при недостаточно прочных породах, больших нагрузках, сравнительно с разрушающими, сложной структуре целиков, наличии трещиноватости, тектонических нарушений, метод разгрузки не может давать желаемых результатов и использование их для проверки теоретических расчетов или результатов других методов исследований следует считать неправомерным.

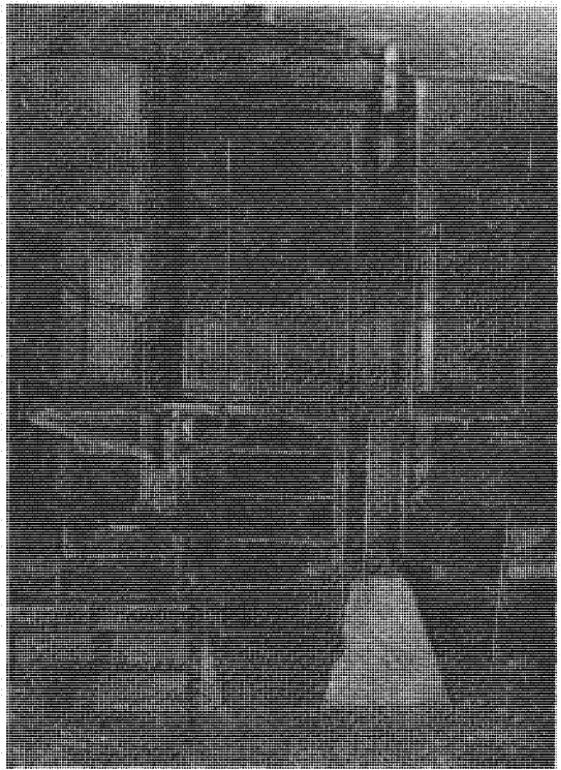
§ 3.

Исследования работы целиков методом моделей

Исследования методом моделей работы целиков различных типов осуществлялись в последние 15—20 лет в ряде институтов: ЛГИ, ВНИМИ, КузНИУИ, МГИ, ИГД им. А. А. Скочинского и др.

Исследования проводились следующими методами: фотоупругости, эквивалентных материалов и комбинированным — сочетание метода эквивалентных материалов и компенсирующей нагрузки. Наиболее интересными из числа этих исследований,

Рис. 15.5.
Общий вид стенд для
исследований методом
объемных моделей



в отношении совершенствования методики и значимости результатов, являются следующие: а) методом фотоупругости, [68]; б) методом эквивалентных материалов, [4] и др.; в) комбинированным методом [14], [26] и др.

Методика и результаты этих исследований, как частных, так и в совокупности, представляют очень большой интерес. Они явились важным вкладом в науку, способствовали выявлению направлений дальнейших исследований, путей совершенствования методики и техники экспериментов. Значительная часть результатов этих исследований использована нами в последующих главах.

Детальный анализ этих исследований является нецелесообразным, поскольку, как показано нашими исследованиями, в общем случае целики работают в условиях объемного напряженного состояния и лишь некоторые их классы работают в условиях плоскодеформированного или линейного напряженного состояний.

Автором (с 1960 г.) велись исследования работы целиков различных классов. Для этих целей применялись новые методы моделей: объемные, полупространственные и фрагментарные

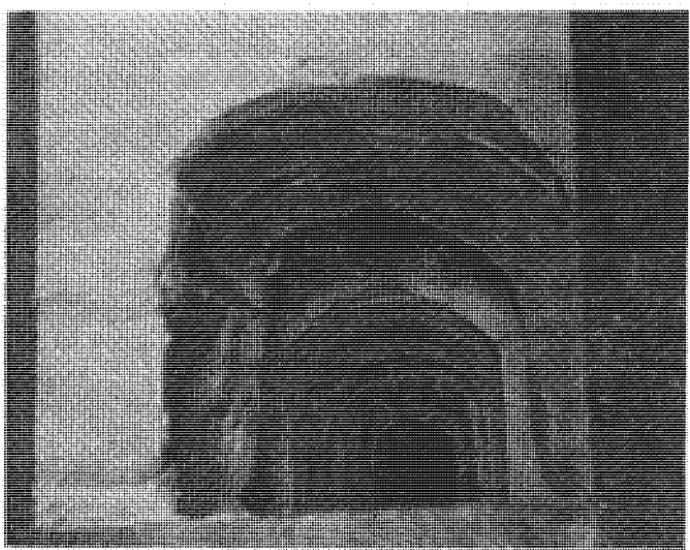


Рис. 15.6. Пример проведения камер в модели

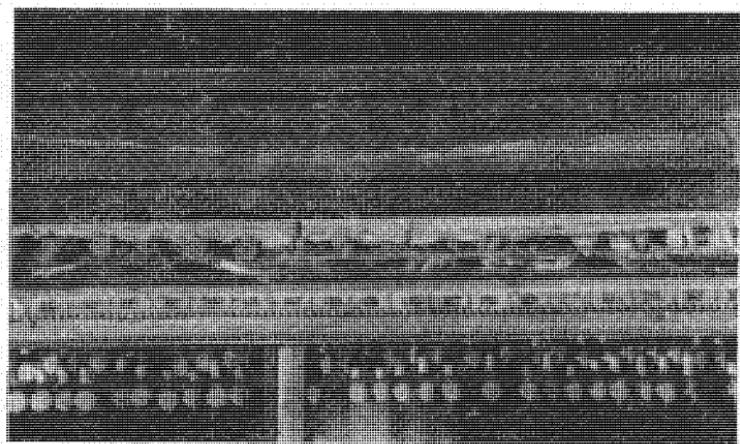


Рис. 15.7. Общий вид плоского стенда и характер раздавливания целиков в плоской модели на упругом основании

в сочетании с комбинированным методом эквивалентных материалов и компенсирующей нагрузки. В качестве вспомогательных использовались также метод плоских моделей и метод фотоупругости при исследованиях на объемных моделях.

Основные из этих исследований выполнялись методом объемных моделей при комбинации метода эквивалентных материалов и компенсирующей нагрузки.

Общий вид стенда представлен на рис. 15.5. Его размеры составляют $2100 \times 1500 \times 2000$ мм. На днище стенда монтировалось динамометрическое основание: расположение динамометров варьировалось в соответствии с решаемой задачей. Общее число динамометров, используемых в одной модели, достигало 500 шт.

В качестве примера на рис. 15.6 показано проведение камер в объемной модели. Помимо динамометров в тело модели по определенному паспорту закладывались миниатюрные деформометры различных конструкций.

Общий вид плоского стенда при исследовании несущей способности междукамерных целиков и характер раздавливания искусственных целиков при общем пролете 310 м показаны на рис. 15.7.

§ 4.

Зависимость предела прочности пород целика от соотношения его высоты к ширине

Исследованиями установлено, что предел прочности призмы на сжатие снижается по мере уменьшения соотношения.

В шахтных условиях это влияние изучалось почти исключительно визуальным путем; сопоставления носили случайный характер.

Более подробно влияние этого отношения на несущую способность изучалось на образцах пород из бетона, а также методом фотоупругости (Коккер, Файлон и др.).

Учет влияния этого отношения эмпирическим и теоретическим путями предлагались Бахом и Баушингером, Джонсоном, Церном и др.

Для сравнения на рис. 15.8 приведены графики снижения несущей способности призматического тела по сравнению с кубическим в зависимости от $\frac{h_u}{b}$, по данным различных исследований.

Из графиков рис. 15.8 видно, что изменение прочности целиков в функции $\frac{h_u}{b}$ зависит также от материала образцов.

Данные метода фотоупругости являются наименее показательными, поскольку они отражают наиболее благоприятные

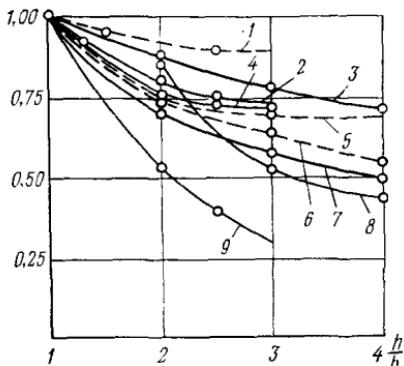


Рис. 15.8. Графики снижения несущей способности призматического образца, сравнительно с кубическим:

1 и 4 — по Трубачеву; 2 — по Семенову; 3 — по Кузнецову; 5 — по Байтингу; 6 — по Шевякову; 7 — по Церну; 8 — по Теодореску-Стоматику; 9 — по Графу

условия, естественно, что при этом получается и наименьшее снижение предела прочности при сжатии.

Из графиков рис. 15.8 видно, что для ориентировочных расчетов можно принимать

$$\sigma_{\text{пр}} = k_{\text{ц}} \sigma_{\text{куб}} = \sigma_{\text{куб}} \sqrt{\frac{b}{h}}, \quad (15.2)$$

где $\sigma_{\text{пр}}$ — предел прочности призмы на сжатие; $k_{\text{ц}}$ — коэффициент Церна; $\sigma_{\text{куб}}$ — предел прочности на сжатие тела кубической формы и одинакового с призматическим телом поперечного сечения.

Приведенный выше учет влияния соотношения высоты целика к его ширине хотя и получил известное распространение, является только весьма грубым приближением.

§ 5.

Распределение нагрузок на междукамерные целики в однородных моделях

Распределение напряжений в междукамерных целиках представляет функцию ряда факторов, основными из которых являются: распределение и интенсивность нагрузок, структура целика, соотношение размеров целика, свойства пород, слагающих целик, условия на контактных поверхностях целиков с вмещающими породами (тип связей) и др.

Наиболее полно изучено распределение напряжений в однородных, изотропных междукамерных целиках, работающих в упругой стадии.

В шахтных условиях в подавляющем большинстве случаев на контактах целика с вмещающими породами $p \gg 0$, поэтому ниже рассматривается именно этот случай.

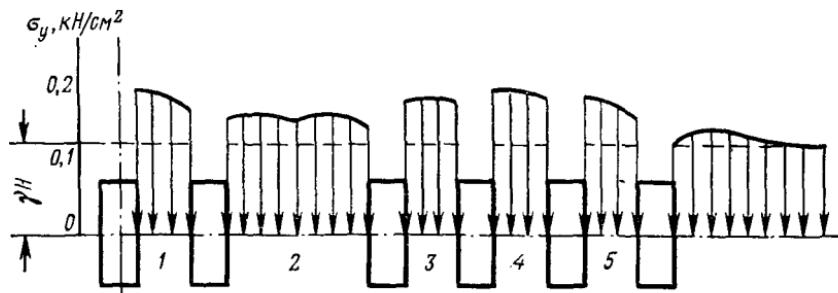


Рис. 15.9. Соотношение напряжений в междукамерных и участковых целиках (метод фотоупругости)

Вопрос об определении нагрузок на целики является главным, его решение для данных условий предопределяет ширину междукамерных целиков, а следовательно и уровень потерь, и запасы несущей способности этих целиков. Этот вопрос следует рассматривать отдельно для однородной и неоднородной модели.

Однородной моделью будем называть такую, в которой разрабатываемый пласт (рудное тело), покрывающая и подстилающая толщи сложены однородными нетрециноватыми породами, не имеющими тектонических нарушений.

Неоднородной моделью будем называть такую, в которой разрабатываемый пласт (рудное тело), покрывающая и подстилающая толщи сложены разнородными породами, разбиты трещинами, имеют тектонические нарушения типа сбросов, полезное ископаемое вблизи сбросов частично перемято.

Ниже приводятся основные результаты сопоставительных исследований однородных и неоднородных объемных моделей.

Существенное значение приобретает вопрос о соотношении величин вертикальных напряжений действующих в междуучастковых и междукамерных целиках.

На рис. 15.9 показано это соотношение по данным метода фотоупругости для однородной модели. Такое соотношение напряжений характерно для случаев, когда междукамерные целики (1—5) обладают большой жесткостью, имеют достаточные запасы прочности, очень малые коэффициенты ползучести, что имеет иногда место, когда целики рассчитываются на очень длительный срок службы, например в подземных сооружениях.

В большинстве шахтных условий междукамерные целики имеют относительно небольшие сроки службы и запасы прочности, а участковые целики рассчитываются на длительные сроки службы и имеют большие запасы прочности. Поэтому, а также вследствие деформаций ползучести междукамерные целики деформируются в этих условиях обычно более, чем участковые, и соотношение указанных напряжений становится обратным, как приведено на рис. 15.10.

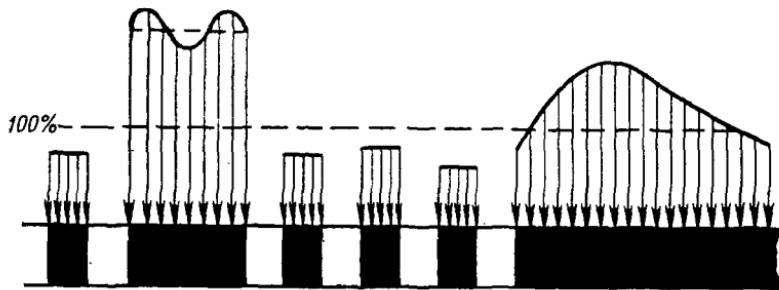


Рис. 15.10. Соотношение напряжений в междукамерных и участковых целиках по данным метода объемных моделей

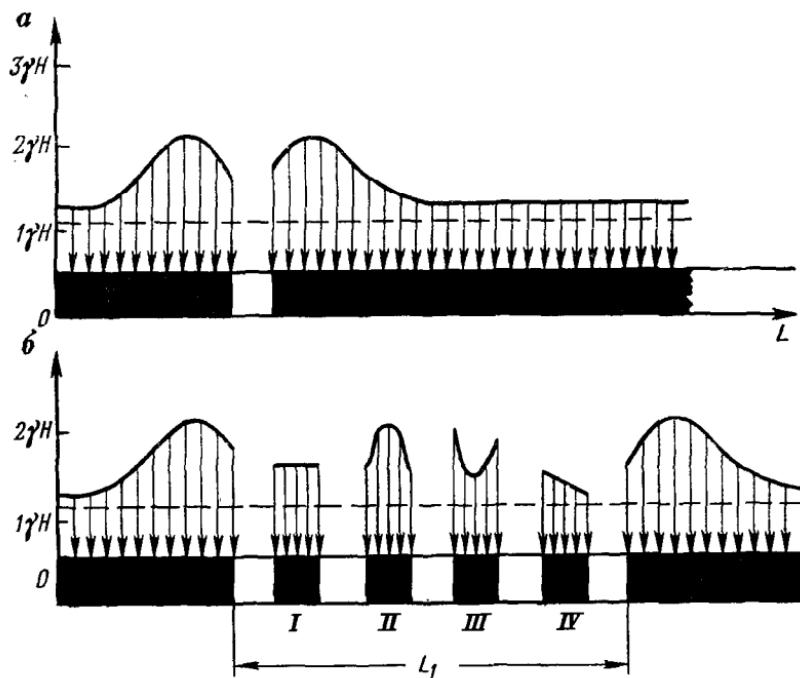


Рис. 15.11. Распределение нагрузок на междукамерные целики:
а — в продольном направлении; б — в поперечном направлении

В неоднородной модели соотношения между нагрузками (а следовательно, и напряжениями) в участковых и междукамерных целиках, вообще говоря, являются весьма сложными.

Результаты исследований однородных объемных моделей представлены на рис. 15.11.

Характер распределения нагрузок на междукамерный целик в продольном направлении приведен на рис. 15.11, а. Вблизи панельного штрека с обеих сторон возникают зоны опорного давления, интенсивность которого достигает для данных условий $2\gamma H$. Ширина зон опорного давления в междукамерных целиках составляла примерно $2,5l$, где l — ширина панельного штрека.

Таким образом, в продольном направлении однородный междукамерный целик несет равномерно-распределенную нагрузку лишь при достаточном удалении от панельного штрека.

Четкая закономерность распределения нагрузок вдоль целиков показывает достаточно хорошее качество воспроизведения натуры и высокое качество работы динамометрического основания, которое было подвергнуто длительной тренировке и тщательной татировке. После опытов проводилась контрольная татировка динамометров.

Характер распределения нагрузок на междукамерные целики в поперечном направлении и на граничащие с отработанной площадью массива представлен на рис. 15.11, б. Следует особо подчеркнуть непостоянство характера распределения нагрузок на междукамерные целики: так, целик II имеет максимальную нагрузку в центре и минимальные — вблизи краевых зон, соотношение нагрузки в центре и у краевых зон равно двум; целик III имеет обратную эпюру распределения нагрузок при том же примерно соотношении краевых и средних нагрузок и т. д.

Совершенно своеобразное распределение нагрузок имело место на целики I и IV.

Вполне понятно, что массив горных пород, независимо от их генезиса (осадочных, магматических, метаморфизованных или комбинаций), не может быть столь идеально однородным, как фотоупругая модель, например из эпоксимала. Поэтому уже при небольших различиях в жесткостях отдельных участков пласта подстилающей и покрывающей толщ междукамерные целики, как правило, воспринимают разные по величине нагрузки, эпюры распределения нагрузок не постоянны; вообще говоря, эпюры распределения нагрузок могут быть своеобразными у каждого целика.

Место максимальных нагрузок на целик может меняться в зависимости от характера месторождения и условий его залегания, что предопределяет способ вскрытия и подготовки шахтного поля. В соответствии с этим для каждого типового

случая надо определить панель или ее часть, являющиеся ориентировочно местом возможных максимальных нагрузок на целики, а затем выяснить, какое именно место целика является наиболее нагруженным. Весьма часто, но необязательно таким местом являются торцевые части целиков в устье камеры, призывающие к панельному или главному штрекам, т. е. необязательно в середине длины междукамерных целиков, как это предполагали Турнер, Л. Д. Шевяков [1] и др., и как это принимается при проектировании до сего времени.

По этим причинам в расчеты целиков необходимо вводить коэффициент концентрации напряжений в торцевой части целика в пределах $k_1 = 1,5 \div 2$.

Но как увидим ниже, этим не ограничиваются необходимые уточнения расчетов.

При периодическом расположении целиков соотношение интенсивности нагрузок на междукамерные и участковые целики — не однозначно, оно является функцией ряда факторов: глубины работ, деформационных свойств целиков и вмещающих пород, ширины панели, целиков, камеры, структуры целиков, степени их нарушенности и т. д.

При определенных соотношениях нагрузок и пределов прочности целиков наблюдается спад нагрузок на междукамерные целики во времени с одновременным ростом нагрузок на участковые целики (или массив).

Анализ экспериментальных исследований показывает, что интенсивность нагрузок на регулярно расположенные целики может определяться в зависимости от соотношения L_{\min}/H , где L_{\min} — минимальный размер отрабатываемой площади, панели, этажа, шахтного поля; H — глубина работ.

Исследования показывают, что при

$$L_{\min}/H > 0,8 \div 1 \quad (15.3)$$

интенсивность нагрузки на целик для средней части панели (или шахтного поля) допустимо определять исходя из полного веса столба пород.

Получаемая при этом неточность в определении интенсивности нагрузок на междукамерные целики идет в запас их прочности.

Камерные и камерно-столбовые системы разработки обычно применяются при наличии в кровле достаточно прочных пород, позволяющих принимать достаточно большой пролет камер, во избежание чрезмерно больших потерь. Поэтому вполне допустимо пренебречь влиянием разности величин изгиба кровли над краевыми зонами целиков и их средними частями и принимать в расчетах равномерное распределение нагрузки на целики в их поперечных сечениях.

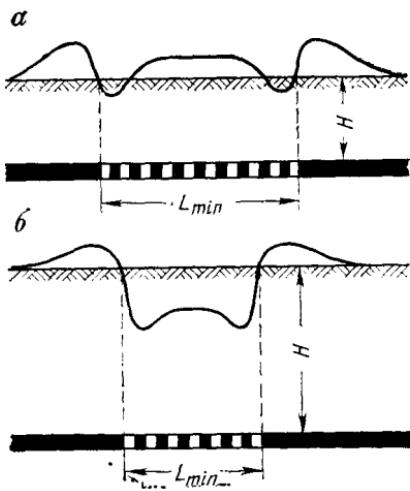


Рис. 15.12. Соотношение нагрузок на междукамерные целики:

$$a - \frac{H}{L_{\min}} < 1; \quad b - \frac{H}{L_{\min}} > 1$$

При

$$L_{\min}/H < 0,8 \quad (15.4)$$

интенсивность нагрузки на междукамерные целики нельзя принимать исходя из полного веса пород, так как это приведет к неоправданному увеличению ширины целиков, и следовательно к излишним потерям.

Встречающееся в литературе предложение вести в этом

случае расчет нагрузок на целики по гипотезе свода лишено оснований: опыты показывают, что до тех пор, пока целики не разрушены, сводообразование невозможно, а нагрузки на целики могут во много раз превосходить подсчитанные по гипотезе свода, достигать величин $(2 \div 3)\gamma H$ и более.

Вполне понятно, что интенсивность нагрузки в случае $L_{\min}/H < 0,8 \div 1$ может быть самой различной в зависимости от этого соотношения, однако общепринятого метода ее определения не имеется. Наиболее правильное решение вопроса об интенсивности нагрузки на целики можно получить в этом случае методом объемных моделей.

На рис. 15.12, а и б в качестве иллюстративного примера показано соотношение нагрузок на целики для случаев, характеризующихся неравенствами (15.3) и (15.4) при прочих равных условиях. При произвольном изменении некоторых факторов, например соотношения l/b , для одного из случаев можно получить любое соотношение нагрузок на целики.

§ 6.

Распределение нагрузок на междукамерные целики в неоднородных моделях

Неоднородные модели воспроизводились на том же динамометрическом основании, при том же стабильном расположении динамометров, которые применялись для исследований однородных моделей.

Результаты испытаний неоднородных моделей представлены на рис. 15.13, а и б.

По сравнению с результатами испытаний однородной модели мы имеем различительную картину.

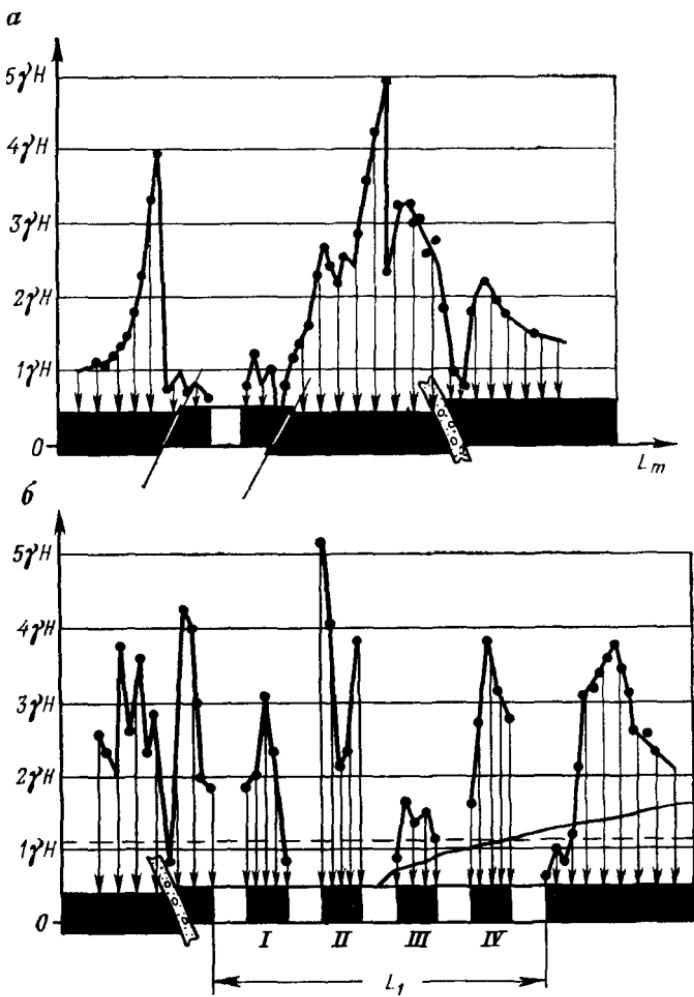


Рис. 15.13. Распределение нагрузок на междукамерные целики в неоднородной модели (метод объемных моделей):
а — в продольном разрезе; б — в поперечном разрезе

Неодиородная модель характеризуется незакономерностью как интенсивности, так и характера распределения нагрузок на целики и в продольном и в поперечном направлении.

Данная картина в действительности оказывается еще более сложной, так как на рис. 15.13, а и б представлены выборочно лишь наиболее характерные разрезы.

Если для однородной модели нагрузки изменялись в пределах от $1,1\gamma H$ до $2,1\gamma H$, то в неодиородной модели эти изменения колебались в пределах от $0,55\gamma H$ до $5,1\gamma H$, т. е. почти в 10 раз.

Картина, полученная для неоднородной модели (см. рис. 15.13), разумеется представляет частный случай. В натурных условиях встречаются шахтные поля или отдельные их части значительно более сложной и более спокойной структуры. Поэтому получение распределение нагрузок имеет принципиальное значение.

Картину распределения нагрузок на целики в неоднородной модели, базируясь только на опыте работы на горных предприятиях (шахтах, рудниках), предсказать невозможно.

Вполне понятно, что рассчитать подобную картину никакими, сколь угодно точными методами расчета совершенно невозможно.

Действительно, расхождения результатов расчетов, построенных на базе статики сплошной среды, для предельно абстрагированной плоской модели с результатами измерений в неоднородной объемной модели могут быть настолько велики, что их сравнение беспредметно. Таким образом, расчеты на базе теории сплошной среды совершенно непригодны не только для сложных, но и для простых случаев, они могут лишь дезориентировать, ибо они оторваны от реальных способов подготовки шахтных полей, в которых максимальные нагрузки могут быть не в неком отвлеченном среднем сечении, а вблизи торцевых частей целиков у панельных или главных штреков, кроме того, эти целики находятся в объемном напряженном состоянии.

Следует также особо отметить, что сложная картина распределения нагрузок на междукамерные целики в неоднородной модели и весьма сложная картина распределения напряжений в однородном целике предопределяют наличие в расчетах чрезвычайно больших ошибок.

Единственным методом выявления достоверной картины распределения и интенсивности нагрузок на междукамерные целики в сложных геологических условиях является метод объемных эквивалентных моделей.

После того как этим методом получена картина распределения нагрузок на целики, можно с большой осторожностью определить и расчетные методы для конкретных целиков.

В ряде случаев расчеты действующих напряжений можно произвести по приведенным выше формулам, однако при этом необходимо вводить коэффициент неравномерности распределения напряжений — $k_2 > 1,5 \div 3$.

§ 7.

Основные особенности работы междукамерных целиков

Из приведенного выше анализа вопроса вытекают следующие основные особенности работы междукамерных целиков:

1. Междукамерные целики, как правило, находятся не в плоском, как это обычно полагают, а в сложном объемном

напряженном состоянии, воспроизвести которое в плоской модели невозможно.

2. В общем случае для месторождений, имеющих тектонические нарушения и сложную структуру целиков, картина распределения нагрузок на междукамерные (а также участковые) целики и отдельные их части имеет сложный, не постоянный характер, который невозможно предвидеть и предрасчитать теоретически.

3. В конкретных условиях наиболее нагруженными целиками могут оказаться целики, расположенные необязательно в середище шахтных полей или панелей.

4. Опасными в отношении возможного разрушения могут являться не полностью один или несколько целиков, а отдельные их части. При этом может оказаться:

а) таких частей или целиков — несколько;

б) наиболее слабые части целиков необязательно располагаются в наиболее нагруженных целиках.

5. Эпюры нагрузок на целики и в поперечных и в продольных направлениях в общем случае для нарушенных месторождений имеют характер ломанных; места расположения максимумов нагрузок нестабильны: они могут располагаться и вблизи краев и в центральных частях сечений; эпюры нагрузок необязательно имеют симметричный характер, они могут быть также и односторонними и близкими к равномерно распределенным.

Лишь в частных случаях эпюры нагрузок могут иметь характер более или менее плавных кривых.

6. Отношения интенсивности нагрузки вблизи краев и у середины поперечных сечений целиков могут меняться в весьма широких пределах: в наших опытах они менялись от 2,5 до 0,25, но вполне понятно, что эти цифры дают лишь некоторое представление о пределах возможных изменений.

7. Максимальные интенсивности нагрузок могут превосходить средние, подсчитанные исходя из полного веса, в 2,5 и более раза. Отношение максимальных и минимальных нагрузок может достигать весьма больших величин — 20—50 и более.

8. При сложной тектонике месторождения вообще и в особенности при сложной структуре целиков, когда целики сложены различными блоками, незакономерно расположеными в пространстве, отличающимися деформационными свойствами, данная задача в максимальной степени является объемной, при этом термин «объемная задача» приобретает иной, более широкий смысл. Свести эту объемную задачу к плоской воспроизведением одних только граничных условий, как их понимает статика сплошной среды (в том числе и теория упругости), — невозможно.

9. У границ смыкания зон, имеющих разные упругие показатели (перемятый уголь, — неперемятый уголь и др.), наблюдается падение интенсивности нагрузок.

10. Во всех без исключения литературных источниках предлагаются вести расчет целика для средней части по его длине. Это общепринятое положение, даже в применении к случаям однородных целиков, далеко не всегда правомерно. Наши исследования показывают, что в этом частном случае максимальные нагрузки могут концентрироваться вблизи торцов целиков у панельных штреков и других выработок, оконтуривающих или секущих целики.

Но именно в этих частях целики находятся не в плоском, а в сложном напряженном состоянии и расчет этих частей надо производить не на простое сжатие.

11. Решение задачи о прочных размерах целиков следует начинать с выявления мест наибольшей концентрации нагрузок в целиках, что можно выполнить методом объемных эквивалентных моделей. Затем уже вести расчет, но не для средней части целика, как это делалось до сего времени, а именно для частей целиков, имеющих максимальную концентрацию нагрузок и минимальную несущую способность.

Это справедливо как для однородных целиков, так и для сложных на ненарушенных и нарушенных месторождениях.

Кроме того, должны быть проведены проверочные расчеты торцевых частей целиков.

Глава XVI.

РАСЧЕТЫ МЕЖДУКАМЕРНЫХ ЦЕЛИКОВ

§ 1.

Оценка существующих методов расчета междукамерных целиков

Междукамерные целики представляют своеобразные распорные конструкции, которые, как показывают исследования, по условиям взаимодействия с вмещающими породами могут работать в независимом, совместном и комбинированном режимах.

В независимом режиме междукамерные целики воспринимают полный вес покрывающей толщи, или только вес отделившейся ее части. Этот режим реализуется при достаточно больших пролетах панелей (выемочных участков), при которых покрывающая толща не может сохранять несущую способность.

В совместном режиме целики и нижняя часть покрывающей толщи работают против общей нагрузки. Этот режим реализуется при пролетах панелей, близких к разрушающим для нижней части покрывающей толщи.

Комбинированный режим реализуется при случайном или преднамеренном обрушении непосредственной кровли в смеж-

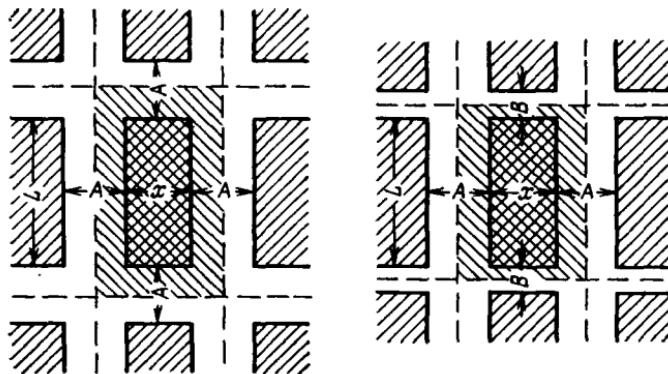


Рис. 16.1. Схема к расчету регулярно расположенных целиков в форме столбов

ных камерах, когда целики воспринимают не только вес оставшихся над ними частей непосредственной кровли, но и продолжают работать совместно с неразрушенной частью покрывающей толщи.

В соответствии с этим выделяются три группы методом расчета целиков:

- 1) работающих в независимом режиме;
- 2) работающих в совместном режиме;
- 3) работающих в комбинированном режиме.

Рассчитываются следующие параметры: нагрузка на целик, напряжения в целике, допустимые минимальные размеры целика.

Методы первой группы различаются по оценке величины нагрузок на целики, вследствие чего выделяются:

- а) расчеты на полный вес пород до поверхности;
- б) расчеты на вес пород в объеме свода давления.

Примером метода расчета на полный вес пород является методика Турнера и развитая на ее основе методика Л. Д. Шевякова [78]. Расчетная схема Л. Д. Шевякова представлена на рис. 16.1.

Для расчета ширины целика в общем случае, т. е. для целика в форме столба, предложена формула

$$b = \frac{A + \frac{AB}{L}}{\frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{n\gamma_{\text{ср}}H} - \frac{\gamma_u h_u}{\gamma_{\text{ср}}H} - \frac{B}{L} - 1}, \quad (16.1)$$

где $\gamma_{\text{ср}}$ — средний удельный вес пород покрывающей толщи; γ_u — средний удельный вес материала целика; h_u — высота целика; n — коэффициент запаса прочности.

Формула для расчета целика в форме стены получается из предыдущей при $L = \infty$.

Шахтные и лабораторные исследования, а также расчеты показывают, что уже при $L/H \geq 0,7$ нагрузку на целик допустимо принимать по данной методике.

Недостатки этой методики заключаются в том, что междукамерные целики могут воспринимать полный вес пород только в центральной части отработанного участка (блока) и лишь при достаточно больших его размерах; кроме того, торцевые части целика испытывают нагрузки более высокие, чем в середине его длины, а пределы прочности целика в его торцевой части — меньше, чем в средней; не учитывается влияние структуры целика, время, действительная эпюра нагрузок на целики.

Примером методики расчета целиков на полный вес свода давления является схема Н. А. Кандыбы [45]. Недостатки этой модели заключаются в том, что сводообразование происходит лишь в однородных породах при соблюдении неравенства

$$L > 3,3 \frac{\sigma_{\text{пч. р}}}{\gamma_{\text{ср}}}, \quad (16.2)$$

где L — ширина участка (блока).

Кроме того, отделение свода может произойти только при достаточно большой величине деформаций целиков; нагрузка, определяемая весом пород в объеме свода, является минимальной.

К недостаткам этой гипотезы относятся также почти все, приведенные для предыдущей.

Примером метода расчетов целиков на основе теории балок является методика В. Д. Слесарева.

Работа В. Д. Слесарева являлась одной из первых отечественных работ, в которой приведено обобщение методов расчета целиков, даны собственные оригинальные расчеты целиков разных классов, помимо расчетов междукамерных целиков предложены расчеты околовштрековых, барьерных и специальных целиков. В его расчетах учтены размеры отрабатываемого участка, решение объемной задачи сведено через эквивалентный пролет к плоской, учтено наличие податливых опор (слоя или целика).

Для определения ширины междукамерного целика в форме стены им предложена формула

$$\begin{aligned} & (\gamma H \cos \alpha + C) (\sigma_{\text{пч. сж}} - \gamma H \cos \alpha) b^4 + \gamma Ha \cos \alpha (\sigma_{\text{пч. сж}} - \\ & - 2\gamma H \cos \alpha - C) b^3 - \gamma^2 H^2 \cos^2 \alpha (a^2 + 3\beta h_{\text{ц}}^2) b^2 - 6\beta \gamma^2 H^2 h_y^2 \times \\ & \times ab \cos^2 \alpha - 3\beta \gamma^2 H^2 h_y^2 a^2 \cos^2 \alpha = 0. \end{aligned} \quad (16.3)$$

где C — сцепление; α — угол падения; β — коэффициент бокового распора.

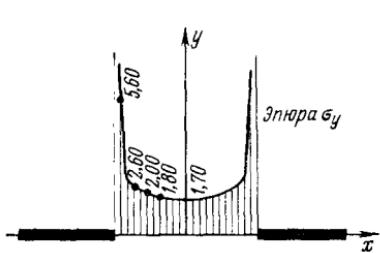


Рис. 16.2. Распределение напряжений в целике по данным теории упругости

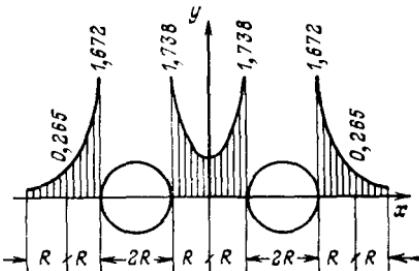


Рис. 16.3. Расчетная эпюра нагрузки на целик (по Д. И. Шерману)

Помимо того, В. Д. Слесаревым разработаны формулы для учета оставляемых в камерах потолочин и земников, а также формулы для расчетов целиков других классов.

В методике В. Д. Слесарева не учтены: уменьшения пролетов слоев покрывающей толщи снизу вверх и влияние времени, недостаточно обоснована гипотеза кривой давления и др.

В то же время следует обратить внимание на то, что указанная работа В. Д. Слесарева не только сыграла огромную роль в развитии методов расчета, но и сегодня представляет большой научный интерес.

Вторая группа методов расчетов целиков, основанная на учете совместного режима их работы с вмещающими породами, более многообразна:

- расчеты на основе теории упругости;
- расчеты на основе теории плит и балок.

На основе теории упругости был получен ряд решений. На рис. 16.2 представлено распределение напряжений в целике по данным Ц. О. Левиной. Первая попытка использовать решение теории упругости (теории концентрации напряжений) была предпринята П. М. Цымбаревичем [74], который предлагал заменить криволинейную границу эпюры опорного давления отрезками двух прямых.

Основные недостатки этой методики заключались в том, что учитываются только две камеры, образующие целик, в то время как имеет значение весь отрабатываемый участок. Кроме того, здесь принималась гипотеза главных касательных напряжений, неприемлемая для горных пород.

Известный интерес представляет методика расчета напряжений в целике на основе теории упругости Д. И. Шермана [76]; полученное им распределение напряжений представлено на рис. 16.3.

Решение Д. И. Шермана включает все недостатки, присущие теории упругости в применении к горному массиву, поскольку решается задача для однородной, изотропной, упругой полу-

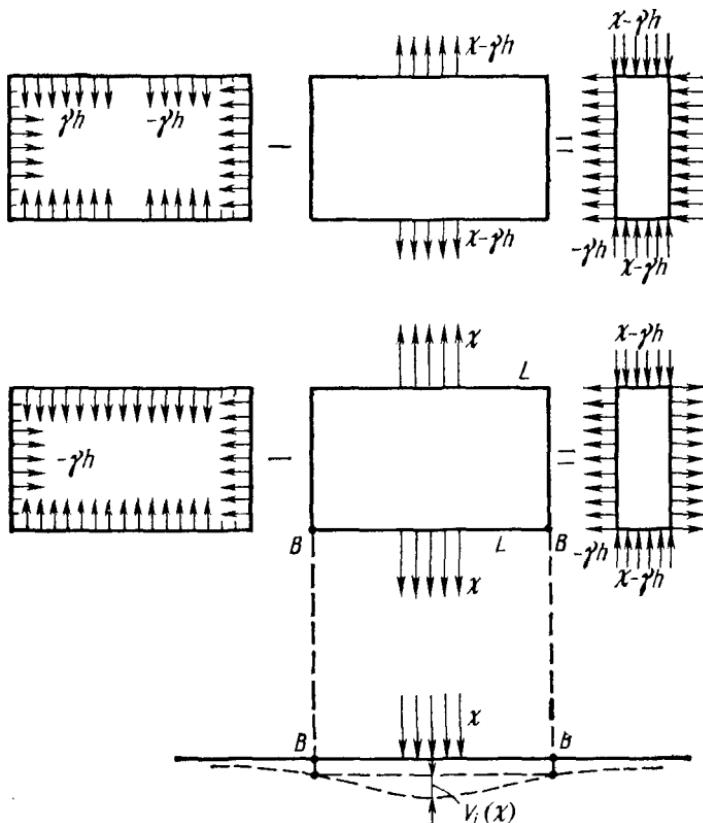


Рис. 16.4. Расчетные схемы по К. В. Руппенейту и А. Н. Давыдовой

плоскости. Кроме того, решение задачи при наличии ряда целиков связано с серьезными затруднениями.

Ряд решений на основе теории упругости был разработан с учетом принципа взаимности перемещений, суть которого вытекает из теоремы взаимности Максвелла, Бэтти, Рэлея.

Примером такого подхода к решению данной задачи является методика расчета К. В. Руппенейта и Н. А. Давыдовой. Рассматривается тяжелая упругая полуплоскость с двумя прямыми вырезами (рис. 16.4). Нагрузка по контактным поверхностям целика принята равномерно распределенной.

Реакция целика R определяется из уравнения совместности деформаций

$$W(-\gamma H) - W(R) = W_1(R), \quad (16.4)$$

где $W(-\gamma H)$ — сближение кровли и почвы под влиянием сил веса пород; $W(R)$ — то же, под влиянием только R ; $W_1(R)$ — уменьшение высоты целика под влиянием R .

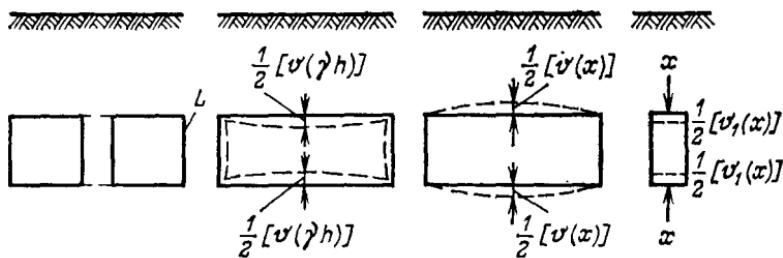


Рис. 16.5. Расчетные схемы к определению деформаций целика

Это уравнение решается в дополнительных напряжениях σ_x , σ_y , τ_{xy} , возникающих вследствие проведения выработки. Принято также, что влиянием свободной границы (земной поверхности) можно пренебречь.

Для произвольного числа целиков получено

$$W_i(-\gamma H) - W_i(R_1, R_2, \dots, R_n) = W^*(R_i), \quad (16.5)$$

где n — число целиков; $W_i(-\gamma H)$ — перемещение кровли выреза в месте расположения i -го целика при отсутствии целиков; $W_i(R_1, R_2, \dots, R_n)$ — перемещения в месте расположения i -го целика от действия реакций всех целиков; $W^*(R_i)$ — собственные деформации целиков.

Для целиков, имеющих форму столбов,

$$W_i^*(R_i) = \frac{h_i}{2E} [R_i - (1 - 2\mu) \gamma H]. \quad (16.6)$$

Для целиков, имеющих форму стен,

$$W_i(R_i) = \frac{h_i}{E} (1 - \mu^2) \left(R_i - \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \gamma H \right). \quad (16.7)$$

Определение компонентов управления (16.7) производится с использованием расчетных схем рис. 16.5.

Безразмерные перемещения определены на основе решения плоской задачи теории упругости. Эти перемещения табулированы при $\mu = 0,3$. Дальнейшее развитие эта методика получила в работе В. Рахимова.

Недостатки такого подхода заключаются в абстрагировании от реальных типовых горно-геологических условий, условий на контактных поверхностях целика, нарушенности покрывающей толщи, ее слоистого или блочного строения и в полном пренебрежении тем, что задача в реальных условиях является объемной. Метод, несмотря на имеющиеся недостатки, заслуживает внимания и при дальнейшем усовершенствовании может найти известную область применения.

Использование принципа взаимности перемещений в задачах горного давления использовалось ранее другими авторами, например Б. В. Матвеевым и другими [53], [48].

Наиболее четко недостатки известных в литературе методов расчета целиков выявляются при сравнении их исходных положений и результатов с приведенными в предыдущей главе результатами исследований работы целиков.

Методы расчета междукамерных целиков делятся на две группы:

- 1) расчеты по допускаемым напряжениям;
- 2) расчеты по предельным состояниям, или разрушающим нагрузкам.

Сущность методов первой группы: после определения действующих в любой точке целика напряжений принимают отвечающую данным условиям теорию прочности и затем сравнивают вычисленные напряжения с допускаемыми, на основе чего делают вывод о прочности целика.

Сущность методов второй группы: после определения суммарной нагрузки, соответствующей предельному состоянию (за которым следует разрушение), сравнивают ее с фактически действующей, что позволяет судить о прочности целика.

Отсюда вытекает необходимость первоочередной разработки методик: расчета напряжений в междукамерных целиках и определения нагрузки на эти целики.

§ 2.

Расчет напряжений в междукамерном целике

В основу аналитического исследования целиков, имеющих форму стен и столбов прямоугольного сечения, вполне допустимо положить задачу теории упругости о равновесии параллелепипеда при заданных нагрузках на его гранях, так как для многих рудников при однородных целиках, соответствующей глубине работ и длительном сроке службы целики должны иметь достаточный запас прочности и работать в упругой стадии. Эта задача достаточно близко отражает многие реальные случаи и является не только более простой, но и основной — она открывает путь для решения задач, отражающих более сложные условия работы целиков. Задача о равновесии параллелепипеда впервые была поставлена Ляме в 1852 г. Однако подходы к ее решению были разработаны только в последнее время отечественными учеными Е. С. Кононенко (1954 г.), М. М. Филоненко-Бородичем (1951 г.) и др. Эти авторы не предлагали использовать задачу Ляме для расчета целиков вообще, но некоторые из них разработали методы ее решения применительно к испытанию на сжатие образцов металлов или строительных материалов.

Рис. 16.6. Основная расчетная схема

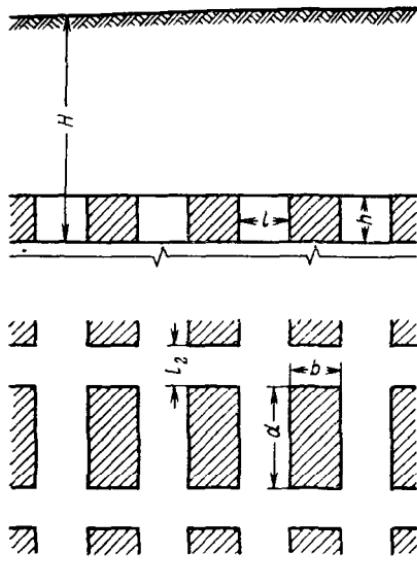
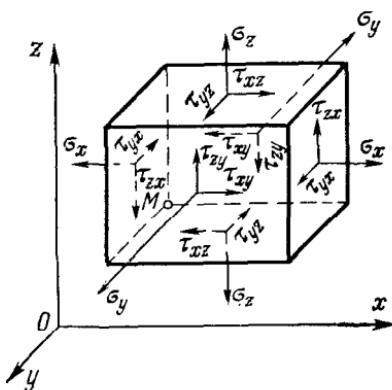


Рис. 16.7. Обозначение компонентов напряжений



Наибольший практический интерес для решения рассматриваемой задачи представляют работы М. М. Филоненко-Бородича (1951 г.). Используя вариационный принцип Кастильяно и приближенный метод Папковича (1939 г.), он показал, что в ряде случаев, когда на поверхности упругой призмы заданы нагрузки, нормальные или касательные к ее граням задача Ляме в принципе может быть доведена до численного решения.

Е. С. Кононенко на основе метода М. М. Филоненко-Бородича (71) исследовал задачу о сжатии куба между жесткими плитами без скольжения. Использовав некоторые основные положения его решения, рассмотрим напряженное состояние целика с произвольным соотношением всех трех его размеров (параллелепипеда, сжатого нагрузкой от веса налегающих пород при наличии полного сцепления по поверхности контакта целика с кровлей и почвой) (рис. 16.6). При заданной ориентировке осей (рис. 16.7) компоненты тензора напряжений в первом приближении имеют вид:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= -\frac{\pi^2}{h^2} \sin \frac{\pi z}{h} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{d}\right) \times \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b}\right) B + \\ &+ \left(1 + \sin \frac{\pi z}{h}\right) \times \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{d}\right) \frac{4\pi^2}{b^2} \cos \frac{2\pi y}{b} C; \\ \sigma_y &= -\frac{\pi^2}{h^2} \sin \frac{\pi z}{h} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{d}\right) \times \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b}\right) A + \\ &+ \left(1 + \sin \frac{\pi z}{h}\right) \times \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b}\right) \frac{4\pi^2}{d^2} \cos \frac{2\pi x}{d} B;\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z = & \left(-\frac{z}{\pi} + \sin \frac{\pi z}{b} \right) \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b} \right) \frac{4\pi^2}{d^2} \cos \frac{2\pi y}{d} B + \\ & + \left(-\frac{z}{\pi} + \sin \frac{\pi z}{h} \right) \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{d} \right) \frac{4\pi}{b^2} \cos \frac{2\pi y}{b} A + \frac{\pi + z}{\pi} \mu \times \\ & \times \left[\left(1 - \cos \frac{2\pi y}{d} \right) \frac{4\pi^2}{b} \cos \frac{2\pi y}{b} + \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b} \right) \frac{4\pi^2}{d^2} \times \right. \\ & \times \cos \frac{2\pi y}{b} + \left. \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b} \right) \frac{4\pi^2}{d^2} \cos \frac{2\pi y}{d} \right] C - \frac{2\pi}{h} \mu \times \\ & \times \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{d} \right) \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b} \right) (A + B) + \frac{Ew_0}{h};\end{aligned}$$

$$\tau_{xy} = - \left(1 - \sin \frac{\pi z}{h} \right) \frac{4\pi^2}{bd} \sin \frac{2\pi z}{d} \sin \frac{2\pi y}{b} C;$$

$$\tau_{yx} = - \frac{\pi}{h} \cos \frac{\pi z}{h} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{d} \right) \frac{2\pi}{b} \sin \frac{2\pi y}{b} A;$$

$$\tau_{zx} = - \frac{\pi}{h} \cos \frac{\pi z}{h} \left(1 - \cos \frac{2\pi y}{b} \right) \frac{2\pi}{d} \sin \frac{2\pi x}{d} B,$$

где σ_x , σ_y , σ_z — нормальные напряжения по граням элементарного параллелепипеда, мысленно вырезанного возле заданной точки (см. рис. 16.7); τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} — касательные напряжения по граням элементарного параллелепипеда, мысленно вырезанного возле заданной точки (см. рис. 16.7); x , y , z — координаты заданной точки; h , b , d — соответственно высота, ширина и длина целика; E — модуль упругости пород целика; μ — коэффициент Пуассона; w_0 — величина сжатия целика нагрузкой P ; A , B , C — произвольные постоянные,

$$A = \frac{A_0}{1000} Ew_0 h; \quad B = \frac{B_0}{1000} Ew_0 h; \quad (16.9)$$

$$C = \frac{C_0}{1000} Ew_0 h,$$

A_0 , B_0 , C_0 — табличные значения коэффициентов, зависящие от соотношения размеров целика и коэффициента Пуассона.

Величина сжатия целика

$$P = \iint \sigma_z dx dy, \quad (16.10)$$

откуда

$$w_0 = \frac{Ph}{Edb} \frac{1}{1 - 2\pi\mu} \frac{A_0 + B_0}{1000}. \quad (16.11)$$

Таблица 16.1

h/b	Коэффициенты	Значение коэффициентов при h/d , равных					
		0,01	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
0,10	A	-21,31	-25,76	-24,64	-23,44	-22,61	-22,07
	B	-28,40	-20,14	-13,71	-8,94	-5,81	-3,85
	C	-220,91	46,09	12,49	5,68	3,23	2,09
0,50	A	-11,13	-10,99	-10,46	-9,89	-9,55	-9,38
	B	-25,48	-20,41	-12,92	-8,00	-5,04	-3,25
	C	8,88	6,26	2,93	1,48	0,93	0,66
1,00	A	-3,90	-3,71	-3,39	-3,13	-2,96	-2,86
	B	-23,29	-19,02	-12,08	-7,29	-4,50	-2,86
	C	2,23	1,74	0,95	0,46	0,22	0,12
2,00	A	-0,74	-0,67	-0,55	-0,46	-0,42	-0,40
	B	-22,25	-18,40	-11,89	-7,21	-4,43	-2,81
	C	0,56	0,46	0,28	0,16	0,09	0,05
3,00	A	-0,24	-0,20	-0,14	-0,10	-0,08	-0,07
	B	-22,05	-18,30	-11,91	-7,28	-4,50	-2,87
	C	0,25	0,21	0,13	0,08	0,05	0,03

Коэффициенты A , B , и C получены для широкого диапазона значений $\mu = 0,05 \div 0,4$, $\frac{h}{b} = 0,1 \div 3,0$ и $\frac{h}{d} = 0,01 \div 1,00$ с помощью вычислительной машины и протабулированы. Сокращенный вариант полученных нами таблиц для коэффициента Пуассона 0,25 приведен в табл. 16.1. Коэффициенты A_0 , B_0 и C_0 рассчитаны на основе общих решений, принятых для определения A , B и C , которые в свою очередь определяются на основании решения системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial A} &= w_0 \iint \frac{\partial \sigma_z}{\partial A} dx dy; \\ \frac{\partial W}{\partial B} &= w_0 \iint \frac{\partial \sigma_z}{\partial B} dx dy; \\ \frac{\partial W}{\partial C} &= w_0 \iint \frac{\partial \sigma_z}{\partial C} dx dy, \end{aligned} \right\} \quad (16.12)$$

где W — потенциальная энергия сжатия целика.

Значения A_0 , B_0 и C_0 для целиков, сложенных породами с $\mu = 0,25$, приведены в табл. 16.1.

Дифференцированием уравнений (16.8) по параметрам A , B и C и последующим интегрированием найденных выражений (16.12) получим систему трех уравнений:

$$\left[\frac{9}{8} \pi^2 + 6(\pi^2 - 8) \frac{h^4}{b^4} + 3(8\mu + \pi^2) \frac{h^2}{b^2} - 9\mu^2 \right] A + [2(\pi^2 - 8) \times \right. \\ \left. \times \frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} - \frac{9}{8} \pi^2 \mu + \frac{3}{2} \mu (8 - \pi^2) \left(\frac{h^2}{b^2} + \frac{h^2}{d^2} \right) - 9\mu^2] B +$$

$$+ \left[\frac{3}{2} \pi (4 + \pi) \left(\frac{h^2}{d^2} - \mu \frac{h^2}{b^2} \right) - 2\mu (\pi^2 - 8) \left(\frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} + 3 \frac{h^4}{b^4} \right) - \right. \\ \left. - 6\mu^2 (\pi + 2) \left(\frac{h^2}{d^2} + \frac{h^2}{b^2} \right) \right] C = \frac{2\mu}{\pi} E w_0 h; \quad (16.13)$$

$$\left[\frac{9}{8} \pi^2 + 6 (\pi^2 - 8) \frac{h^4}{d^4} + 3 (8\mu + \pi^2) \frac{h^2}{d^2} - 9\mu^2 \right] B + \left[2 (\pi^2 - 8) \times \right. \\ \times \frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} - \frac{9}{8} \pi^2 \mu + \frac{3}{2} \mu (8 - \pi^2) \left(\frac{h^2}{b^2} + \frac{h^2}{d^2} \right) - 9\mu^2 \left. \right] A + \\ + \left[\frac{3}{2} \pi (4 + \pi) \left(\frac{h^2}{b^2} - \mu \frac{h^2}{d^2} \right) - 2\mu (\pi^2 - 8) \left(\frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} + 3 \frac{h^4}{d^4} \right) - \right. \\ \left. - 6\mu^2 (\pi + 2) \left(\frac{h^2}{d^2} + \frac{h^2}{b^2} \right) \right] C = - \frac{2\mu}{\pi} E w_0 h; \\ \left[\frac{3}{2} \pi (4 + \pi) \left(\frac{h^2}{d^2} - \mu \frac{h^2}{b^2} \right) - 2\mu (\pi^2 - 8) \left(\frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} + 3 \frac{h^4}{b^4} \right) - \right. \\ \left. - 6\mu^2 (\pi + 2) \left(\frac{h^2}{b^2} + \frac{h^2}{d^2} \right) \right] A + \left[\left(\frac{3}{2} \pi (4 + \pi) \left(\frac{h^2}{d^2} - \mu \frac{h^2}{b^2} \right) - \right. \right. \\ \left. \left. - 2\mu (\pi^2 - 8) \left(\frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} + 3 \frac{h^4}{d^4} \right) - 6\mu^2 (\pi + 2) \left(\frac{h^2}{b^2} + \frac{h^2}{d^2} \right) \right] B + \\ + \left[2\pi (3\pi + 8) \left(3 \frac{h^4}{d^4} + 2 \frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} + 3 \frac{h^4}{b^4} \right) - 4 (\pi + 2)^2 \mu^2 \times \right. \\ \left. \times \left(3 \frac{h^4}{b^4} + 2 \frac{h^2}{b^2} \frac{h^2}{d^2} + 3 \frac{h^4}{d^4} \right) \right] C = 0.$$

Решение системы (16.13) носит общий характер, так как размеры параллелепипеда входят в эти уравнения в общем виде. Это позволяет рассматривать напряженное состояние целиков с различным соотношением размеров сторон в плане и по высоте. Если же положить $h=b=d$, то получим частный случай, рассмотренный Е. С. Кононенко при испытании образцов на сжатие.

Напряжения можно рассчитать для любой заданной точки, но с учетом построения эпюра целесообразно принять схему расположения точек, образованных секущими плоскостями по рис. 16.18.

В качестве примера рассчитаем напряженное состояние конкретного целика для условий, характерных для ряда месторождений:

$$\frac{h}{b} = 1,6; \quad \frac{h}{d} = 0,31; \quad \gamma H = 600 \text{ Н/см}^2; \quad \sigma_{cp} = \frac{p}{bd} = 129,3 \text{ Н/см}^2;$$

$$E = 7,26 \cdot 10^6 \text{ Н/см}^2;$$

$$\mu = 0,25.$$

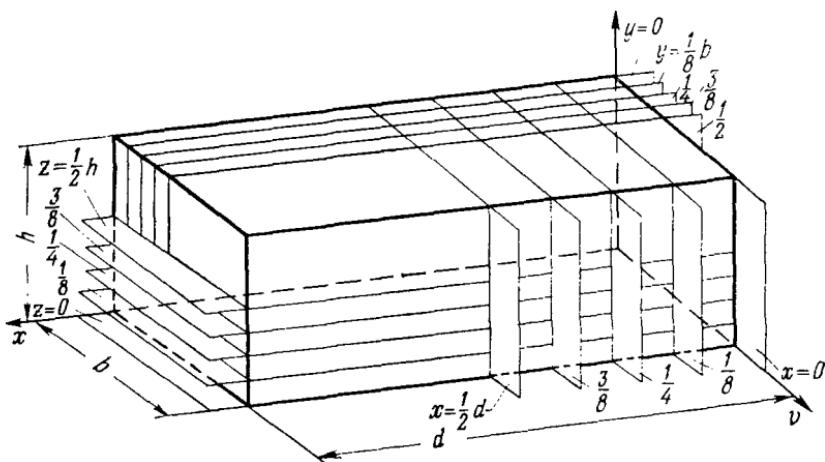


Рис. 16.8. Схема расположения рассматриваемых точек, образованных в целике секущими плоскостями

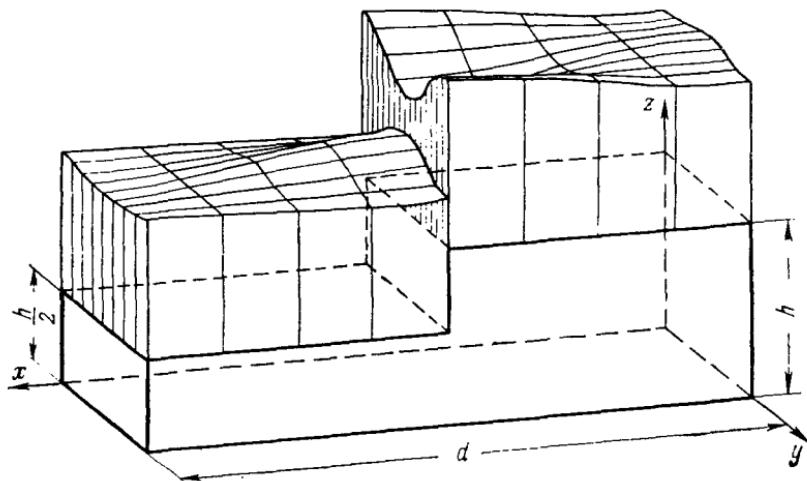


Рис. 16.9. Пространственная картина распределения вертикальных напряжений в горизонтальных плоскостях:

$z=h$ — плоскость контакта целика с кровлей; $z=\frac{h}{2}$ — средняя плоскость целика

Пространственная картина распределения вертикальных напряжений по контакту целика с кровлей, рассчитанная изложенным методом (рис. 16.9), наглядно позволяет судить о сложном характере напряженного состояния целика, которое невозможно описать с помощью решения плоских задач. На рис. 16.10 приведена более полная графическая характеристика напряженного состояния целика. Она включает все компоненты тензора напряжений и позволяет более полно оценить достоинства предлагаемого метода.

Основными факторами, определяющими характер напряженного состояния рассматриваемого типа целика, являются соотношения его геометрических размеров и коэффициент Пуассона. Модуль упругости пород целика и суммарная величина внешней нагрузки при заданных условиях на контакте целика с кровлей и почвой не сказываются на характере распределения напряжений. Они влияют лишь на абсолютную величину компонентов напряжения в данной точке, а не на их соотношение.

Как видно на рис. 16.10, данный расчетный метод отличается бесспорными преимуществами перед существующими. Действительно, для сечения достаточно удаленного от торцов целика картина распределения напряжений сходна с картиной, получаемой при решении плоских задач. Однако характер напряженного состояния по длине целика меняется. Решения же плоских задач в принципе не могут отражать закономерностей этого явления.

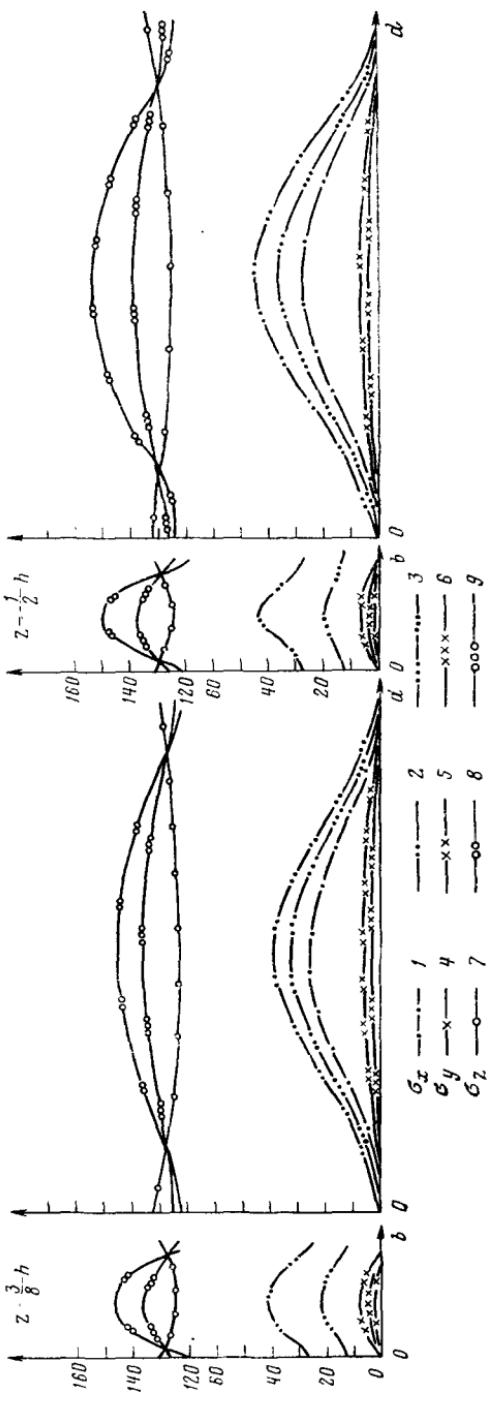
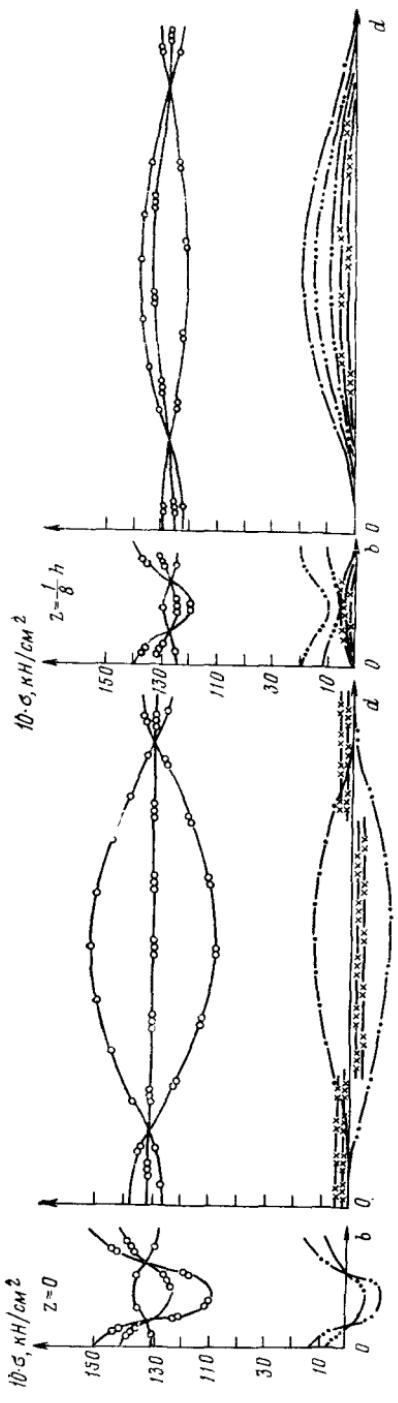
Хотя данный расчетный метод также имеет серьезные недостатки, он дает правильные представления об изменениях компонентов тензора напряжений в зависимости от геометрических размеров целика.

Для исследований напряженного состояния междукамерных целиков в последние годы широко используется метод объемных моделей из оптически активных материалов, а в натурных условиях — метод разгрузки. При этом весьма часто вуалируются серьезные недостатки этих методов.

Необходимо обратить внимание на следующие обстоятельства:

1. При использовании метода фотоупругости и «замораживания» напряжений коэффициент Пуассона оптически активных материалов становится равным 0,5, в то время как в действительности колеблется в среднем от 0,1 до 0,3, а его величина оказывает существенное значение на величину компонентов напряжений.

2. При несистематических, фрагментарных исследованиях методом разгрузки можно получить совершенно ошибочные представления о значениях компонентов напряжений и их распределении, что ясно из рис. 16.9 и 16.10, ибо величины напряжений и их распределения, меняются по всем трем размерам



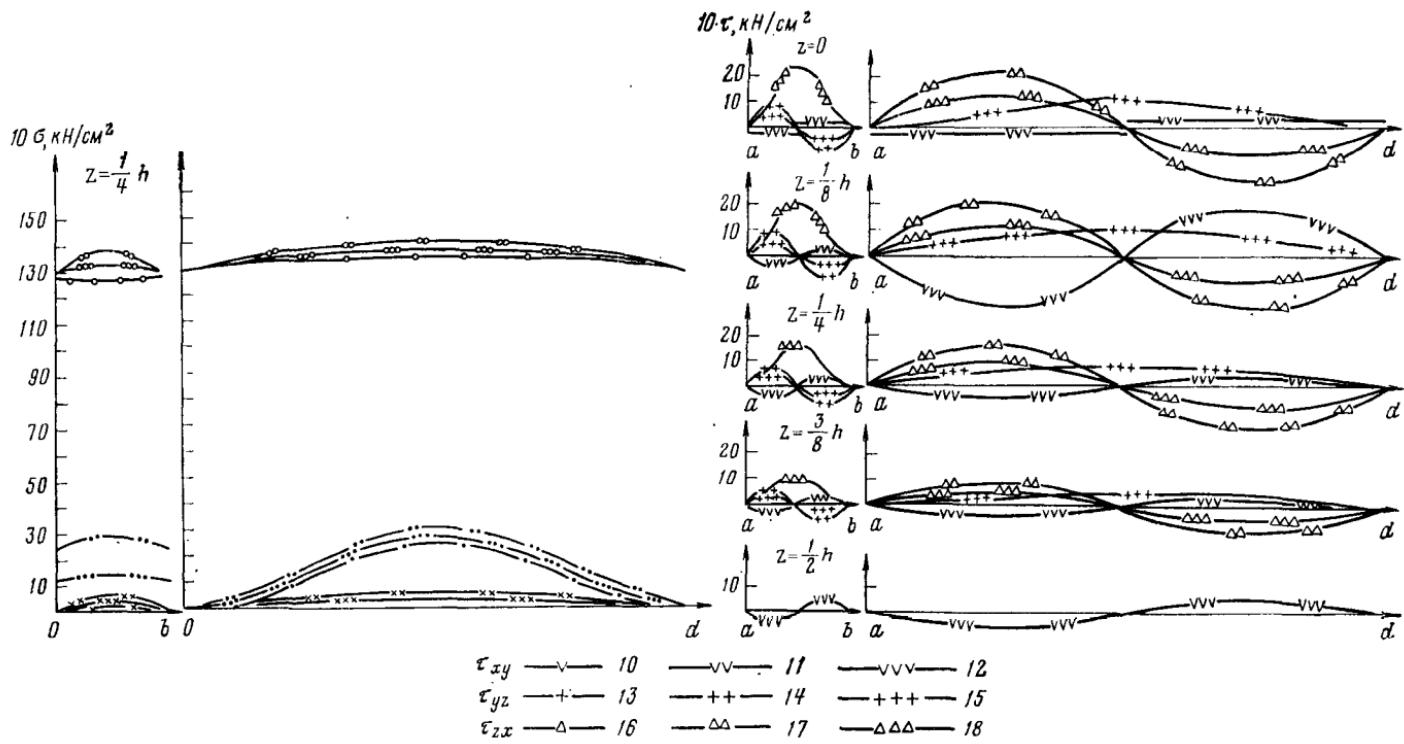


Рис. 16.10. Расположение напряжений по горизонтальным сечениям цилиндра в плоскостях:

$z = 0; z = \frac{h}{8}; z = \frac{3}{8} h; z = \frac{1}{2} h$: кривые напряжений в плоскостях:

$\sigma_x = 1, 2, 3; \sigma_y = 4, 5, 6; \sigma_z = 7, 8, 9; \tau_{xy} = 10, 11, 12; \tau_{yz} = 13, 14, 15; \tau_{zx} = 16, 17, 18$

Значения координат в плоскостях: 1, 4, 7, 10, 13, 16 — $x=0$ и $y=0$; 2, 5, 8, 11, 14, 17 — $x = \frac{1}{2} d$ и $y = \frac{1}{2} b$; 3, 6, 9, 12, 15, 18 — $x = \frac{1}{4} d$ и $y = \frac{1}{4} b$

целика. Мы не говорим уже о пренебрежении влиянием деформаций ползучести и других серьезных недостатках этого метода.

Поэтому неправильно полагаться на результаты этих исследований или считать их критериями достоверности расчетов.

Единственным правильным следует считать комплексный метод, включающий также метод эквивалентных объемных моделей.

§ 3.

Методика расчета нагрузок на междукамерные целики на основе учета совместности деформирования целиков и пород покрывающей толщи

Большое число геологических нарушений в пределах участка делает задачу определения нагрузок на междукамерные целики для наиболее общего случая — разнородной покрывающей толщи — теоретически неразрешимой. Как показано в [14], такая задача может быть решена лишь методом объемных моделей. Однако при отсутствии геологических нарушений или малом числе нарушений типа сбросов, зон дробления и рассланцевания, даек и т. д. эта задача может быть с достаточным приближением решена теоретически.

Рассмотрим расчет нагрузок на междукамерные целики при отсутствии в пределах выемочного участка (блока) геологических нарушений. Расчетная схема представлена на рис. 16.11, где приведены основные обозначения, D — длина выемочного участка.

Условия совместности деформаций целика и кровли в центре выемочного участка (блока)

$$f_{\text{пл}} = \Delta h_{\text{ц}},$$

где $f_{\text{пл}}$ — максимальный прогиб кровли; $\Delta h_{\text{ц}}$ — максимальное сжатие целика.

Деформации твердых слоистых пород кровли имеют достаточно близкую аналогию с деформациями тонких плит [12]. На основании этого максимальный прогиб кровли в центре участка (блока) можно определить, используя теорию тонких плит.

Максимальный прогиб в центре защемленной на прямоугольном контуре плиты [5, 34]:

$$f_{\text{пл}} = \frac{1}{16} \alpha \left(\frac{D}{L_2} \right) (1 - \mu^2) \frac{q L_{\text{пр}}^4}{E_2 h_2^3}, \quad (16.14)$$

где q — нагрузка на плиту; μ — коэффициент поперечной деформации; E_2 — модуль продольной упругости плиты; h_2 — мощность плиты; $L_{\text{пр}}$ — предельный пролет (ширина) плиты; $\alpha \left(\frac{D}{L_2} \right)$ — функция, определяемая по табл. 16.2.

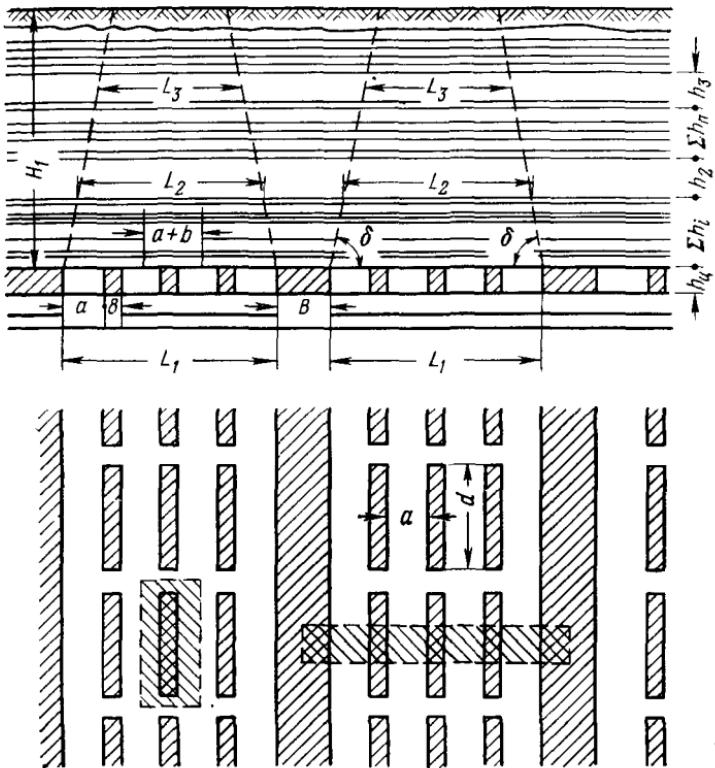


Рис. 16.11. Схема к расчету нагрузок на междукамерные целики при разработке шахтных полей отдельными выемочными полями (периодическое расположение целиков)

Решение этой объемной задачи удобно свести к плоской. Поскольку непосредственная кровля не может образовать больших пролетов, суммарный прогиб покрывающей толщи определяется конечным прогибом основной кровли.

Эквивалентный пролет основной кровли

$$L_s = L_{2 \text{ пред}} \sqrt{\frac{1}{2} \beta \left(\frac{D}{L_2} \right) (1 - \mu^2)},$$

где $\beta \left(\frac{D}{L_2} \right)$ — функция, определяемая по табл. 16.2.

Предельный пролет

$$L_{2 \text{ пред}} = \xi_{iz} \sqrt{\frac{2h_2^2 \sigma_{\text{пч. из}} - \Psi \gamma_{ep} \sum_1^k h_n}{q_2}}, \quad (16.15)$$

где $\sigma_{\text{пч. из}}$ — предел прочности на изгиб основной кровли, $\text{тс}/\text{м}^2$; γ — средний удельный вес пород, нагружающих основную кровлю, $\text{тс}/\text{м}^3$; Ψ — параметр, определяемый опытным путем;

Таблица 16.2

$\frac{D}{L_2}$	$\alpha \left(\frac{D}{L_2} \right)$	$\beta \left(\frac{D}{L_2} \right)$
1,00	0,243	1,232
1,25	0,350	1,595
1,50	0,422	1,816
1,75	0,466	1,960
2,00	0,486	1,989
	0,500	2,000

Σh_n — мощность пачки пород, нагружающих основную кровлю; q_2 — нагрузка на основную кровлю; $\xi_{\text{из}}$ — коэффициент ползучести пород основной кровли при изгибе.

Для определения нагрузки на основную кровлю графически строятся углы обрушений δ , ограничивающие их прямые доводятся до земной поверхности.

Породы, оказавшиеся внутри зон, оконтуренных линиями обрушения, разбиваются на пачки, в основании которых залегают породомосты. Прогибы этих пачек определяются по формулам (16.14), (16.15) и сравниваются между собой. Это дает возможность определить, какие пачки являются несущими, а какие представляют собой нагрузки, а следовательно, и суммарный прогиб основной кровли.

Наиболее простым является случай, когда основная кровля несет всю толщу до поверхности. При этом

$$q_2 = \gamma_{\text{ср}} \left(H - \sum_1^i h_i \right). \quad (16.16)$$

Значения функций α и β приведены в табл. 16.2.

Поскольку междукамерные целики оставляются относительно малой ширины (высота равна или больше ширины целика), для определения суммарной деформации целика можно принять

$$\Delta h_{\text{ц}} = \xi_{\text{сж}} \frac{h_{\text{ц}} \sigma_{\text{пч. сж}}}{E_{\text{ц}}}, \quad (16.17)$$

где $\xi_{\text{сж}}$ — коэффициент ползучести при сжатии для конкретных пород принимается по данным испытаний, $\xi_{\text{сж}} = 1,2 \div 2$. Пролет, при котором целики не раздавливаются, определяется из условия

$$\Delta h_{\text{ц}} > f_{\text{осн.}} \quad (16.18)$$

Из формул (17.14) и (17.15) видно, что при $\frac{D}{L_2} < 2$ эквивалентный пролет много меньше, нежели предельный, и сводить решение к плоской задаче нельзя.

Следовательно, плоская задача приемлема только при $\frac{D}{L_2} \geq 2$, когда

$$L_3 = L_{\text{пр.}} \quad (16.19)$$

Для этих условий

$$f_{\text{осн}} = \xi_{\text{нз}} \frac{qL_2^4}{384E_2I_2}, \quad (16.20)$$

где E_2 , I_2 — соответственно модуль упругости и момент энергии основной кровли (породы-моста).

Очевидно, допустимый пролет основной кровли

$$L_2 \text{ доп} \leq \sqrt{\frac{\xi_{\text{сж}}}{\xi_{\text{нз}}} \frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{q_2} h_2^3 h_{\text{ц}} \frac{E_2}{E_{\text{ц}}}}. \quad (16.21)$$

При невыполнении условия (16.19) вести расчет междукамерных целиков, исходя из одного только веса непосредственной кровли, недопустимо: целики будут разрушены. Только при условии соблюдения неравенства (16.21) нагрузку на целики можно определять на основании веса пород непосредственной кровли:

$$\sum_1^n q = \gamma_{\text{ср}} (a + b) \sum_1^n h_i + 0,5 \gamma_{\text{ц}} b_{\text{ц}} h_{\text{ц}}, \quad (16.22)$$

где $\gamma_{\text{ср}}$, $\gamma_{\text{ц}}$ — удельный вес пород соответственно непосредственной кровли и целика, тс/м³.

Пределная ширина участка (блока)

$$L_1 = L_2 \text{ доп} + 2 \sum h_i \operatorname{ctg} \delta.$$

Очевидна необходимость соблюдения неравенства

$$L_1 \geq n(a + b) + a, \quad (16.23)$$

где n — целое число.

Это позволяет окончательно определить ширину участка (блока).

При несоблюдении неравенства (16.21) расчет междукамерных целиков можно выполнить на основе условия совместности деформаций всех целиков и покрывающей толщи (рис. 16.12).

Эта задача может быть решена по аналогии с неразрезной балкой, свободно опертой на независимые упругие опоры. Однако это решение достаточно сложно, а задача в конкретном приложении во многих случаях не может быть решена.

В то же время рассматриваемая задача по ее сущности не требует точных решений, поскольку отличается непостоянством строения пород покрывающей толщи, изменчивостью их мощности, наличием трещин, большими разбросами прочностных и упругих характеристик.

Для удобства анализа предлагается более простой подход к решению этой задачи.

Опыты на моделях и сравнительные расчеты показывают, что с достаточным для практических целей приближением

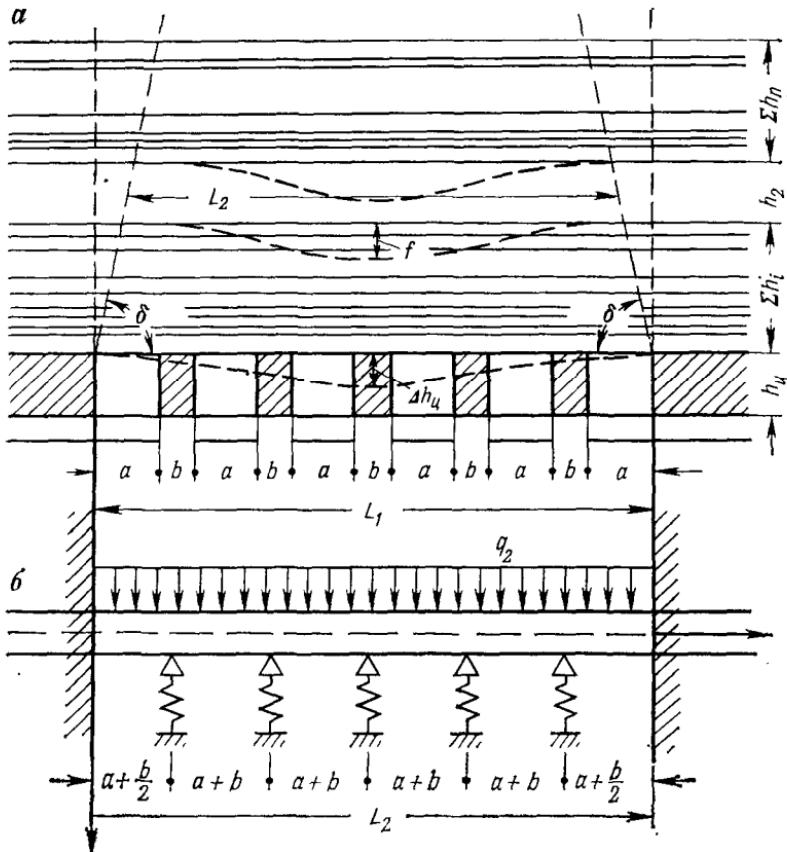


Рис. 16.12. Схемы к расчету условий совместности деформаций междукамерных целиков и покрывающей толщи:
 a — общая; b — упрощенная

отношение прогиба основной кровли (рассматриваемой как балка на двух опорах или консольная) при любом x к ее максимальному прогибу сохраняется, если она лежит на сплошном упругом основании постоянной жесткости или если это основание опирается на равноотстоящие упругие опоры, обладающие одинаковыми характеристиками жесткости.

Вначале удобнее рассмотреть расчет нагрузок на междукамерные целики для другого характерного случая, когда в пределах участка породы покрывающей толщи рассечены, например, зоной дробления, дайкой или сбросом. Деформации покрывающей толщи или только ее нижней части имеют нередко в подобных условиях достаточно близкую аналогию с деформациями прямоугольной плиты, защемленной по трем сторонам с четвертым свободным краем.

При отношении $\frac{D}{L_2} > 1,5 \div 2$ задача может рассматриваться как плоская. В средней части панели взаимодействие целиков и пород покрывающей толщи имеет достаточно близкую аналогию с работой консольной балки, опирающейся на ряд регулярно расположенных упругих опор.

Междукамерные целики представляют собой упругие опоры. Жесткость всех целиков идентична:

$$\lambda_1 = \lambda_2 = \dots = \lambda_n = \frac{E_{\text{д}}bd}{h} \quad (16.24)$$

при $d = 1$ м;

Если принять расстояние до центра первого целика равным x , а все остальные расстояния до центров каждого следующего целика кратным ему, то суммарные деформации балки, вызываемые реакциями упругих опор, можно выразить условием

$$\sum_1^n f_{i-R} = -\frac{x^3}{3E_{\text{kp}}I_{\text{kp}}} (R_1 + R_2 R^3 + R_3 R^6 + \dots + R_n R^n). \quad (16.25)$$

Вносимая при этом погрешность $\Delta = \frac{b}{2}$ в определение абсциссы первого от опоры целика при достаточно большом числе целиков несущественна.

Связь между реакцией R_n и реакцией любой упругой опоры определяется отношением

$$R_i = \frac{R'_n}{k_i}; \quad k_i = \frac{f_{\max-q}}{f_{i-q}} = \frac{3L_2^2}{x_i^2 \left(6 - 4 \frac{x_i}{L_2} + \frac{x_i^2}{L_2^2} \right)}, \quad \left. \right\} \quad (16.26)$$

где x_i — абсцисса любого рассматриваемого целика.

Более просто можно определить k_i , пользуясь графиком (рис. 16.13), по месту расположения каждого целика в пролете. Следовательно,

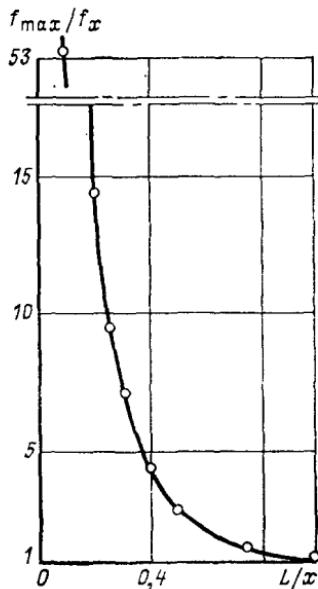
$$\sum_1^n f_{i-R} = -\frac{R_n x^3}{3E_{\text{kp}}I_{\text{kp}}} \left(\frac{1}{k_1} + \frac{2^3}{k_2} + \frac{3^3}{k_3} + \frac{4^3}{k_4} + \dots + n^3 \right). \quad (16.27)$$

Обозначим

$$C = \left(\frac{1}{k_1} + \frac{2^3}{k_2} + \frac{3^3}{k_3} + \frac{4^3}{k_4} + \dots + n^3 \right). \quad (16.28)$$

Тогда

$$\sum_1^n f_{i-R} = -\frac{R_n x^3}{3E_{\text{kp}}I_{\text{kp}}} C. \quad (16.29)$$



Искомую реакцию R_n можно определить по условию совместности деформаций

$$R'_n = \left(\xi_{n3} f_{max-q} - \sum_1^n f_{i-R} \right) \lambda. \quad (16.30)$$

Рассматривая значения входящих

Подставляя формулу получим реакцию крайнюю формулу получим реакцию крайней целика без учета веса непосредственної кровли:

$$R'_n = 8 \left[\frac{1}{3} (a + b)^3 C + \frac{E_2 I_2}{h_{n3}} \frac{\xi_{n3} q_2 L_2^2}{(1 - \mu)^2} \right]. \quad (16.31)$$

нагрузка в пролете между

В этом и последующих случаях крайними опорами

$$q = q_1 + q_2,$$

где q_1 — нагрузка, создаваемая непосредственной кровлей; q_2 — нагрузка на основную кровлю с учетом ее собственного веса.

Нагрузка на основную кровлю определяется, как известно, на основании геологического разреза. Действие непосредственной кровли и собственного веса целика учитывается как дополнительное слагаемое к R'_n , определяемое по формуле (16.22).

Расчет нагрузок на междукамерные целики по схеме (см. рис. 16.12) в случае несоблюдения неравенства (16.21) можно выполнить по аналогии с предыдущим по условию совместности деформаций целиков и основной кровли в пределах всего пролета.

Отличие от предыдущего расчета заключается в определении k_i :

$$k_i = \frac{f_{max-q}}{f_{i-q}} = \frac{16L_2^2}{x_i \left(1 - 2 \frac{x_i}{L_2} + \frac{x_i^3}{L_2^3} \right)}.$$

Величина C определяется в зависимости от числа целиков по ширине участка. Так, при числе целиков, равном 5,

$$C = \left(2 \frac{1}{k_1} + 2 \frac{2^3}{k_2} + \frac{3^3}{k_3} \right).$$

Число целиков определяется по предельному пролету:

$$L_1 = \frac{L_2 \text{ пред} + 2 \sum h_i \operatorname{ctg} \delta}{n(a+b) + a}, \quad (16.34)$$

где n — целое число.

Этим и определяется ширина панели L_1 .

Реакция среднего целика без учета веса непосредственной кровли и собственного веса целика

$$R_u = \frac{\xi_{h_3} q L_2^4}{384 \left[\frac{(a+b)^3}{3} C + \frac{E_2 I_2}{\frac{E_u b}{h_u} (1 - \mu^2)} \right]}. \quad (16.35)$$

Вес непосредственной кровли и собственный вес целика учитываются по формуле (16.22).

С достаточной для практических целей точностью расчет реакций целиков может быть выполнен с использованием теории балок на упругом основании.

Поскольку вблизи сбросов (взбросов) и некоторых других типов геологических нарушений нередко находятся зоны перемянутого полезного ископаемого, в пределах которых наиболее вероятно раздавливание целиков, то покрывающая толща работает аналогично плите, защемленной на трех сторонах опорного контура. Если принять по длине средний коэффициент жесткости упругого основания, то при достаточно большом числе целиков упрощенная расчетная схема сводится к расчету полубесконечной балки, лежащей на упругом основании, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой и изгибающим моментом на ее конце.

Уравнение упругой линии для такой балки:

$$y = e^{-\beta x} \frac{1}{2\beta^2 E_2 I_2} M_0 (\cos \beta x - \sin \beta) + \frac{q}{k}, \quad (16.36)$$

где M_0 — момент на конце балки; k — средний коэффициент упругого основания; q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки:

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{k_{cp}}{4E_2 I_2}}; \\ k_{cp} &= \frac{E_u b}{h_u (a+b)}; \\ \beta &= \sqrt{\frac{b E_u}{4(a+b) h_u E_2 I_2}}; \\ M_0 &= \frac{q_2 l^2}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (16.37)$$

Следовательно,

$$y = e^{-\beta x} \frac{1}{2\beta^2 E_2 I_2} M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x) + \frac{q h_u (a+b)}{E_y b}. \quad (16.38)$$

При $x=0$ и подставляя значения входящих величин,

$$y_{x=0} = \frac{q_2 l^2}{8 E_2 I_2} \sqrt{\frac{b E_u}{h_y (a+b) E_2 I_2}} + \frac{q_2 h_y (a+b)}{b E_y}. \quad (16.39)$$

Поскольку $R_i = \xi_{iz} y \lambda$,
при $x=0$ получим

$$R_{\max} = \frac{\xi_{iz} q_2 l^2}{8} \sqrt{\frac{b E_u}{h_y (a+b) E_2 I_2} + q_2}. \quad (16.40)$$

С учетом действия веса непосредственной кровли и собственного веса целика

$$R'_{\max} = \frac{1}{3} \xi_{iz} q_2 l^2 \sqrt{\frac{b E_u}{h_u (a+b) E_2 I_2} + q_2} + \gamma_{cp} (a+b) \sum h_i + 0,5 \gamma_b b h_y. \quad (16.41)$$

Классификация различных целиков по разным признакам приведена в [15], согласно которой целики по структуре делятся на однородные, слоистые, составные (состоят из частей, ориентированных по направлению действия нагрузки) и сложной структуры.

Приведенные расчетные нагрузки справедливы не только для однородных, но также для слоистых и составных целиков.

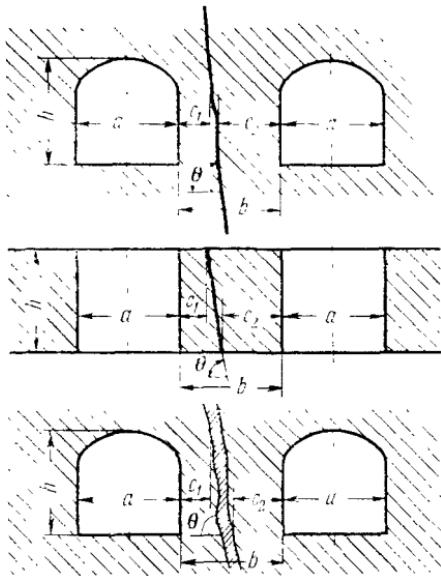
Особенность расчетов нагрузок на слоистые целики состоит в определении их деформаций. При небольших различиях в упругих свойствах слоев, слагающих целики, они могут считаться однородными. При больших различиях в упругих свойствах этих слоев относительные деформации целиков могут быть подсчитаны как сумма относительных деформаций слоев.

Схема к расчету нагрузок на составные целики показана на рис. 16.14. При наличии мощной и прочной непосредственной кровли вполне допустимо полагать, что составные части целика выемочного участка получают сравнимые по величине перемещения. Поэтому нагрузку на каждую из них можно определить по соотношениям:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \int_{l_1}^{l_2} \sigma_z dy = W_0 \lambda_1; \\ P_2 &= \int_{l_1}^{l_2} \sigma_z dy = W_0 \lambda_2; \end{aligned} \right\} \quad (16.42)$$

где λ_1, λ_2 — жесткость соответствующих частей.

Рис. 16.14. Схема к расчету составных целиков



Поскольку $P_1 + P_2 = P_n$, получим

$$P_1 = P_n - P_2 = P_n - P_1 \frac{\lambda_2}{\lambda_1}. \quad (16.43)$$

Величина сжатия левой части целика

$$W_0 = \frac{h_y P_1}{C_1 E_1} = \frac{h_y P_2}{C_2 E_2}. \quad (16.44)$$

Откуда

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= R_n \frac{C_1 E_1}{C_1 E_1 + C_2 E_2}; \\ P_2 &= R_n \frac{C_2 E_2}{C_1 E_1 + C_2 E_2}. \end{aligned} \right\} \quad (16.45)$$

С учетом деформаций ползучести

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= R_n \frac{\xi_{\text{сж}}_1 C_1 E_1}{C_1 E_1 + C_2 E_2}; \\ P_2 &= R_n \frac{\xi_{\text{сж}}_2 C_2 E_2}{C_1 E_1 + C_2 E_2}. \end{aligned} \right\} \quad (16.46)$$

В общем случае

$$\frac{P_1}{\lambda_1} = \frac{P_2}{\lambda_2} = \dots = \frac{P_n}{\lambda_n}.$$

Данное решение может быть распространено также и на пространственную задачу, для чего в (16.42) необходимо взять интегралы по горизонтальным сечениям частей целиков, а в формулах (16.46) вместо ширины частей целика подставить их площади.

Предлагаемые методы расчета нагрузок на междукамерные целики пригодны и для целиков сложной структуры. Однако рассчитать жесткость таких целиков не представляется возможным: она должна определяться опытным путем, например в лабораторных условиях методом моделей.

В заключение необходимо обратить внимание на следующие обстоятельства [13, 14, 15]:

1. При определении ширины целика из нее следует исключить ширину зон трещиноватости, образующихся при взрывных работах, считая, что эти зоны не обладают несущей способностью, что идет в запас прочности целиков.

2. Решение задачи о прочных размерах целиков следует начинать с выявления мест наибольшей концентрации нагрузок на целики, что можно выполнить в простых случаях расчетами, а в сложных — методом объемных моделей. Затем вести расчет, но не для средней части целика, как это делалось до сего времени, а именно для частей целиков, имеющих максимальную концентрацию нагрузок и минимальную несущую способность.

Это справедливо как для однородных, так и для сложных целиков на ненарушенных и нарушенных месторождениях.

Кроме того, должны быть проведены проверочные расчеты торцевых частей целиков.

§ 4.

Упрощенные методы расчета целиков по допускаемым напряжениям

Простота и доступность расчетов, возможность оперативно произвести прикидку в производственных условиях при решении ряда задач делают полезными различные упрощенные решения, правильно отражающие соотношения основных влияющих факторов. Такие решения имеют несомненную пользу и для сопоставлений с результатами, полученными на основе более сложных расчетов. Кроме того, при создании представлений очевидность оценки влияющих факторов также играет немаловажную роль.

Вследствие этого целесообразно привести основные упрощенные расчеты междукамерных целиков, которые в определенных условиях дают результаты, вполне приемлемые для практических целей. Они полезны также и при ориентировочном анализе сложных условий, для которых не предложено сколько-нибудь обоснованных методов расчета.

Рассмотрим наиболее простой случай расчета регулярно расположенных целиков в форме столбов (по допускаемым напряжениям) при $\frac{L_{\min}}{H} > 1$ и $\frac{h_u}{b} > 1,5$.

Расчетная схема представлена на рис. 16.6. Для составления такой схемы необходимо предварительно рассчитать пролет камер a и пролет просеков (штреков) l по устойчивости кровли, условиям проветривания и габаритам оборудования.

Далее необходимо задаться соотношением ширины и длины целика или же определить его длину по условиям проветривания.

Из схемы (см. рис. 16.6) получаем условия равновесия

$$\gamma_{cp} H [(a+b)(l+d)] + 0,5 \gamma_u h_u b d = \xi \frac{\sigma_{пч. сж}}{nk} b d, \quad (16.47)$$

где ξ — коэффициент ползучести при сжатии, $\xi=0,8 \div 0,6$; n — коэффициент запаса прочности, $n=2 \div 4$; k — общий коэффициент концентрации напряжений, $k=k_1 k_2$; k_1 — коэффициент концентрации напряжений в торцевой части, $k_1=1,5 \div 2$; k_2 — коэффициент неравномерности напряжений в целике; при неоднородных целиках $k_2 \geq 1,5 \div 3$.

Определению этих коэффициентов необходимо уделять максимум внимания и сообразоваться со сложностью структуры целиков, сроком их службы и ответственностью выполняемых ими функций. Чем более сложна структура целика и чем больше срок его службы, тем больше должен быть запас прочности. При большом сроке службы, сложной геологии вмещающих пород и сложной структуре целиков коэффициент запаса прочности следует принимать $n=10$ и более, что вытекает из пределов колебаний нагрузок в неоднородной модели (см. выше). В средних условиях при относительной однородности целиков на основании обобщения данных практики можно рекомендовать принимать $k>4$. Наконец, при очень коротком сроке службы целика и относительной его однородности следует принимать $k=1,5 \div 2$.

Из (16.47) получим:

$$b \geq \frac{\gamma_{cp} H a (l + d)}{\frac{\xi}{n k} \sigma_{pc, ej} d - [\gamma_{cp} H (l + d) + 0,5 \gamma_{pc} h_{pc} d]}.$$

При указанных размерах выемочных полей этого расчета вполне достаточно, поскольку при этом породы покрывающей толщи передают на целики полный собственный вес.

Пример учета совместности деформаций пород покрывающей толщи и междукамерных целиков рассматривается ниже.

§ 5.

Расчет периодически расположенных целиков в форме стен

Периодическое расположение целиков может оказаться особенно выгодным при наличии в покрывающей толще породы-моста. Расчетная схема для этого случая представлена на рис. 16.11. Пролет камеры a определяется методами, указанными в предыдущих главах, обязательно с учетом закрепляющей нагрузки.

Ширина просека l и длина целика d определяются из условий вентиляции.

При проветривании камер за счет общешахтной депрессии междукамерные целики имеют форму столбов и, следовательно, их расчет в принципе может производиться по формуле, аналогичной формуле (16.47). Отличие заключается в том, что интенсивность действующей нагрузки принимается в предположении, что на эти целики действует только вес пород в пределах

H_2 , остальная часть пород покрывающей толщи передает нагрузки на междуучастковые целики.

Для участкового целика имеем условие равновесия:

$$\gamma_b(L_2 + B)(H_1 - H_2) + \gamma_n H_2^2 \operatorname{ctg} \delta + \gamma_n H_2 \frac{B}{2} + 0,5 \gamma_u h_u B = K B \sigma_{\text{пч. сж}}, \quad (16.48)$$

γ_b — средний удельный вес пород покрывающей толщи, считая от породы-моста; γ_n — средний удельный вес пород в пределах толщи; γ_u — средний удельный вес пород целика; δ — угол обрушения.

Из (16.48) получим

$$B \geq \frac{\gamma_b L_2 (H_1 - H_2) + \gamma_n H_2^2 \operatorname{ctg} \delta}{\frac{\xi}{nk} \sigma_{\text{пч. сж}} - [\gamma_b (H_1 - H_2) + 0,5 \gamma_n H_2 + 0,5 \gamma_u h_u]}. \quad (16.49)$$

Пролет L_2 может оказаться соизмеримым с длиной камер, поэтому он должен определяться через эквивалентный пролет по формуле

$$L_2 = \frac{L_2 - L_1}{L_1 - L_3}. \quad (16.50)$$

Эквивалентный пролет определяется по формуле

$$L_3 = \xi \sqrt{\frac{2h_1^2 \sigma_{\text{пч. сж}} - \Psi \gamma_b H_3}{n \gamma_b (H_1 - H_2)}}. \quad (16.51)$$

При $\frac{L_1}{L_2} > 2$ можно принимать $L_2 = L_3$.

Затем необходимо обязательно увязать окончательно принимаемую ширину участка L_1 с принятыми пролетом камеры и шириной целика из условия

$$m = \frac{L_1 - b}{a + b}, \quad (16.52)$$

m — число камер на участке.

Из (16.50) получаем также окончательное значение пролета.

Ширина выемочного участка L_1 в принципе может определяться также и по условию минимума потерь в целиках (участковых и междукамерных), но в большинстве случаев величина пролета L_1 ограничена и еще более уменьшается вследствие необходимости его увязки с размерами a и b .

Кроме того, поскольку L_2 может достигать 50—60 м и более в расчетах междукамерных целиков необходимо учитывать прогиб породы-моста, который может достигать десятков сантиметров. Эти прогибы могут приводить к преждевременному раздавливанию междукамерных целиков.

При недопустимости раздавливания междукамерных целиков максимальная величина L_1 должна проверяться по условию

$$\Delta h_{\text{ц}} \geq f_{\text{осн}}, \quad (16.53)$$

$\Delta h_{\text{ц}}$ — максимальное сжатие междукамерного целика; $f_{\text{осн}}$ — прогиб основной кровли над целиком, ближайшим к середине участка.

С учетом ползучести

$$\Delta h_{\text{ц}} = \xi_{\text{сж}} \frac{h_{\text{ц}} \sigma_{\text{пч. сж}}}{E_{\text{ц}}}, \quad (16.54)$$

где $\xi_{\text{сж}}$ — коэффициент ползучести при сжатии, $\xi = 1,2 \div 1,8$, $E_{\text{ц}}$ — модуль упругости целика.

Кроме того, можно принять

$$f_{\text{осн}} = \xi_{\text{из}} \frac{q L_2^4}{384 E_{\text{ц}} I_1}, \quad (16.55)$$

$\xi_{\text{из}}$ — коэффициент ползучести при изгибе, $\xi = 1,5 \div 2,5$; $E_1 I_1$ — соответственно модуль упругости и момент инерции основной кровли (породы-моста);

В случае несоблюдения неравенства (16.53) необходимо соответственно уменьшить пролет L_2 , который не должен превышать величины

$$L_{2 \max} \leq \sqrt[4]{384 \frac{\xi_{\text{сж}}}{\xi_{\text{из}}} h_{\text{ц}} \frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{q} \frac{E_1 I_1}{E_{\text{пл}}}}. \quad (16.56)$$

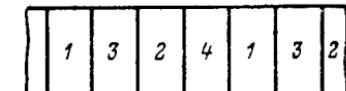
При несоблюдении неравенства (16.56) условия взаимодействия междукамерных целиков и основной кровли становятся неблагоприятными: вместо того, чтобы разгружать междукамерные целики основная кровля будет передавать на них дополнительные нагрузки и вызывать в них такие дополнительные деформации, на которые эти целики не рассчитаны и которые они воспринять не могут, а следовательно, они неизбежно будут разрушены.

Глава XVII.

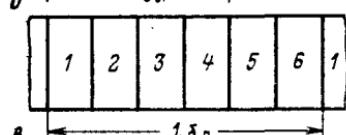
РАСЧЕТ НАГРУЗОК НА ИСКУССТВЕННЫЕ ЦЕЛИКИ

Вопросы изучения физической сущности работы искусственных междукамерных целиков и создание методов их расчета приобретают все большую актуальность в связи с резким расширением масштабов применения камерных систем разработки с твердеющей закладкой, обеспечивающих существенный экономический эффект.

a



b



v



Рис. 17.1. Варианты порядка отработки блока камер:

a — четырехстадийный; *b* — сплошной; *v* — последовательный

Анализ литературных источников показывает недостаточную изученность вопросов деформируемости искусственных междукамерных целиков в различных сочетаниях с целиками из полезного ископаемого. Несмотря на коренные отличия процессов нагружения искусственных целиков и их взаимодействия с вмещающими породами от аналогичных процессов у естественных целиков (рудных, угольных и др.), к ним нередко предлагается применять методы исследований и расчетов, разработанные для естественных целиков.

В практике разработки с твердеющей закладкой наибольшее распространение получили схемы с разделением залежи на отдельные блоки, состоящие из нескольких камер (рис. 17.1, *a*, *b*), а также с последовательной выемкой камер и междукамерных целиков при развитии работ в одном направлении (рис. 17.1, *v*).

Порядок отработки камер в пределах отдельного блока может быть различным; наиболее часто применяется выемка камер через одну или две, сплошная выемка без оставления целиков, а при последовательной выемке камер первой и второй очереди работы могут развиваться одновременно на нескольких участках (блоках).

При этом, за исключением сплошной выемки, закладка вторичных камер необязательна. Заполнение вторичных камер производится в целях: более надежного поддержания вышележащих пород при подработке карьеров, водоемов и сооружений; обеспечения безопасности работ на нижнем горизонте; увеличения несущей способности искусственных целиков, созданных в камерах первой очереди, за счет создания больших закладочных массивов и др. В большинстве случаев вторичные камеры закладываются инертным материалом, не обладающим несущей способностью. Закладываются все вторичные камеры (полная закладка) или с пропуском через одну, две камеры и более (рис. 17.2).

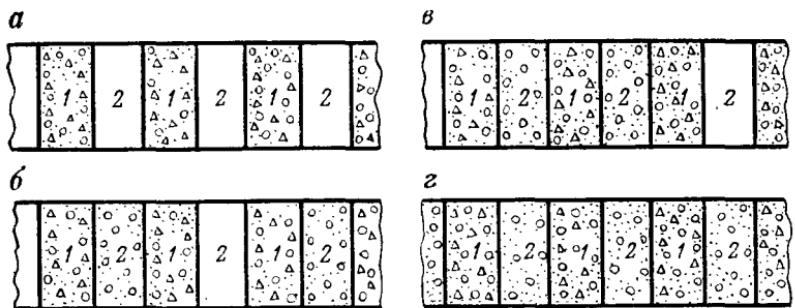


Рис. 17.2. Порядок закладки вторичных камер:

1 — твердеющая закладка; 2 — сухая закладка:

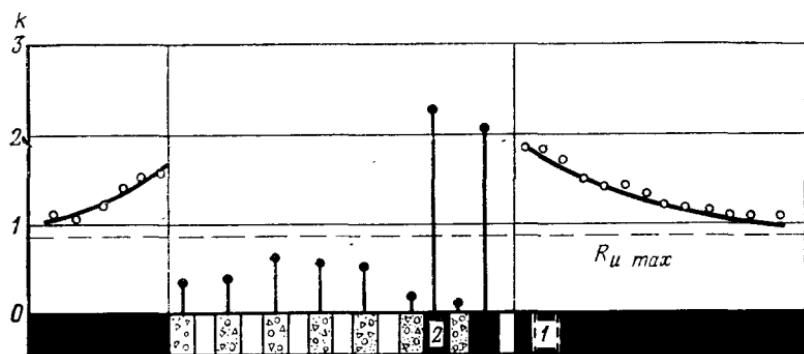


Рис. 17.3. Распределение опорного давления и нагрузок на целики при последовательной отработке камер:

1 — первичных; 2 — вторичных; $R_u \max$ — максимальная нагрузка на искусственные целики

Эти обстоятельства потребовали проведения более детальных исследований с учетом зависимости характера взаимодействия искусственных целиков с вмещающими породами от порядка отработки камер.

Исследования распределения нагрузок и динамика нагрузений искусственных целиков для последовательной схемы отработки камер проводились на плоских моделях из эквивалентных материалов, что для рассматриваемой задачи и при отношении длины блока к его ширине более двух вполне допустимо.

Схема моделей и характер распределения нагрузок в долях γH для одной из стадий выемки показаны на рис. 17.3.

Модели испытывались при закладке различной прочности и разном числе рудных междукамерных целиков в зоне отработки без заполнения вторичных камер.

Основные результаты опытов сводятся к следующему.

Высокая деформационная способность твердеющей закладки и неполная подбутовка кровли камер вызывают значительные перемещения кровли над целиками и более интенсивное перераспределение напряжений в покрывающей толще, нежели при рудных целиках.

Нагрузки на искусственные целики в выработанном пространстве распределяются неравномерно. Наибольшие нагрузки испытывают целики, расположенные вблизи середины общего пролета отработки (сумма пролетов всех вторичных камер и ширин всех искусственных целиков). Рудные междукамерные целики также нагружены неравномерно, нагрузки на них, как правило, тем больше, чем ближе целик к выработанному пространству.

Искусственные целики воспринимают только часть нагрузок от веса вышележащих пород, в то время как концентрация напряжений в рудных целиках и граничном массиве может достигать больших значений. Нагрузки на искусственные целики с увеличением пролета отработки возрастают до уровня несущей способности центрального в этом пролете целика. Разрушение центрального целика вызывает цепную реакцию разрушений остальных искусственных целиков и пород кровли в пределах данного пролета.

Исследования на моделях позволили также установить, что при прочих равных условиях предельная длина пролета блока зависит от прочности закладки, и наоборот.

Роль сухой закладки во вторичных камерах сводится к некоторому, относительно малому увеличению прочности искусственных целиков.

Рассмотрим в свете этих результатов обоснованность существующих методов расчета искусственных целиков. Для этих целей в литературелагаются следующие два метода:

1. Расчет на полный вес толщи пород до поверхности, причем эта нагрузка принимается постоянной на всех стадиях выемки камер в блоке; нагрузки на угольные (рудные) и искусственные целики в блоке распределяются в соответствии с их суммарной площадью на каждой стадии выемки и деформационными свойствами руды и закладки. При этом допускается, что на каждой стадии отработки деформации всех целиков в блоке остаются одинаковыми [18]. Это предположение приемлемо далеко не всегда. Так, условия передачи на искусственные целики полного веса пород до поверхности могут возникать в частных случаях при наличии слабых, сильнотрециноватых пород кровли или при достаточно больших пролетах отработки, соизмеримых с глубиной работ. Далее, во многих случаях деформации и разрушения пород кровли ограничиваются породами-мостами или недостаточно большим пролетом отработки при локальном залегании руд в крепких вмещающих породах. Поэтому данный метод расчета может приво-

дить к чрезмерно завышенной ширине целиков и прочности закладки.

2. Нагрузка на искусственные целики в пределах пролета панели (участка, блока) определяется весом налагающей толщи до породы-моста, вес покрывающей толщи выше него воспринимается оставляемыми панельными (междублоковыми) целиками [15]. Это предположение также может оказаться приемлемым лишь в частных случаях. Результаты приведенных исследований показывают, что оба эти метода расчетов не отражают общего случая расчета нагрузок на искусственные целики.

Рассмотрим далее метод расчета искусственных целиков на основе наших исследований.

В расчетах параметров камерных систем с твердеющей закладкой существенное значение приобретает определение несущей способности искусственного целика, которая зависит от конструкции закладочного массива. Эта зависимость изучалась на моделях составных целиков в условиях двухосного сжатия с соотношением $b/h_0=0,5$ при различных схемах заполнения вторичных камер. Опыты показали, что несущая способность комбинированного целика повышается относительно соответственных целиков без закладки вторичных камер в зависимости от количества заложенных вторичных камер. Так, если несущую способность целиков, представленных на схеме а (см. рис. 17.2) принять за единицу, то несущая способность комбинированного целика увеличится соответственно для схем: б — в 1,15—1,25; в — в 1,35—1,50; г — в 1,50—1,60 раз.

Следовательно, при одной и той же прочности твердеющей закладки несущую способность закладочного массива можно увеличить путем заполнения вторичных камер. Количественно такое увеличение можно учесть, вводя усредненные коэффициенты: 1,0; 1,2; 1,4; 1,6 соответственно при схемах а, б, в, г.

Характер распределения и величины нагрузок на целики, а также форма обрушений слоистой кровли, полученные в результате исследований, явились основанием для принятия основной расчетной схемы — рис. 17.4.

Для последовательной схемы отработки (см. рис. 17.1, в) необходимо определить: соотношения между прочностью твердеющей закладки, величиной пролета отработки (ширины панели) в зависимости от конструкции закладочного массива в выработанном пространстве, необходимой прочностью и размерами панельного (междублокового) целика, а затем, установить рациональную область возведения искусственного междублокового целика; кроме того, расчет должен предусматривать проверку прочности рудных междукамерных целиков в процессе отработки панели.

Ширина первой и второй очереди камер принимается одинаковой по условиям устойчивости пород кровли незакреплен-

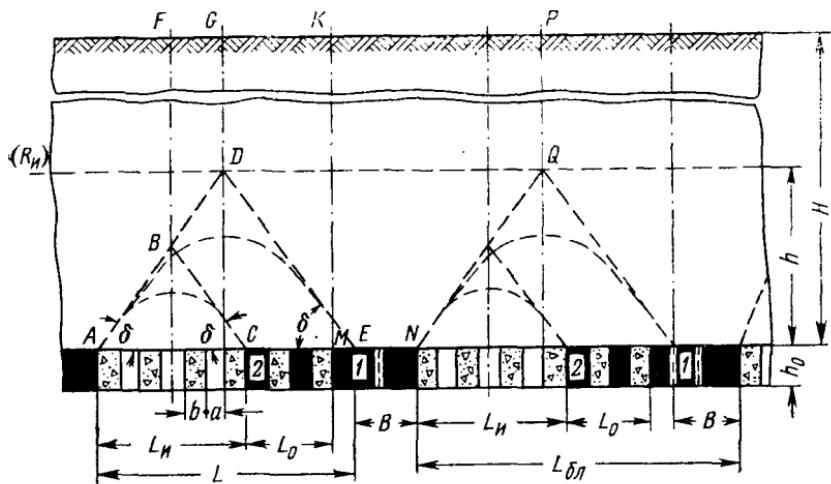


Рис. 17.4. Схема к расчету давлений на целики.

Порядок отработки камер:

1 — первичных; 2 — вторичных

ной камеры и технологичности выемки. Панельный искусственный целик образуется за счет заполнения группы соседних камер закладкой повышенной прочности, т. е. его ширина кратна ширине камеры.

Искусственные целики могут воспринять нагрузку пород, заключенных в зоне обрушения ADE , соответствующую их несущей способности, условно показанной линией R_u на рис. 17.4. Тогда наибольший пролет отработки L при заданной прочности закладки определится или из треугольника ADE

$$L = 2h \operatorname{ctg} \delta, \quad (17.1)$$

или по числу камер в пролете

$$L = (n + 1)b + na, \quad (17.2)$$

где h — высота зоны обрушения; δ — угол обрушения; n — число камер второй очереди в пролете панели; a , b — соответственно ширина камер первой и второй очереди.

При $a = b$ формула (17.2) примет вид

$$L = (2n + 1)b. \quad (17.3)$$

Из формул (17.1) и (17.2) следует:

$$h = \frac{(2n + 1)b}{2 \operatorname{ctg} \delta}. \quad (17.4)$$

Из треугольника ADE определяется суммарная нагрузка, передающаяся на искусственные целики:

$$P_{ii} = \frac{1}{2} \gamma h L. \quad (17.5)$$

Средняя нагрузка на каждый целик

$$R_{ii, \text{ср}} = \frac{P_{ii}}{\Sigma b} = \frac{P_{ii}}{(n+1)b}. \quad (17.6)$$

Подставляя в выражение (17.6) значения h и P_{ii} из уравнений (17.4) и (17.5), получим:

$$R_{ii, \text{ср}} = \frac{\gamma L}{4 \operatorname{ctg} \delta} \frac{2n+1}{n+1}. \quad (17.7)$$

Для упрощения расчета примем

$$\frac{2n+1}{n+1} \approx \frac{2n+2}{n+1} = 2. \quad (17.8)$$

Погрешность расчета в результате упрощения идет в запас прочности целиков и уменьшается с увеличением L .

Необходимая прочность закладки для всех искусственных целиков устанавливается в соответствии с наибольшей нагрузкой, воспринимаемой центральным в пролете целиком, величина которой составляет $2R_{ii, \text{ср}}$ или

$$R_{ii, \text{max}} = \gamma L \operatorname{tg} \delta. \quad (17.9)$$

Расчетная прочность закладки принимается

$$R_{ii, \text{max}} = \frac{k \sigma_{ii}}{n_3}; \quad (17.10)$$

$$k = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4,$$

где k_1, k_2, k_3 и k_4 — коэффициенты, учитывающие соответственно соотношение ширины и высоты целика, увеличение несущей способности целика за счет закладки вторичных камер, структурные ослабления целиков и наличие в них выработок, неполноту подбутовки закладкой кровли камер; σ_{ii} — предел прочности сжатию твердеющей закладки, n_3 — коэффициент запаса прочности (при работе с обрушением принимается $n_3=1$).

Общая нагрузка на междублоковый или панельный целик шириной B определяется весом пород до поверхности в пределах блока, исключая часть породного массива, приходящегося на внутриблочные целики (фигура $GDENQP$, рис. 17.4):

$$R_B = \gamma \left[(L+B)H - \frac{1}{2} Lh \right]. \quad (17.11)$$

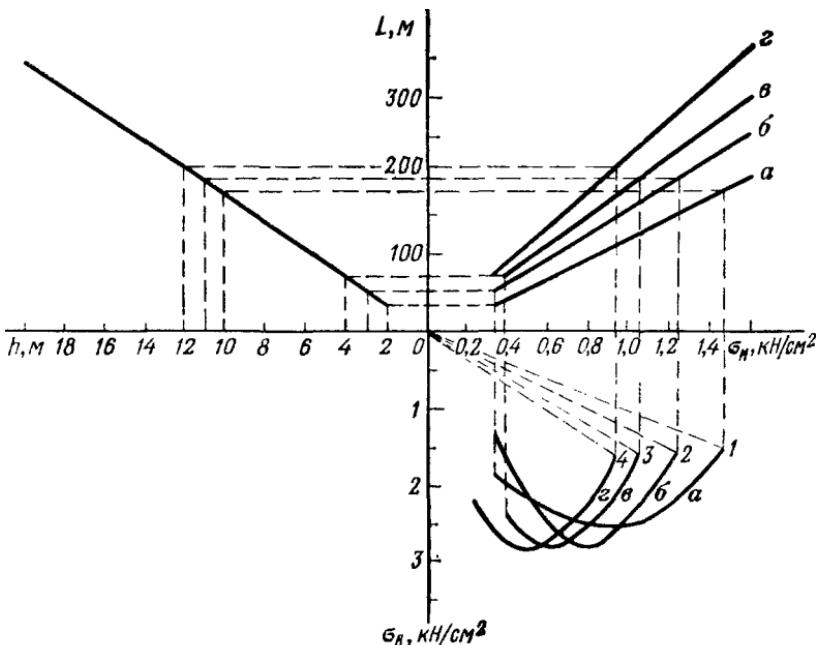


Рис. 17.5. Номограмма для определения параметров системы разработки

Заменив h согласно выражению (17.1), получим:

$$R_B = (L + B) \gamma H - \frac{1}{2} \gamma L \operatorname{tg} \delta \frac{L}{2}, \quad (17.12)$$

но так как

$$R_B = \frac{1}{2} \gamma L \operatorname{tg} \delta, \quad (17.13)$$

окончательно получаем для необходимой прочности межблокового целика выражение

$$R_B = \frac{k' \sigma_B}{n_3} = \frac{1}{B} \left[(L + B) \gamma H - \frac{R_B}{2} L \right]. \quad (17.14)$$

Таким образом, расчет позволяет увязать параметры выемочной панели с величинами необходимой прочности закладки, исходя из наибольших нагрузок в условиях предельного состояния. Естественно, соотношения между σ_B , σ_v , L и B могут быть различными. Оптимальный вариант следует выбирать на основе технико-экономического анализа.

Введение межблокового целика при достаточно высокой прочности внутриблоковых целиков не всегда целесообразно. Но область рационального применения межблоковых целиков может быть установлена для каждого отдельного случая.

В качестве примера на рис. 17.5 приводится номограмма соотношений L , σ_i , σ_b , рассчитанная для следующих условий: $H=300$ м; $\gamma_{cp}=2,8$ тс/м³; $b=a=8$ м; $B=24$ м; $h_0=10$ м; $\delta=70^\circ$. Номограмма * рассчитана для всех схем, приведенных на рис. 17.2. Линии 1—4 на рис. 17.5 определяют область рационального применения междублоковых целиков, за которой прочность внутриблоковых целиков становится выше междублоковых.

По мере увеличения пролета отработки L_i возрастают нагрузки на рудные междукамерные целики и может случиться, что они исчерпают несущую способность ранее достижения полной ширины блока. В связи с этим необходимо проверять прочность междукамерных целиков при наибольшей величине пролета L . Будем считать, что на все междукамерные целики оказывает давление вес пород, заключенных в консоли *FBCMK* (см. рис. 17.4), а нагрузка на них распределяется пропорционально, возрастаая к выработанному пространству. Тогда, если в зоне отработки располагается m рудных целиков ($L=2mb$), то в предельном случае при оформлении междублокового целика общая нагрузка на них составит:

$$P_p = \gamma H \left(L_0 + \frac{L}{2} \right) - \frac{1}{4} \gamma h L \quad (17.15)$$

или

$$P_p = \gamma H \left(2mb + \frac{L}{2} \right) - \frac{R_{u, cp}}{4} L. \quad (17.16)$$

Нагрузка на крайний к выработанному пространству целик

$$P_{p \max} = \frac{m}{\sum_1^m m} P_p. \quad (17.17)$$

Условие прочности междукамерного целика определяется из выражения

$$\frac{R_{p \max}}{b} \leq |\sigma_p| \quad (17.18)$$

или окончательно

$$|\sigma_p| \geq \frac{m}{\sum_1^m m} \frac{1}{b} \left[\gamma H \left(2mb + \frac{L}{2} \right) - \frac{P_p}{4} L \right]. \quad (17.19)$$

Предлагаемый расчетный метод хорошо согласуется с результатами испытаний моделей.

* При расчете все коэффициенты в формулах (17.10), (17.13) и (17.14), кроме k_2 , приняты равными единице.

Глава XVIII. РАСЧЕТ МЕЖДУЭТАЖНЫХ ЦЕЛИКОВ

§ 1.

Особенности нагружения и деформирования междуетажных (межстолбовых) целиков

К целикам данного класса относятся целики, оставляемые при системах разработки длинными столбами по простиранию и падению, такие, как междуетажные, междуярусные, при выемке по восстанию и падению, к ним могут быть отнесены такие междуучастковые целики у наклонных, капитальных и подготовительных выработок.

Сколько-нибудь обоснованных методов расчета этих целиков не имеется ни у нас, ни за рубежом.

Первое в мире решение этой задачи было предложено М. М. Протодьяконовым [59]. Его расчетный метод основан на допущении распределения опорного давления по закону прямой линии для условий плоской задачи. Для определения ширины оклоштрекового целика предлагалась формула, которая длительное время находила широкое применение. Однако она не учитывает совместности перемещений, влияния времени, действительного распределения опорного давления и поэтому не может давать приемлемых решений.

На основании формул, полученных для расчета междукамерных целиков, В. Д. Слесарев предложил методику расчета оклоштрекового целика, но, к сожалению, она имеет отмеченные выше недостатки и не может быть использована.

Определению нагрузки на целики данного класса посвящена работа Ф. П. Бублика и Г. А. Иванова [26]. Расчетная схема представлена на рис. 18.1. Авторы предлагают определять суммарную нагрузку на целик по формуле

$$P = b\gamma H + \frac{1}{2} \gamma H^2 (\operatorname{ctg} \psi + \operatorname{ctg} \psi'), \quad (18.1)$$

где ψ, ψ' — углы полных сдвигений.

Принятая расчетная схема приближается к реальной, однако здесь имеются неточности, заключающиеся: в допущении равенства шагов обрушений всех пачек покрывающей толщи, что может иметь место в редких частных случаях, а также при отсутствии действия изгибающих моментов, создаваемых консолирующими частями покрывающей толщи над кромками целика и пригрузки на них от смежных с ними блоков.

Обобщение и анализ существующих методов расчета целиков различного назначения показывают наличие ряда общих недостатков:

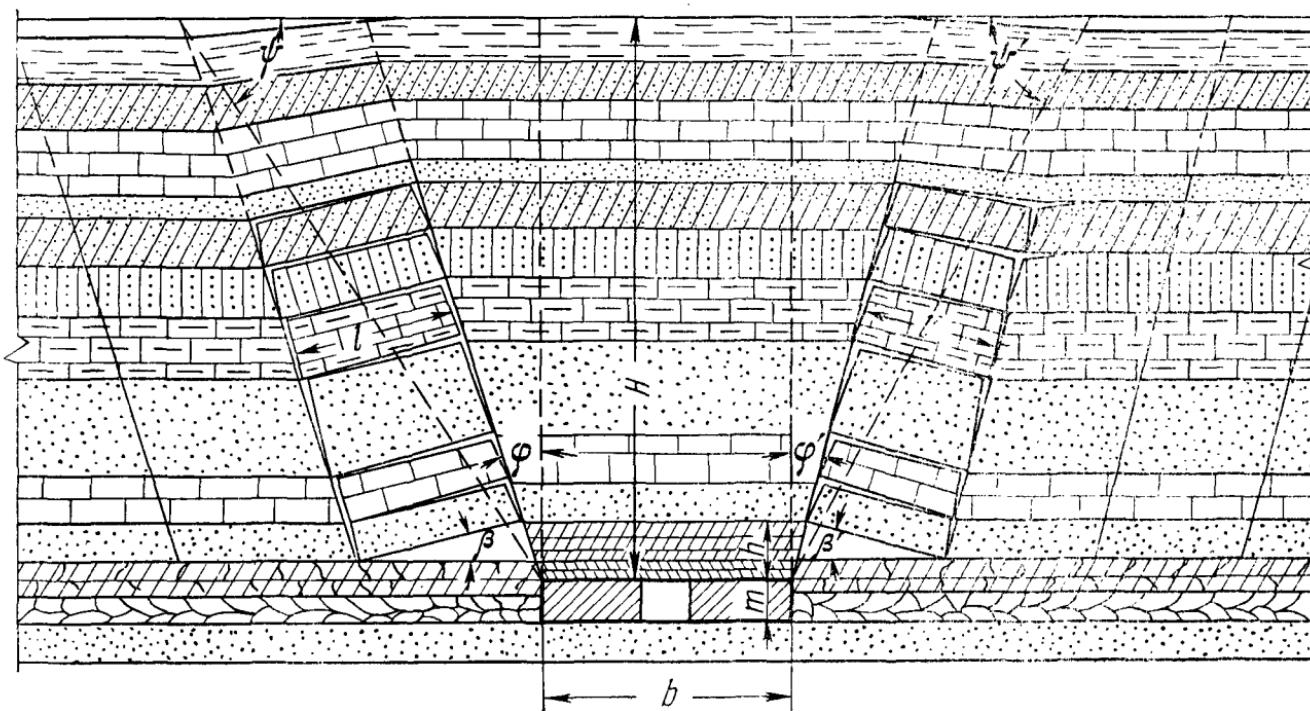


Рис. 18.1. Расчетная схема по Ф. П. Бублику и Г. А. Иванову

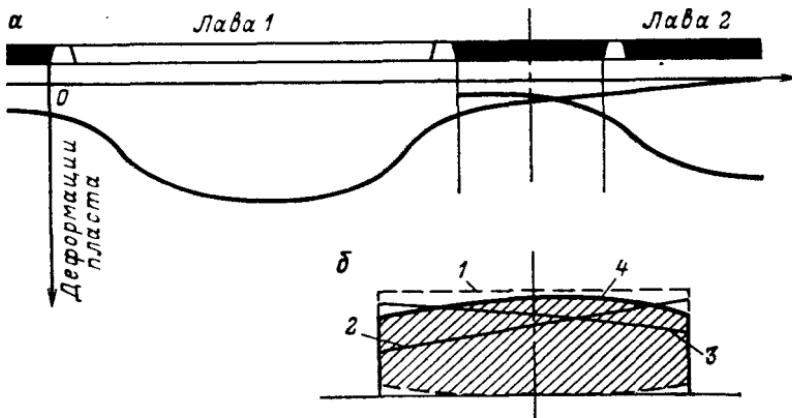


Рис. 18.2. Схема деформирования целика:

а — последовательность нагружения в разрезе по падению; *б* — характер формирования деформаций целика; 1 — до начала деформирования; 2 — после прохождения волны опорного давления от лавы 1; 3 — то же, от лавы 2; 4 — результирующая

1) вместо объемной задачи решается плоская; 2) покрывающая толща, имеющая разнообразное строение и геологические нарушения, заменяется по всей глубине работ, вплоть до земной поверхности, однородной; 3) вместо сложного распределения нагрузки на целик принимается равномерно распределенная нагрузка; 4) не принимается во внимание динамика нагрузления целиков.

Практически почти во всех существующих методах расчета целиков реальные задачи подменяются абстрактными, базирующимися на произвольных допущениях.

Таким образом, в рассмотренных методах расчета целиков нарушен основной принцип механики горных пород, согласно которому созданию расчетного метода должны предшествовать эксперименты, в результате чего разрабатывается обоснованная расчетная схема, максимально отражающая реальную физическую сущность задачи.

Новейшие исследования автора, выполненные в ЛГИ, показывают неправомерность таких представлений. Исследования работы междустолбовых целиков производились нами методом объемных моделей.

Общий вид стендса представлен на рис. 11.1.

В модели воспроизводилась отработка полого угляного пласта средней мощности, залегающего под углом 10° . Породы кровли — слоистые аргиллиты, свойства которых характеризовались следующими показателями при линейном (одноосном) напряженном состоянии: пределы прочности на сжатие, изгиб и растяжение составляли соответственно $2500, 390, 240 \text{ Н/м}^2$, модуль упругости — $5,4 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$. Глубина работ — 400 м.

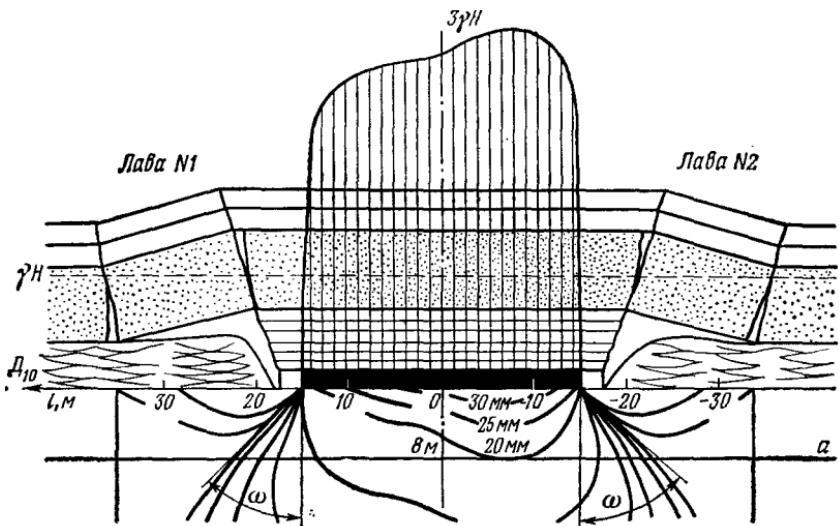


Рис. 18.3. Пример эпюры нагрузок междуэтажного целика на контакте с кровлей

Линейные масштабы моделирования: $a = 200$ и $a = 100$. Применилась система разработки длинными столбами по падению с оставлением межстолбовых целиков. Длина лавы составляла 100 м.

Анализ результатов исследований показывает, что в действительности рассматриваемые целики образуются в результате их двухстадийного нагружения. На рис. 18.2 показан характер деформируемости краевой зоны будущего целика при выемке первого столба. В этот период краевая зона испытывает воздействие волны опорного давления первой лавы, которая распространяется вдоль краевой зоны.

При выемке второго столба происходит вторичное деформирование целика, при этом интенсивно деформируется вторая, вновь образуемая краевая зона межстолбового целика. Целик подвергается действию второй волны опорного давления (см. рис. 18.2). Позади максимума опорного давления, в зоне псевдостатического деформирования целика, общая деформация (и следовательно, нагрузка на целик) уменьшается, после чего процессы деформаций во времени могут приводить к разрушениям целиков или же практически стабилизироваться.

Эти исследования доказывают, что расчет целиков данного класса должен производиться иначе, нежели это предлагалось ранее в литературных источниках. Расчеты целиков данного типа должны производиться для двух случаев нагружения:

а) на длительное действие нагрузки в зоне псевдостатического деформирования целика;

б) на кратковременное действие нагрузки, создаваемой опорным давлением лавы.

Окончательно следует принимать наибольшую из двух полученных величин ширины целика.

Характер распределения напряжений в поперечном сечении целика на контакте с кровлей представлен на рис. 18.3. Это показывает большую деформируемость краевых зон целика сравнительно с его внутренними частями.

При разработке угольных пластов тонких и средней мощности ширина рассматриваемых целиков обычно в несколько раз превосходит их высоту, т. е. эти целики относятся к классу низких.

Исследования показывают, что такие целики, за исключением их краевых зон, и при отсутствии пластичных прослоев в кровле и почве находятся в объемном напряженном состоянии; чому способствуют также деформации кровли и почвы над краевыми зонами. Следовательно, в расчетах надо принимать величины предела прочности материала целика на сжатие дифференцированно для краевых зон, находящихся в сложном напряженном состоянии, и для ядра сечения целика, находящегося в объемном напряженном состоянии.

Помимо того, необходимо учитывать, что вдавливание целика во вмещающие породы может существенно понижать величины напряжений.

§ 2.

Взаимодействие целика с вмещающими породами

Рассмотрим расчет целика в зоне псевдостатического состояния, т. е. на достаточно большом удалении от очистного забоя.

Экспериментально обоснованная расчетная схема взаимодействия целика с вмещающими породами представлена на рис. 18.4. Особенности взаимодействия слоистых пород покрывающей толщи с целиком заключается в том, что в покрывающей толще над кромкой целика в результате совместного изгиба пачки слоев образуется угол обрушений (разломов) [10], который для твердых слоистых осадочных пород изменяется в пределах $\delta = 50 \div 70^\circ$. Вследствие этого над кромкой целика образуется чередование консольных пачек пород, создающих суммарный изгибающий момент величиной $M_1 = \frac{q_i l_i^2}{2}$.

(рис. 18.4).

Помимо того, обрушение пород покрывающей толщи происходит пачками, в основании которых лежат породы-мосты. Разломы этих пачек происходят с разделением на блоки, которые пригружают консольные пачки над кромкой целика силами P_1, P_2, \dots, P_n , создающими изгибающие моменты $M_2 = P_i l_i$.

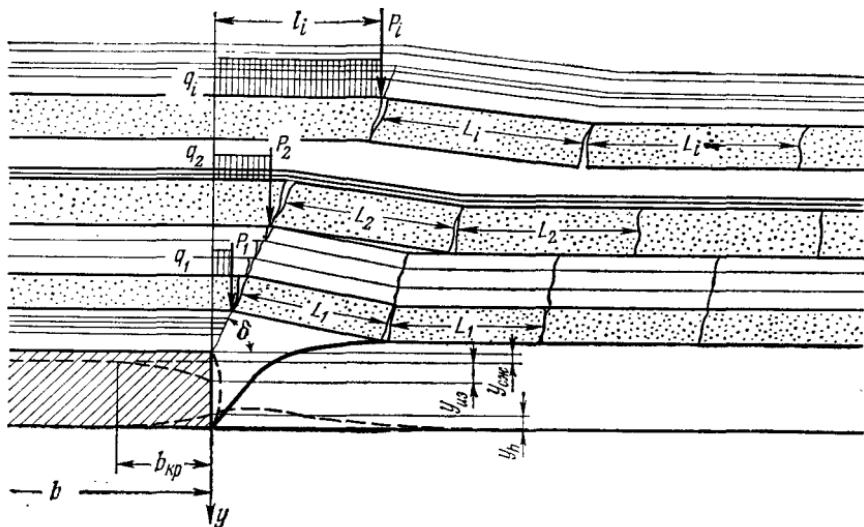


Рис. 18.4. Схема взаимодействия целика с вмещающими породами (разрез по падению)

Краевая зона целика действует на породы кровли и почвы подобно своеобразным штампам и может вдавливаться в них, вызывать их деформации.

Из этих особенностей взаимодействия целика с вмещающими породами вытекает, что разрушение целика может реализоваться в разных вариантах, в зависимости от его ширины: а) разрушение краевых зон; б) разрушение по всему сечению.

Для обоих вариантов ниже приводятся расчеты целика на длительное действие нагрузки в зоне его псевдостатического деформирования.

При наличии этих расчетных методов и данных о максимальной интенсивности опорного давления расчет целика на кратковременное действие опорного давления особых трудностей не представляет.

Понятно, что из величин b , найденных в этих двух расчетах, окончательно принимается наибольшая.

§ 3.

Расчет несущей способности краевых зон целика

Расчетная схема представлена на рис. 18.5. Уравнение предельного равновесия на кромке целика

$$\Delta h_{\text{пр}} = y_{\text{сж}} + y_{\text{из}}, \quad (18.2)$$

где $\Delta h_{\text{пр}}$ — предельная деформация кромки целика; $y_{\text{сж}}$ — деформация сжатия целика от вертикальной составляющей напряжения; $y_{\text{из}}$ — деформация кромки целика от изгиба пород покрывающей толщи.

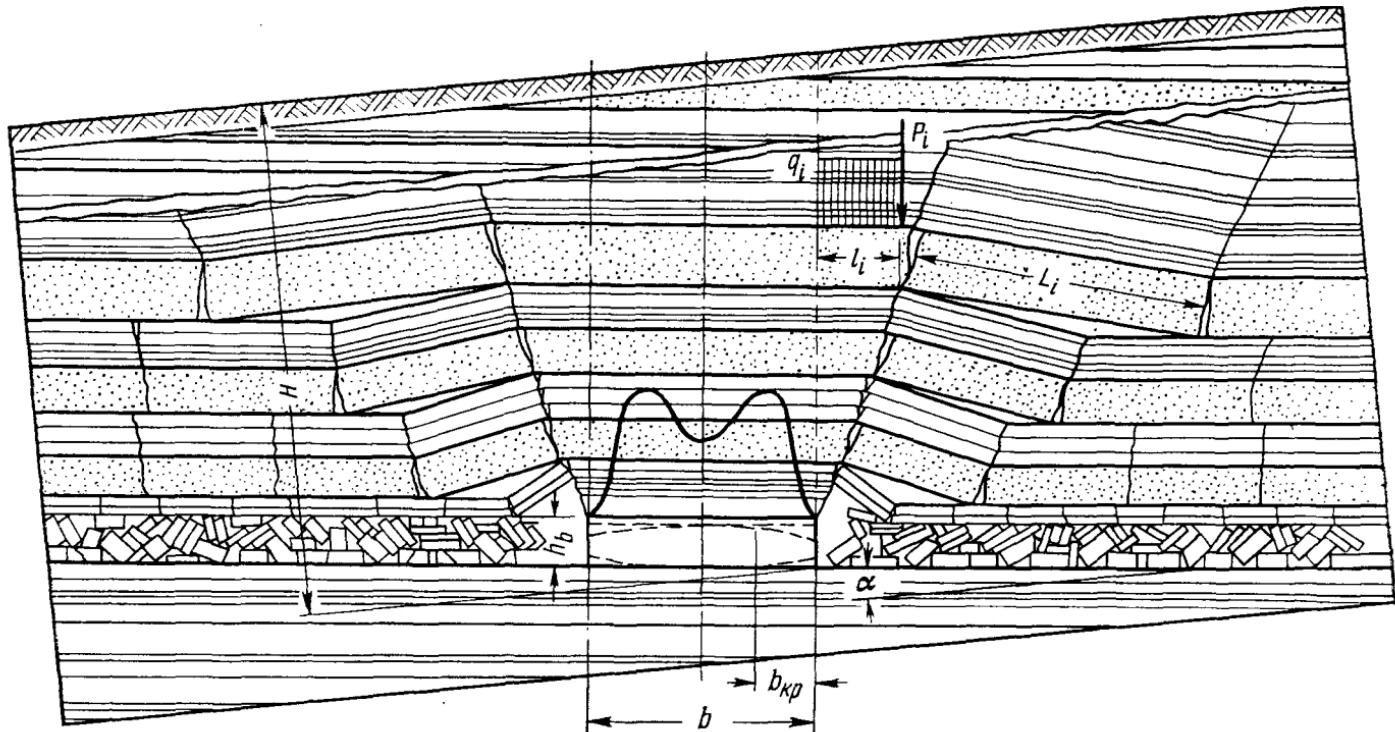


Рис. 18.5. Схема к расчету несущей способности краевых зон междуэтажного целика

Условие устойчивого равновесия по допустимой деформации целика

$$\Delta h_{\text{доп}} = \frac{\Delta h_{\text{пр}}}{n} > y_{\text{сж}} + y_{\text{из}} \quad (18.3)$$

или

$$\Delta h_{\text{доп}} = y_{\text{сж}} + y_{\text{из}} + y_{\text{зап}},$$

где n — коэффициент запаса деформаций целика; $y_{\text{зап}}$ — запас деформаций целика.

Результаты наших исследований показывают, что для каменных углей прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями соблюдается при довольно высоких значениях напряжений. Поэтому вполне допустимо принять

$$y_{\text{сж}} = \xi \frac{\sigma_z}{E} h_{\text{ц}} (1 - \mu^2), \quad (18.4)$$

где ξ — коэффициент ползучести при сжатии.

Очевидно,

$$\sigma_z = \gamma_{\text{ср}} H,$$

отсюда

$$y_{\text{сж}} = \xi \frac{\gamma_{\text{ср}} H}{E_{\text{пл}}} h_{\text{ц}} (1 - \mu^2). \quad (18.5)$$

Введение коэффициента ползучести вполне правомерно и доказано, как длительными лабораторными исследованиями, так и шахтными наблюдениями [10, 11].

Деформация сжатия краевой зоны целика от изгиба покрывающей толщи определяется по формуле

$$y_{\text{из}} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i}{2\beta_i^2 E_i I_i}, \quad (18.6)$$

где E_i , I_i — соответственно модуль упругости и момент инерции i -й породы-моста;

$$M_i = M_1 + M_2 = \frac{1}{2} q_i l_i^2 + P_i l_i; \quad (18.7)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{\text{пост}}}{4E_i I_i}} \quad (18.8)$$

В формуле (18.8)

$$k_{\text{пост}} = \frac{E_{\text{пр}}}{h_{\text{ц}}}. \quad (18.9)$$

Следовательно,

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{E_{пл}}{4h_{ц}E_i I_i(1-\mu^2)}}. \quad (18.10)$$

Из формул (18.6) — (19.10) получаем:

$$y_{из} = \frac{\frac{1}{2} \sum_1^n \gamma_i \left(h_i + \sum_1^n h_i \right) (l_i + L_i l_i)}{2E_i I_i \sqrt{\frac{E_{пл}}{4h_{ц}E_i I_i(1-\mu^2)}}}.$$

Поскольку

$$\Delta h_{доп} = \frac{\xi}{nk} \frac{\sigma_{пч. сж}}{E_{пл}} h_{ц} (1 - \mu_{пл}^2), \quad (18.11)$$

получаем условия отсутствия отжима, т. е. устойчивости краевой зоны целика:

$$\begin{aligned} \frac{\xi}{nk} \frac{\sigma_{пч. сж}}{E_{пл}} h_{ц} (1 - \mu_{пл}^2) &= \frac{\xi \gamma_{cp} H}{E_{пл}} h_{ц} (1 - \mu_{пл}^2) + \\ &+ \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \sum_1^n \gamma_i \left(h_i + \sum_1^n h_i \right) (l_i + L_i l_i)}{2E_i I_i \sqrt{\frac{E_{пл}}{4h_{ц}E_i I_i(1-\mu_{пл}^2)}}}}. \end{aligned} \quad (18.12)$$

В случае раздавливания краевой зоны целика общий изгибающий момент $\sum_1^n M_i$ возрастает, что неизбежно вызывает дальнейший отжим краевой зоны до тех пор, пока отжатый уголь не создает достаточного отпора для кромки целика. Ширина раздавливания краевой зоны устанавливается эмпирически; при пологом падении пластов, средних глубинах, средних прочностных характеристиках угля и мощности пластов до 1,5 м она может достигать 1,5—5 м, а для барьерных целиков, имеющих длительные сроки существования, эта ширина, по данным ВНИМИ, может достигать 10 м (а, вероятно, в сложных условиях и того более).

Вполне понятно, что ширина раздавливаемых краевых зон не должна включаться в расчетную ширину целиков.

§ 4.

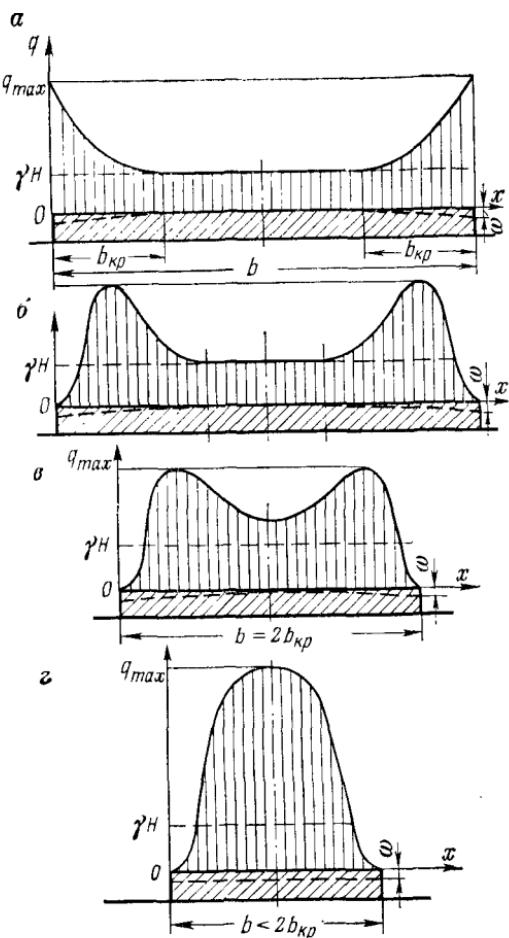
Расчет междуэтажного целика на сжатие

Рассмотрим расчет целика при устойчивых, не разрушаемых краевых зонах.

Характер нагружения междуэтажного целика варьируется в зависимости от его ширины, как представлено на рис. 18.6.

Рис. 18.6. Схема к расчету несущей способности целика:

a — $b \gg b_{kp}$ — начальный момент деформирования; *b* — $b > b_{kp}$ — при полном развитии деформаций краевых зон; *v* — $b = 2b_{kp}$; *g* — $b < 2b_{kp}$



При достаточно большой ширине $\frac{b}{2} > b_{kp}$, (см. рис. 18.6 *a*, *b*) целик в его средней части нагружен равномерно распределенной нагрузкой, интенсивность которой $q = \gamma_{cp} H$. Краевые зоны нагружены опорным давлением, которое имеет распределение по типу рис. 18.6 *a* или 18.6, *b*, в зависимости от величин их деформаций.

С уменьшением ширины целика, а именно с момента $b_{kp} > \frac{b}{2}$ в средней части целика начинается перекрытие опорных давлений, которые начинают складываться. При этом нагрузка на целик в его средней части возрастает (см. рис. 18.6, *v*). При достаточном уменьшении ширины целика максимумы опорного давления обеих краевых зон могут совмещаться и интенсивность нагрузки в средней части целика резко возрастает (см. рис. 18.6, *g*).

Из характера распределения нагрузок на целик вытекает нецелесообразность оставления чрезмерно широких целиков. При соблюдении условия (18.12) запас ширины целиков следует принимать 1,5—5 м. При соблюдении условия (18.12) расчет *b* предлагается вести методом последовательных приближений, начиная с b_{min} .

В натурных условиях, а также в экспериментах (см. гл. XVI, § 2) эпюра нагрузок на целик в поперечном сечении часто имеет форму, близкую к колоколообразной (см. рис. 18.3).

В этом случае для приближенных решений допустимо полагать, что величина деформаций сжатия целика по всему поперечному сечению примерно постоянна. Оценку деформаций

в таких целиках можно производить на основании решения, приведенного в гл. XVI, по формуле (16.11); приняв в ней $d=1$, получим:

$$W = \frac{h_u}{b} \frac{P}{E_{пл}} \frac{(1-\mu^2)}{1 - 2\pi\mu_{пл} \frac{A_0 + B_0}{1000}}, \quad (18.13)$$

где P — суммарная нагрузка на целик; A_0, B_0 — коэффициенты, определяемые по табл. 16.1.

Для сохранения устойчивости целика должно соблюдаться условие

$$W_0 \leq \Delta h_{доп}, \quad (18.14)$$

поскольку

$$\Delta h_{доп} = \frac{\sigma_{пч. сж}}{E} h_u \frac{(1-\mu_{пл}^2)}{\xi h}. \quad (18.15)$$

Из формул (18.13), (18.14), (18.15) получим:

$$b = \xi n \frac{P}{\sigma_{пч. сж}} \frac{1}{(1-\mu_{пл}^2) \left(1 - 2\pi\mu \frac{A_0 + B_0}{1000} \right)}. \quad (18.16)$$

Из табл. 16.1 видно, что при $\frac{h}{b} = \frac{1}{10} A_0 + B_0 = 50$. Кроме того, наибольшее значение $\mu = 0,3$.

Получим:

$$(1-\mu^2) \left(1 - 2\pi\mu \frac{A_0 + B_0}{1000} \right) = (1-0,3^2) \left(1 - 2 \cdot 3,14 \cdot 0,3 \frac{500}{1000} \right) = \\ = 0,82. \quad (18.17)$$

Поэтому для низких целиков формулу (18.16) можно упростить

$$b = 1,22\xi n \frac{P}{\sigma_{пч. сж}}. \quad (18.18)$$

Задача заключается в определении P . Для этого достаточно найти зависимость $q=f(b)$, интегрирование которой в пределах от 0 до b и дает искомую величину суммарной нагрузки. Эта зависимость может быть получена на моделях. Теоретическое решение пока не найдено вследствие влияния многочисленных факторов.

Приближенное решение предлагается находить по величине суммарной нагрузки $P_{оп}$, которая определяется по формуле

$$P_{оп} = b_{оп} \gamma_{cp} H + \gamma_{cp} H^2 \operatorname{ctg} \delta + 2 \sum_1^n P_i + \left(b_{оп} \gamma_u \sum_1^n h_u + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \gamma_u h_u b_{оп} \right). \quad (18.19)$$

Последний член, по малости, можно не учитывать.

Значения углов обрушений (разломов) δ на основании данных практики и экспериментов можно принимать в пределах $60\text{--}80^\circ$.

Расчет значений P_i производится на основании типового геологического разреза для конкретных условий по формуле

$$P_i = \frac{1}{2} q_i L_i, \quad (18.20)$$

где q — нагрузка на i -ю породу-мост, включая ее собственный вес; L_i — шаг обрушения i -й породы-моста, определяется по формуле (6.17) (см. гл. VI).

Частными значениями b_{op} можно задаваться произвольно, ориентируясь на аналогии или исходя из грубо ориентировочного подсчета по средней интенсивности сжимающей нагрузки, которая находится из формулы

$$q_u = \frac{b_{op} \gamma_{cp} H + \gamma_{cp} H^2 \operatorname{ctg} \delta + 2 \sum_1^n P_i}{b_{op}}, \quad (18.21)$$

где b_{op} — ориентировочное значение.

Отсюда получаем условие равновесия

$$b_{op} \gamma_{cp} H + \gamma_{cp} H^2 \operatorname{ctg} \delta + 2 \sum_1^n P_i = \xi \frac{\sigma_{пч. сж}}{n} b_{op}, \quad (18.22)$$

где n — запас прочности, учитывая длительность срока службы для междуэтажных целиков, $n=1,5\text{--}2,0$; ξ — коэффициент ползучести при сжатии.

Следовательно,

$$b_{op} = \frac{\gamma_{cp} H^2 \operatorname{ctg} \delta + \sum_1^n P_i}{\frac{\xi \sigma_{пч. сж}}{n} - \gamma_{cp} H}. \quad (18.23)$$

Расчет ширины целика непосредственно по формуле (18.23) не правомерен, поскольку эпюра нагрузок на целик существенно отличается от равномерно распределенной.

При найденном грубо ориентировочном значении b_{op} по формуле (18.19) находим P_{op} , далее из формулы (18.16) или (19.23) определяем b_1 , являющуюся первым приближением.

Совместное решение уравнений (18.16) и (18.18) неправомерно, ибо они базируются на одних и тех же положениях. Поскольку в формуле (18.16) входят две неизвестных величины — b и P , расчет далее приходится вести методом последовательных приближений.

При низких целиках и при отсутствии на контактах с вмещающими породами пластичных прослойков практически почти

весь целик находится в состоянии объемного сжатия, вследствие чего предел его прочности на сжатие следует принимать значительно выше предела прочности по испытаниям на одноосное сжатие.

Расчет целиков на кратковременное действие опорного давления может быть выполнен по формулам (18.22), (18.23), но, имея в виду относительную кратковременность действия опорного давления, в расчетных формулах не следует учитывать ползучесть целиков и коэффициент запаса прочности можно принимать минимальным.

§ 5.

Особенности работы и расчета целиков на границе с выработанным пространством

На границе с выработанным пространством целики нагружены в общем случае несимметричной нагрузкой. Наши исследования показывают, что характер нагружения таких целиков так же, как и симметрично нагруженных, варьируется в зависимости от их ширины. Анализ и сравнение основных типов распределения нагрузки на целик приводят к следующему. Первый тип распределения нагрузки при $b \gg b_{kp}$ приводится к рассмотренному рис. 18.6, а, б.

Второй тип — $b < 2b_{kp}$ без большой погрешности может рассматриваться, как четвертый тип симметрично нагруженного целика (см. рис. 18.6, г), и, следовательно, его приближенный расчет может производиться по формуле (18.16).

Третий тип — $b < b_{kp}$ реализуется при проходке штреков на границе выработанного пространства с оставлением целиков шириной 1—3 м. При относительно небольших сроках службы штреков, особенно вентиляционных, такой способ их поддержания нередко оказывается технически и экономически более целесообразным, нежели возведение на границе с выработанным пространством искусственных опор (органка, тумбы и др.).

Механика взаимодействия такого целика с породами покрывающей толщи заключается в следующем. Действию суммарного изгибающего момента покрывающей толщи ΣM_i противостоят консольные пачки, в основании которых залегают слои-мосты. Противодействие целика помогает работе систем этих пачек консольных плит, ибо реакция целика R создает момент, действующий в противоположном направлении сравнительно с ΣM_i .

В большинстве случаев на такой целик действует не полная толща пород до поверхности, а лишь пачка слоев, мощность которой определяется положением того слоя-моста, у которого прогиб над целиком (по нормали к пласту) меньше величины сжатия целика.

Рассмотрим приближенный расчет целика третьего типа.

Для простоты решения положим

$$\sum_1^n M_i = P_{\text{пр}} l_{\text{пр}}, \quad (18.24)$$

где $P_{\text{пр}}$, $l_{\text{пр}}$ — приведенные сила и пролет.

Приведенный пролет не трудно найти из геометрических соотношений вылетов консолей, образованных слоями-мостами.

Поскольку несущими являются консоли, представленные породами-мостами, а вылеты консолей относительно невелики, можно принять

$$\left. \begin{aligned} f_{\text{пр}} &= \frac{P_{\text{пр}} l_{\text{пр}}^3}{3E_{\text{пр}} I_{\text{пр}}} ; \\ f_{\text{ц}} &= \frac{R l_{\text{пр}}^3}{3E_{\text{пр}} I_{\text{пр}}} , \end{aligned} \right\} \quad (18.25)$$

где $E_{\text{пр}}$, $I_{\text{пр}}$ — приведенные модуль упругости и момент инерции действующей части зависающих над целиком пород.

Очевидно

$$E_{\text{пр}} I_{\text{пр}} = \sum_1^n E_i I_i, \quad (18.26)$$

где E_i , I_i — частные значения жесткостей отдельных консолирующих пачек.

Помимо того, имеем

$$f_{\text{общ}} = \frac{R}{\lambda_{\text{ц}}}, \quad (18.27)$$

где $\lambda_{\text{ц}}$ — жесткость целика.

Подставляя в (18.24) значения входящих величин, получим:

$$R = \frac{\lambda_{\text{ц}} P_{\text{пр}} l_{\text{пр}}^3}{3E_{\text{пр}} I_{\text{пр}} + \lambda l_{\text{пр}}^3}. \quad (18.28)$$

При малой ширине целика работает на линейное сжатие, поэтому

$$b = \frac{nR}{\sigma_{\text{пч. сж}}}. \quad (18.29)$$

Запас прочности n вследствие небольшого срока службы такого целика принимается 1,3—1,5, тогда

$$b = \frac{\lambda_{\text{ц}} n P_{\text{пр}} l_{\text{пр}}^3}{\sigma_{\text{пч. сж}} (3E_{\text{пр}} I_{\text{пр}} + \lambda l_{\text{пр}}^3)}. \quad (18.30)$$

Жесткость целика может быть определена по лабораторным испытаниям или приближенно по формуле

$$\lambda_u = \frac{R}{b \Delta h} = \frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{\Delta h}. \quad (18.31)$$

Поскольку

$$\Delta h = \frac{\sigma_{\text{пч. сж}}}{E_{\text{пл}}} h_u \frac{(1 - \mu^2)}{\xi_{\text{сж}}}, \quad (18.32)$$

следовательно,

$$\lambda_u = \frac{\xi_{\text{сж}} E_{\text{пл}}}{h_u (1 - \mu^2)}, \quad (18.33)$$

где $\xi_{\text{сж}}$ — коэффициент ползучести при сжатии, можно принимать в пределах 1,2—2.

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМАЦИИ И РАЗРУШЕНИЙ КРОВЛИ В КАМЕРАХ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СИСТЕМАХ РАЗРАБОТКИ

Глава XIX.

ИССЛЕДОВАНИЯ И РАСЧЕТЫ ПРОЦЕССОВ ДЕФОРМАЦИИ И РАЗРУШЕНИЙ КРОВЛИ В КАМЕРАХ

§ 1.

Общие положения

К рассматриваемым горным выработкам относятся камеры: околоствольных дворов; специальные; эксплуатационные, при камерных и камерно-столбовых системах разработки. К ним относятся также камеры, образующиеся: при разработке системами длинных столбов и сплошными в начальный период подвигания лав до момента первого обрушения кровли; при разработке руд системами с креплением или с незакрепленным выработанным пространством; при системах длинных столбов с посадкой кровли на целики или с составлением целиков (система камера—лава) и др.

Устойчивость кровли камер нередко снижается геологическими нарушениями. Эти нарушения искажают нормальный характер деформирования кровли камер, снижают ее несущую способность, приводят к резкому увеличению ее деформируемости, снижению допустимых величин пролетов камер и к необходимости применения крепи.

В общем случае искомыми (расчетными) параметрами являются: предельный пролет камер, расчет реакций крепей, расстояния между стойками крепи, определение удельного веса крепи извлекаемой для повторного использования при условии обеспечения безопасности работ.

В процессе разработки месторождений стремятся применять камеры с максимальным пролетом в целях уменьшения потерь.

Камеры, имеющие значительные пролеты и площади попечного сечения, как правило, проводятся в несколько этапов. Вначале проводится разрезная печь (или передовая камера), а затем производится расширение камеры, что приводит к эксцентризитету изгибов кровли вследствие накопления деформаций ползучести. При слоистых породах кровли ее деформации приводят к расслоениям.

В целях достижения максимальной величины пролета и обеспечения устойчивости кровли даже при отсутствии трещин применяются крепи, в том числе стоечного типа.

Возводимая в камерах крепь стоечного типа может работать в различных режимах.

В литературе предлагается ряд методов расчета крепи в камерах, основанных на использовании известных гипотез горного давления, при этом обычно предлагается рассматривать плоскую задачу и вести расчет крепи на полный вес пород непосредственной кровли. С такой постановкой вопроса вряд ли можно согласиться, поскольку задача не является плоской, а крепи могут работать в нескольких режимах. Поэтому ниже рассматриваются основные режимы работы механической системы кровля-крепь: а) совместная работа системы кровля — крепь; б) независимая работа кровли; в) независимая работа крепи.

§ 2.

Уравнение поверхности деформаций кровли камер, закрепленных стоечной крепью

Условие совместности деформаций кровли и крепи

$$w_{i\text{общ}} = w_{i\text{кр}} - w_{i\text{ст}}, \quad (19.1)$$

где $w_{i\text{общ}}$; $w_{i\text{кр}}$; $w_{i\text{ст}}$ — соответственно общая деформация системы, деформация кровли и деформация крепи (стойки) в любой произвольной точке i кровли камеры.

Задача заключается прежде всего в отыскании уравнения поверхности деформаций кровли камеры. Доказано, что кровля камеры деформируется и разрушается подобно пачкам плит, закрепленных на прямоугольном опорном контуре [10, 12].

Лабораторные и шахтные исследования деформаций кровли в камерах [10, 24] показывают, что изолинии прогибов кровли имеют формы достаточно близкие к эллипсам (кругам при равенстве сторон обнажения кровли) и вполне соответствуют контурам обрушений кровли в камерах и первых обрушений кровли при разработке системами длинных столбов по простианию и падению и др.

Это является результатом зависаний кровли в углах камер. Деформации изгиба кровли в пределах этих зависаний малы, сравнительно с ее деформациями за их пределами, что объясняется действием закрепляющей нагрузки по контуру обнажения. Зависания кровли в углах за пределами овального контура обрушений действуют подобно полному закреплению, на что указывал еще И. Г. Бубнов [25]. Следовательно, вполне допустимо принять в качестве уравнения изгиба кровли камеры

уравнение изгиба эллиптической плиты, защемленной по контуру и несущей равномерно распределенную нагрузку q [24]:

$$w(x, y) = \frac{3q(1-\mu^2)}{2Eh^3} \left(\frac{3}{a_1^4} + \frac{3}{b_1^4} + \frac{2}{a_1^2 b_1^2} \right) \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2, \quad (19.2)$$

где h — мощность плиты; μ — коэффициент поперечной деформации; a — половина длины плиты; b — половина пролета плиты.

Максимальный прогиб в центре эллиптической плиты:

$$w_{02} = \frac{3}{2} \frac{1}{\frac{3}{a_1^4} + \frac{3}{b_1^4} + \frac{2}{a_1^2 b_1^2}} (1-\mu^2) \frac{q}{Eh^3}. \quad (19.3)$$

Максимальный прогиб в центре прямоугольной плиты

$$w_{02} = \beta \left(\frac{a}{b} \right) b_1^4 (1-\mu^2) \frac{q}{Eh^3}, \quad (19.4)$$

где $\beta \left(\frac{a}{b} \right)$ — функция соотношения a/b , задается таблицей (см. стр 107); $b_1 = \frac{b}{2}$ — половина наименьшего из размеров обнажения плиты; $a_1 = \frac{a}{2}$ — половина наибольшего из размеров обнажения плиты.

Выражения (19.3) и (19.4) отличаются лишь коэффициентами, зависящими от a и b . Подсчеты показывают, что расхождения в величинах прогибов прямоугольной и эллиптической плит малы и уже при $\frac{a}{b} > 5$ расхождения величин их максимальных прогибов не превосходят 2,5 %. С учетом того, что длина камер во много раз превосходит их пролет, а также с учетом больших разбросов в величинах прочностных и деформационных характеристик горных пород применение уравнения (19.2) для расчетов деформаций кровли камер, сложенных твердыми слоистыми породами вполне обоснованно.

С учетом ползучести пород

$$w(x, y) = \frac{3q}{2Eh^3} \xi_{из} (1-\mu^2) \frac{\left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2}{\frac{3}{a_1^4} + \frac{3}{b_1^4} + \frac{2}{a_1^2 b_1^2}}, \quad (19.5)$$

где $\xi_{из}$ — коэффициент ползучести пород при изгибе, определяется экспериментальным путем, $\xi_{из} = 1,2 \div 2,0$.

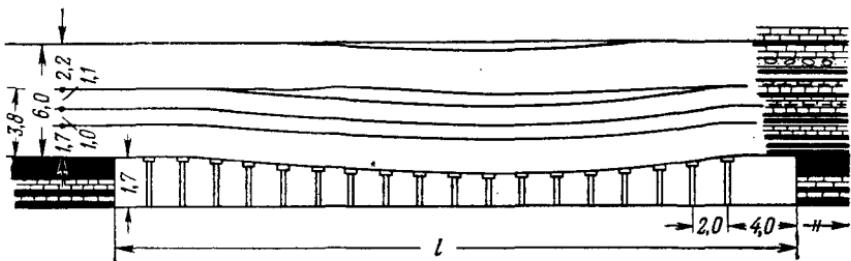


Рис. 19.1. Типовая схема расслоения кровли для условий шахты «Ленинградская» производственного объединения «Ленинградсланец»

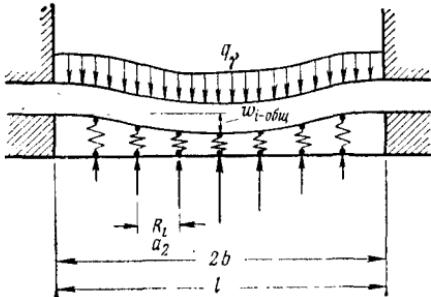


Рис. 19.2. Упрощенная механическая схема к расчету совместной работы кровли и крепи в камерах

Расчетная схема для условий совместной работы системы кровля — крепь, в срединном вертикальном сечении представлена на рис. 19.1, а, упрощенная механическая схема — на рис. 19.2, б.

Реактивное давление крепи q_{ct} действует в направлении, противоположном действию общей нагрузки q_y , и создает деформации, которые зависят от механических характеристик крепи, обратно пропорциональные ее жесткости.

На основании формулы (3.3)

$$q_{ct} = w_{общ} \lambda. \quad (19.6)$$

Очевидно, деформации, вызванные нагрузкой и реактивным давлением крепи, выражаются уравнением (19.5), но имеют разные знаки.

Из приведенных формул, делая необходимые подстановки и преобразования, получим формулу, практически идентичную формуле М. А. Борисовой [24],

$$w_{общ}(x, y) = \frac{\frac{3}{2}(1 - \mu^2) \frac{q_y}{Eh^3} b_1^4 \frac{n^4}{3 + 3n^4 + 2n^2} \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2}{1 + \frac{3}{2}(1 - \mu^3) \frac{1}{Eh^3} b_1^4 \frac{n^4}{3 + 3n^4 + 2n^2} \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2} \lambda. \quad (19.7)$$

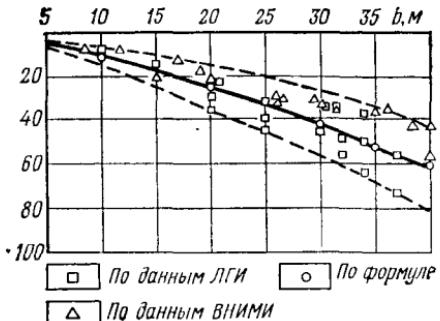


Рис. 19.3. Графики сопоставления величин максимальных опусканий кровли в «камерах-лавах», рассчитанных по формуле (19.8) с измеренными

С учетом коэффициента ползучести и деформаций целиков

$$w_{\text{общ}}(x, y) = \frac{\xi_{\text{из}}}{Eh^3} + \Delta h_b, \quad (19.8)$$

$$\frac{3}{2} (1 - \mu^2) q_y \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2 + \frac{\lambda}{q_y}$$

где $\xi_{\text{из}}$ — коэффициент ползучести при изгибе; Δh_b — деформация (осадка) целиков; h_b — высота целика.

Выражение (19.8) представляет уравнение поверхности деформаций системы кровля — крепь.

Реакция крепи в любой точке кровли определяется по формуле

$$R_i = w_{\text{общ}} \lambda \frac{1}{\rho}, \quad (19.9)$$

где ρ — плотность крепи.

Сопоставление результатов расчетов по формуле (19.8) с результатами измерений ЛГИ и ВНИМИ на шахтах объединения «Ленинградсланца» представлены на рис. 19.3. Из графика ясно, что формула (19.8) правильно отражает закономерность изменений максимальных прогибов в зависимости от изменений ширины пролета камеры, дает хорошую сходимость расчетных опусканий кровли с измеренными величинами: расчетная зависимость располагается по середине области, ограничивающей все отклонения измеренных опусканий кровли.

Это показывает, что приведенные уравнения правильно отражают взаимодействие кровли и крепи и на их основе может быть предложена общая методика расчетов опусканий кровли и реакций стоечных крепей в камерах.

§ 3.

Методика расчета деформаций кровли и крепей в выработках типа камер

Расчеты производятся по формулам (19.7), (19.8).

Для расчетов необходимо составить обоснованную расчетную схему, воспроизводящую типовой геологический разрез,

с учетом полученных в период эксплуатации уточнений в отношении расслаиваний пород, общей мощности нижней пачки пород, работающей совместно со стоечной крепью. Для нового шахтного поля эти данные уточняются по аналогии или же прогнозируются на основании расчетов, изложенных в предыдущих главах.

Для расчетов необходимо знать физико-механические характеристики полезного ископаемого и вмещающих пород. При отсутствии полных данных иногда полезно определять их по натурным измерениям с последующими расчетами по указанным формулам. Например, по измеренным $w_{\text{общ}}$ можно рассчитать общую жесткость несущих слоев кровли и другие величины.

Расчету должно предшествовать проектирование системы разработки, причем один из размеров камеры, например ее длина, должен быть известен. В противном случае придется вести расчеты, задаваясь разными значениями некоторых параметров и соотношениями обнажений кровли $n = \frac{a}{b}$.

Методика определения нагрузки q_y сводится к определению мощности одной или нескольких пачек слоев, которые отделяются от вышележащей толщи щелью расслоения и взаимодействуют с крепью. Выявление несущих слоев и взаимодействия пачек слоев кровли осуществляется на основании сравнения между собой жесткостей слоев и величин их прогибов (пачек или отдельных слоев) с учетом коэффициента уменьшения пролетов (см. гл. IV, § 6, подробнее см. [11]).

После определения мощности пачки слоев кровли, работающей совместно с крепью, нагрузка на кровлю определяется по формуле

$$q_y = \gamma_{\text{ср}} \sum_1^n h_i, \quad (19.10)$$

где $\gamma_{\text{ср}}$ — средний удельный вес пород нижней пачки кровли; $\sum_1^n h_i$ — суммарная мощность указанной пачки кровли.

Далее необходимо определить жесткость крепи λ , которая наиболее просто определяется на основании стендовых испытаний крепи, что позволяет получить характеристику стойки.

Жесткость крепи может быть определена также на основании предварительных расчетов, например по измеренному максимальному спусканию стойки и ее реакции, в предположении прямолинейности характеристики.

Для расчетов необходимо определять среднюю расчетную жесткость крепи, поскольку в данных условиях диаметр крепежных стоек, толщина и качество верхняков значительно изменяются. По этим же причинам характеристика жесткости

крепи принимается прямолинейной. Жесткость крепи определяется из условия

$$\lambda = \frac{R}{S_{\text{ст}} w_{\text{общ}}} , \quad (19.11)$$

где R — реакция стойки; S — площадь кровли, приходящаяся на одну стойку; $w_{\text{общ}}$ — общее укорочение системы стойка — верхняк.

Очевидно,

$$R = \sigma_{\text{кр}} \frac{\pi d_{\text{ст}}^2}{4} , \quad (19.12)$$

где $\sigma_{\text{кр}}$ — критическое напряжение для стойки.

Оно определяется по формуле П. М. Цимбаревича

$$\sigma_{\text{кр}} = 220 - 6 \frac{l}{d} , \quad (19.13)$$

где l — длина стойки, см; d — диаметр стойки, см.

Для обеспечения работы стоек без поломок общее конечное смятие верхняка и укорочение стоек должно быть равным или превосходить предельные опускания кровли к моменту, когда ее ширина достигает проектной.

Укорочение системы стойка — верхняк определяется из условия

$$\Delta h_{\text{ст. в}} = \Delta h_{\text{в}} + \Delta h_{\text{ст. у}} + \Delta h_{\text{ст. н}}, \quad (19.14)$$

где $\Delta h_{\text{в}}$ — смятие верхняка; $\Delta h_{\text{ст. у}}$ — упругое укорочение стойки; $\Delta h_{\text{ст. н}}$ — смятие стойки.

Упругое укорочение стойки пренебрежимо мало, но смятием торцов стойки пренебрегать нельзя, так как она сминается неровностями кровли и почвы. Так, для условий производственного объединения «Ленинградсланец» общее смятие торцов стойки оценивается в пределах 15 мм, а общее смятие верхняка — в пределах 45 мм. Следовательно, максимальное укорочение системы стойка — верхняк составляет 60 мм.

Коэффициент ползучести при изгибе кровли выработки не постоянен. При прочих равных условиях он зависит от величины напряжений, пролета камеры (выработки), времени. Для данных условий при постоянстве пролета камеры его можно определить по формуле

$$\xi_{\text{из}} = \frac{w_{\text{макс р}}}{w_{\text{макс н}}}, \quad (19.15)$$

где $w_{\text{макс р}}$, $w_{\text{макс н}}$ — соответственно максимальные опускания кровли для упругой стадии и конечное измерение, включающее влияние ползучести.

При возрастании пролета камеры при системах камера — лава или системах длинных столбов с посадкой кровли на

целики величина коэффициента ползучести возрастает с возрастанием пролета.

При фланговой отработке камер, например при системе камера — лава, и постоянной скорости подвигания коэффициент ползучести можно определить по эмпирической формуле, полученной для условий шахты № 3 производственного объединения «Ленинградсланец»:

$$\xi_{из} = \left(1 + \chi \frac{b_t}{b_{пр.к}} \right), \quad (19.16)$$

где b_t — ширина камеры — лавы в данный момент; $b_{пр.к}$ — проектная ширина камеры к концу ее отработки.

Или в общем виде

$$\xi_{из} = \left(1 - \chi \frac{t_r}{t_k} \right), \quad (19.17)$$

где t_r и t_k — время отработки камеры — лавы, соответственно, до ширины b_t , и $b_{пр.к}$.

Обобщение шахтных и лабораторных исследований для этой шахты показывает, что в период отработки камеры с нормальными скоростями подвигания $v = 1,5 \div 2$ м/сут можно принять для коэффициента ползучести выражение

$$\xi_{из} = 1 + 0,2 \frac{b_r}{b_{пр.к}}. \quad (19.18)$$

В ориентировочных расчетах следует исходить из того, что коэффициент ползучести кровли при изгибе меняется в пределах 1,2—2,5.

Наиболее целесообразно пользоваться его величинами, полученными по данным шахтных или модельных испытаний.

При оценке опусканий кровли вследствие деформаций междукамерных целиков необходимо иметь в виду их различия для разных панелей, зависимость от расположения данной камеры в панели, изменений механических характеристик пород и других факторов.

Величины деформаций междукамерных целиков могут быть определены расчетным путем (см. главу XVI).

Использование данной методики, как показано в работе [24], позволяет достаточно обоснованно определить пределы изменений максимальных опусканий кровли и реакций стоечных крепей в камерах в любой точке при любом пролете камеры.

§ 4.

Методика расчета устойчивости незакрепленной кровли камер

Во многих случаях технически и экономически целесообразно кровлю камер не крепить. Обнажения кровли при этом обычно имеют прямоугольную форму. Подобные обнажения об-

разуются при разработке системами с незакрепленным пространством. Как при камерных, так и при других системах незакрепленные обнажения кровли образуются во всем диапазоне падения пластов и рудных тел. Незакрепленные обнажения кровли образуются также и в обычных условиях и при аварийных ситуациях. Поэтому задача расчета устойчивых и предельных обнажений кровли имеет большое значение.

Слоистая кровля таких обнажений работает аналогично прямоугольным плитам. Поэтому величину допустимого и предельного пролетов кровли данного типа обнажений можно определить по формуле В. Д. Слесарева

$$b = \frac{al_3}{a - l_3}, \quad (19.19)$$

где a — длина камеры (обнажения кровли); l_3 — эквивалентный пролет, или по формуле автора

$$b = \sqrt{\frac{l_3}{\frac{1}{2} \beta \left(\frac{a}{b}\right) (1 - \mu^2)}}. \quad (19.20)$$

С учетом действия закрепляющей нагрузки эквивалентный пролет определяется по формуле

$$l_3 = \xi \sqrt{2h_n^2 \frac{\sigma_{\text{пч. из}}}{nq_1} - \psi \frac{q_{\text{зак}}}{q_1}}, \quad (19.21)$$

где n — запас прочности; ξ — коэффициент ползучести при изгибе.

При длительном сроке службы и учитывая колебания величин мощности слоев кровли, большие разбросы в величинах пределов прочности и ответственность сооружения, следует принимать достаточно высокие запасы прочности — в пределах $n=10$, а не 2—3, как нередко рекомендуется в литературе. Кроме того, величину $\sigma_{\text{пч. из}}$ следует принимать по рекомендациям, приведенным в главе II для массива.

Предельные пролеты перед обрушением можно рассчитывать по величинам $\sigma_{\text{пч. из}}$ рекомендуемым для массива, но обязательно при этом учитывать данные о прогнозе дефектов строения пород кровли. В частности, следует иметь в виду, что несущая способность трещиноватой кровли при закрытых трещинах снижается в 2—2,5 раза.

Величина коэффициента ползучести при изгибе кровли изменяется в пределах $\xi=0,7 \div 0,5$.

При расчете величин деформаций кровли также необходимо иметь в виду, что действие закрепляющей нагрузки препятствует поворотам опорных сечений и может резко снижать величины критических опусканий кровли (подробнее см. [12]).

Следовательно, абсолютные величины опусканий (прогибов) кровли не могут являться достаточно надежным критерием. Действительно в практике имеются случаи внезапных обрушений кровли без видимых приращений ее прогибов.

Ориентировочный расчет прогибов кровли в камерах можно производить, считая обнажение кровли не прямоугольным, а эллиптическим, используя формулу (19.2) и вводя необходимые коэффициенты. Как указано выше, это приближение обосновано наличием зависаний в углах, где величины прогибов кровли с учетом всех обстоятельств малы и ими допустимо пренебречь. Использование формулы (19.2) дает возможность расчета прогиба кровли в любой ее точке, а также позволяет вести прогноз ее опусканий при необходимости увеличения площади ее обнажений (см. гл. XX).

Расчет нагрузок q_1 следует производить по методике, приведенной в § 6 гл. IV, а также в работах [11], [15].

РАЗДЕЛ СЕДЬМОЙ

МЕТОДЫ ПРОГНОЗА ДЕФОРМАЦИЙ И РАЗРУШЕНИЙ ГОРНЫХ ПОРОД И ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАРУШЕНИЙ НА ОСНОВЕ ФИЗИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Глава XX.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ МЕТОДАМИ ФИЗИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Решение данной проблемы позволит повысить экономическую эффективность работ, вовремя предотвратить аварийные ситуации, срывы планов горных работ, травматизм, неоправданный риск и другие виды ущерба.

В литературе нередко прогнозирование трактуется как расчет, с чем разумеется нельзя согласиться.

До настоящего времени методы прогнозирования указанных явлений разработаны недостаточно, применяются спорадически и весьма ограниченно лишь некоторые из них.

На кафедре разработки пластовых месторождений ЛГИ под руководством автора разработан ряд новых методов прогнозирования методами физического зондирования получивших значительное распространение.

Задача прогнозирования проявлений горного давления методами физического зондирования заключается в том, чтобы в натурных условиях на основе измерений комплекса параметров или одного параметра, какого-либо физического процесса (или процессов) предсказать заблаговременно ход этого процесса (или процессов) и изменение интересующих параметров в наперед заданные сроки, определяемые технологией горных работ.

Прогнозирование рассматриваемых процессов следует вести не по константам, определяемым по испытаниям образцов в лабораторных условиях, что годится для расчетов, а на основе измерений параметров процессов в реальных шахтных условиях в процессе ведения горных работ.

В настоящее время для целей указанного прогнозирования могут быть использованы изменения физических параметров следующих процессов: деформаций и напряжений, перемещений и их скоростей и ускорений, плотностей, пролетов выработки, электропроводности, магнитной проницаемости, собственного электрического потенциала и др.

В условиях разработки месторождений, эксплуатации подземных сооружений различного назначения и вообще — использования месторождений приходится иметь дело с объектами,

имеющими огромную протяженность, измеряемую километрами, иногда десятками километров, значительные габариты выработок, подвижные забои, выполнение работ по сооружению и разрушению выработок возникает задача сбора, передачи и переработки информации. В настоящее время эти работы осуществляются наблюдателями при разбросанности наблюдательных станций (например, в наших исследованиях на шахте «Гуковская» за три года велись исследования на 105 наблюдательных станциях) трудоемкость работ весьма сильно возрастает, особенно принимая во внимание большую длительность наблюдений, а систематичность наблюдений всегда оставляет желать лучшего. В результате постановка сколько-нибудь длительных систематических наблюдений в их взаимной увязке на предприятиях больших масштабов практически неосуществима.

Поэтому возникает задача разработки автоматизированных систем сбора, передачи и переработки информации о проявлениях горного давления с использованием современных каналов связи и ЭВМ.

§ 1.

Методика прогноза деформаций кровли очистных забоев

Значение разработки методов прогноза состояния кровли в очистных забоях, особенно создания для этих целей автоматизированных систем, нельзя переоценить, имея в виду опасности и огромный экономический ущерб, приносимые неожиданными обрушениями кровли.

Методика прогноза деформаций очистных забоев рассматривается на примере шахт производственного объединения «Ленинградсланец» [23, 24], где, как указано выше, применяется система разработки, получившая наименование камер-лав.

Производство горных работ в очистных выработках типа камер-лав требует следующего выделения конкретных типов прогноза состояния кровли: краткосрочный, долговременный, текущий. Помимо этого возникает задача автоматического распознавания геологических нарушений в кровле.

Краткосрочный прогноз необходим для определения состояния кровли с опережением на относительно небольшой промежуток времени, обычно на одни сутки (иногда — цикл).

Целью долговременного прогноза является оценка в данный момент величины конечного пролета камеры-лавы b_k и сравнение с проектной ее шириной $b_{пр.к}$. Такой прогноз необходимо вести ежесуточно, с самого начала развития горных работ и до последних суток работы в данной камере-лаве.

Целью текущего прогноза является предсказание момента обрушения кровли всего за несколько часов до его наступления.

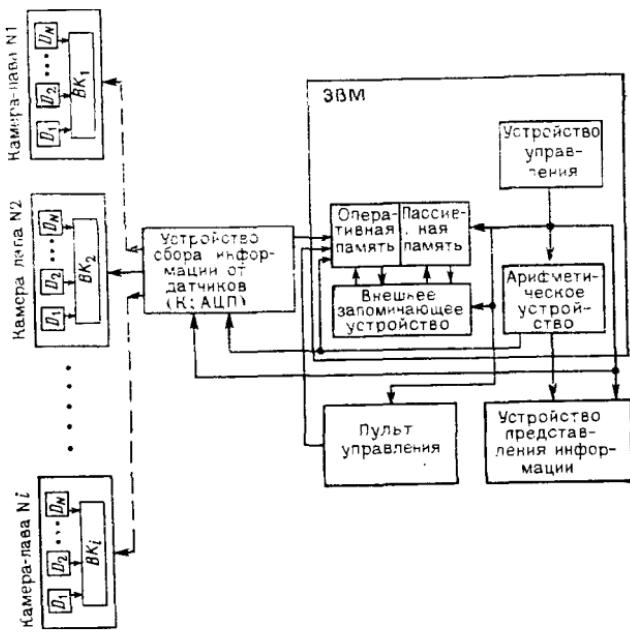


Рис. 20.1. Схема автоматизированной системы контроля с временным разделением каналов

ния, что необходимо при извлечении леса, а также при посадке кровли вообще.

Информация о деформациях кровли поступает от комплекса точечных датчиков, устанавливаемых, по мере подвигания лавы, в узлах ортогональной сети в количестве 40—50 шт. к концу отработки камеры при пролете 34—36 м. Датчики связаны со сканирующей системой, которая производит их переключение по заданной программе.

Схема автоматизированной системы контроля деформаций кровли с времененным разделением каналов с использованием ЭВМ показана на рис. 20.1.

Возрастание пролета камеры по мере подвигания лавы и нарастание деформаций ползучести приводят к тому, что это поле деформаций кровли является нестационарным.

Уравнение поверхности деформаций кровли камеры-лавы аналогично зависимости (19.8)

$$\begin{aligned}
 w_{\text{общ}}(x, y) = & \\
 = & \frac{1 + \kappa \frac{b_t}{b_{\text{пр. к}}} - \frac{Eh^3}{\frac{3}{2} (1 - \mu^2) q_v b_1^4 \frac{n^4}{3 + 3n^4 + 2n^2} \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2} + \frac{\lambda}{q_v} + \Delta h_b,}{(20.1)}
 \end{aligned}$$

где b_t — ширина камеры-лавы на текущий момент времени; $b_{\text{пр.к}}$ — проектная конечная ширина камеры-лавы; χ — эмпирический коэффициент, отражающий величину ползучести пород кровли при наличии крепи; q_y — собственный вес пачки слоев непосредственной кровли; $n = \frac{a}{b}$ — соотношение размеров обнажения кровли; λ — приведенная жесткость крепи; Δh_b — деформация междукамерных целиков; x, y — координаты произвольной точки кровли (плиты).

При определении деформаций кровли в среднем сечении камеры-лавы можно пользоваться формулой

$$w_{\text{общ}}(y_1) = \frac{\alpha \left(\frac{a}{b}\right)}{16Eh^3} (1-\mu)^2 \left(1 + \chi \frac{b_t}{b_{\text{пр.к}}} \right) (q_y - q_{ct}) b^4, \quad (20.2)$$

где $\alpha \left(\frac{a}{b}\right)$ — по-прежнему функция соотношения размеров обнажения кровли; y_1 — текущая координата, отсчитываемая от заднего целика.

Эта математическая модель положена в основу методики систематического контроля и прогноза поведения кровли. На основании данной модели построена блок-схема алгоритма переработки информации о деформациях кровли, приведенная на рис. 20.2.

При отсутствии геологических нарушений поле деформаций кровли описывается уравнением (20.1) в течение всего периода отработки камеры-лавы при граничных условиях:

$$-a_1 \leq x \leq a_1;$$

$$-b_1 \leq y \leq b_1;$$

$$b_n \leq b_t \leq b_k,$$

где b_n — ширина разрезной печи; b_k — конечная ширина камеры-лавы.

В процессе отработки камеры-лавы поле деформаций кровли последовательно проходит стадии: нормальных, нежелательных и недопустимых его состояний.

Границей, разделяющей области нормальных и нежелательных состояний, является уравнение (20.1). Область нежелательных состояний ограничивается сверху уравнением предельно допустимого уровня деформаций кровли:

$$w_{\text{доп}}(x, y) = w'_{\text{доп}} \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (20.3)$$

где $w'_{\text{доп}}$ — предельно допустимая величина деформаций кровли в центре камеры-лавы в процессе ее отработки, определяемая по данным практики.

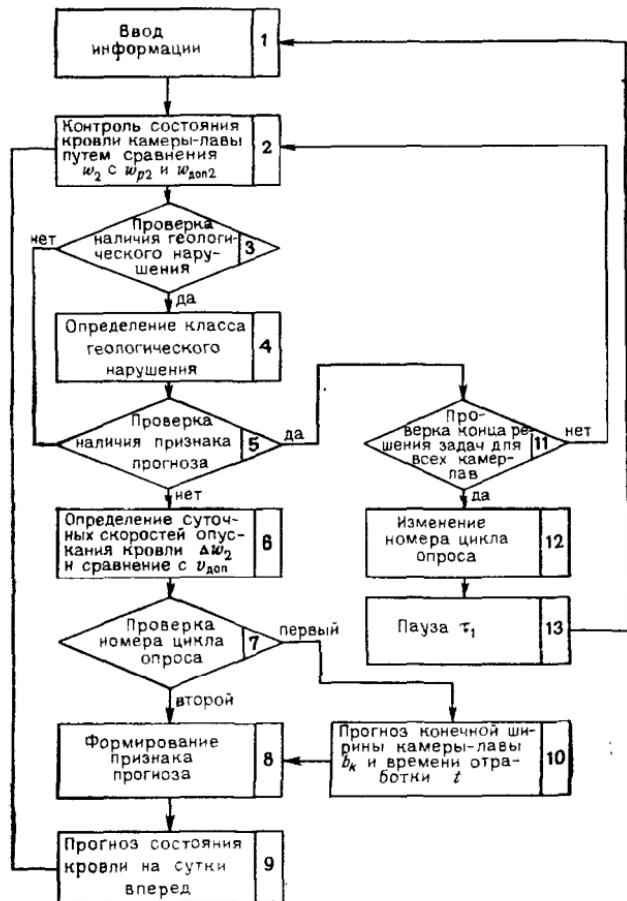


Рис. 20.2. Укрупненная блок-схема алгоритма переработки информации о деформациях кровли в камере-лаве

Границей предельного уровня деформаций кровли, при данном обнажении, является уравнение:

$$w_{\text{пред}}(x, y) = w'_{\text{пред}} \left(\frac{x^2}{a_1^2} + \frac{y^2}{b_1^2} - 1 \right)^2, \quad (20.4)$$

где $w'_{\text{пред}}$ — предельная величина деформаций кровли в центре камеры-лавы, непосредственно перед обрушением, определяемая на основании данных статистики.

В задачу контроля в период отработки камер-лав входит определение состояния поля деформаций кровли на основании сравнения величины деформаций кровли, измеренных датчиками, с расчетными (20.1) и предельно допустимыми (20.3) уровнями поля.

Резкие изменения суточных скоростей деформаций кровли являются признаком наличия геологического нарушения пород кровли определенного типа. Суточные скорости деформаций кровли вычисляются на основании сравнения двух показаний датчика через сутки:

$$\Delta w_{j2} = w_{j2} - w_{j1}, \quad (20.5)$$

где Δw_{j2} — скорость деформаций кровли в точке установки j -го датчика для текущих суток; w_{j2} — величина деформаций кровли в точке установки j -го датчика в данный момент времени; w_{j1} — величина деформаций кровли в точке установки j -го датчика за одни сутки до текущего момента времени.

Поскольку изменения скоростей деформаций кровли имеют принципиальное значение, необходимо в процессе обработки информации определить причину каждого выхода любого датчика за предел нормального состояния.

Определение состояния поля деформаций кровли путем сравнения измеренных деформаций с соответствующими расчетными значениями, вычисленными по формулам (20.1) и (20.3), определение класса геологического нарушения кровли и осуществление сравнения суточных скоростей деформаций с пороговым значением допустимой скорости исчерпывают задачи контроля в суточный период отработки камеры-лавы.

Определение составляющих поля деформаций при краткосрочном прогнозе через сутки после произведения замеров деформаций кровли производилось по формуле

$$w_{j3} = w_{j2} \frac{w_{p3}(x_j, y_j)}{w_{p2}(x_j, y_j)}, \quad (20.6)$$

где w_{j2} — величина деформации кровли в месте установки j -го датчика в данный момент времени; w_{j3} — предполагаемая величина деформации кровли в месте установки j -го датчика через одни сутки; $w_{p2}(x_j, y_j)$, $w_{j3}(x_j, y_j)$ — величина деформаций кровли в точке установки j -го датчика, подсчитанная по формуле (21.8) при ширине камеры-лавы соответственно b_2 и $b_3 = b_2 + \Delta b$; Δb — подвигание забоя; $x_j y_j$ — координаты j -го датчика.

В основу долговременного прогноза конечной ширины камеры-лавы положена зависимость ширины камеры-лавы от величины деформаций кровли, определяемых уравнением (20.1), из которого получили

$$b_k = b_2 \sqrt{\frac{\left(1 + \kappa \frac{b_t}{b_{\text{пр.к}}}\right) (q_y - w_2' \lambda) w_{t.k}'}{w_2' (1 + \kappa) (q_y - w_{t.k}') \lambda}}, \quad (20.7)$$

где b_2 — ширина камеры-лавы в данный момент; w_2' — максимальная величина деформаций кровли в данный момент; $w_{t,k}$ — максимальная величина деформаций кровли по формуле (20.1).

В период отработки камеры-лавы основную часть деформаций кровли составляют упругие деформации, поскольку идет приращение пролета. После отработки камеры-лавы, когда достигнут пролет, близкий к предельному, деформации кровли увеличиваются только за счет деформаций ползучести.

Целью текущего прогноза состояния кровли при извлечении леса из камер-лав является заблаговременное определение момента перехода пород кровли в неустойчивое состояние, предшествующее ее обрушению, для своевременного вывода рабочих, извлекающих лес.

Процесс извлечения леса в пределах 30—60% стоечной крепи влечет за собой дальнейшее нарастание упругих деформаций кровли, которые становятся определяющими вследствие большой величины пролета камеры и значительного уменьшения реактивного давления крепи. В этот период наблюдается все более ускоренное протекание процесса нарастания деформаций кровли.

Прогноз состояния кровли производится путем сравнения часовых деформаций кровли, измеренных датчиками с предельными значениями деформаций, вычисленными по формуле (20.1), а также путем сравнения часовых скоростей деформаций кровли с предельно допустимой часовой скоростью, определяемой по данным практики (статистически).

В соответствии с математической моделью на основе метода канонического синтеза блок-схем алгоритмов были разработаны алгоритмы переработки информации о деформациях кровли для решения приведенных задач прогноза состояния кровли камер-лав.

Следующая задача прогноза состояния кровли заключается в своевременном выявлении геологических нарушений и определении их класса (типа). Для этих целей использовались явления развития вблизи геологических нарушений кровли камер-лав, аномальных зон деформаций и развития их влияния на величины и характер распределения деформаций кровли по всей площади ее обнажения.

Для описания и выделения классов зон, вызываемых геологическими нарушениями, был выделен набор признаков: преимущественное направление зоны; ее протяженность в направлениях параллельном и перпендикулярном к забою; ориентировка зоны относительно центра обнажения камеры, забоя и бортовых целиков; величина площади аномальной зоны; число этих зон.

Задача автоматического обнаружения и распознавания классов аномальных зон решена методами автоматической классификации.

Ввиду того что при решении данной задачи ЭВМ всегда придется иметь дело с одним и тем же разделением объектов на классы, причем количество этих классов и их характеристики заранее известны, задача сводится к разработке специализированных измерений, проводимых на входном сигнале (распознаваемом объекте) согласно определенной программе и сопоставлению результатов измерений с этими характеристиками. При разработке алгоритма автоматической классификации был выбран «ступенчатый» метод распознавания, при котором сначала производится отнесение распознаваемого объекта к какой-нибудь группе, а затем уже окончательное распознавание на основании решающего правила, выработанного для данной группы.

Программа переработки информации о деформациях кровли записана на алголе.

В целом эта методика [23] представляет большой научный и практический интерес и открывает путь к дальнейшей разработке и внедрению методов автоматизированного контроля и прогноза деформаций кровли горных выработок при других системах разработки, любых полезных ископаемых, в разнообразных горно-геологических условиях.

§ 2.

Прогнозирование осадок основной кровли

Прогнозирование осадок основной кровли является одной из самых насущных задач горной науки и практики.

Методов прогноза осадок основной кровли до сего времени не было разработано. Ниже излагается впервые разработанная методика прогноза осадок основной кровли на основе плотностного метода гамма-гамма-метода [19].

Сущность методики прогнозирования сводится к измерению в шахтных условиях изменений плотности угля впереди забоя в передней зоне опорного давления. Для измерений плотности угля в пределах данной зоны на данном добычном участке действующей шахты создается наблюдательная станция, включающая сеть наблюдательных скважин.

Для измерений плотности применяется каротажный шахтный радиометр АКРШ-1 (гамма-плотномер), позволяющий вести измерения плотности горных пород с высокой точностью как по стрелочному индикатору, так и с автоматической записью на диаграммную ленту. С целью увеличения чувствительности прибора к изменениям плотности был использован радиоактивный изотоп селен-75, являющийся источником мягкого гамма-излучения. Благодаря использованию данного источника в комбинации со сцинтилляционным детектором [кристалл NaI(Te), фотоэлектронный умножитель ФЭУ-31] и ком-

пенсационной системой измерения удалось добиться высокой чувствительности плотномера.*

Прогнозирование осадок основной кровли можно осуществлять методом периодических или методом режимных (непрерывных) наблюдений.

При прогнозировании методом периодических измерений наблюдательная станция представляет ряд скважин, которые бурятся из штрека, по падению (параллельно лаве) диаметром 42 мм. Для обеспечения необходимой точности измерений расстояние между скважинами в ряду принимается 2,5—3 м.

Помимо того, выделяются продольные профильные линии, секущие скважины под прямым углом, расположенные по простиранию (т. е. перпендикулярно к очистному забою), расстояние между которыми принимается 1 м.

Измерения изменений плотности угля производятся после введения в скважины зондов одновременно по всей ширине передней зоны опорного давления, но не менее чем в 10 скважинах.

Для этого сначала все зоны располагаются по первой профильной линии, затем по второй и далее в направлении от контура разрабатываемого столба к его середине. По данным измерений строятся графики опорного давления.

Разовое определение шага осадки основной кровли дает представление лишь о порядке его величины, но поскольку его конкретные значения изменяются в значительных пределах измерения необходимо вести систематически по всей длине разрабатываемого столба.

По данным опытно-промышленного внедрения данной методики на шахте им. 50-летия Октября объединения «Гуковуголь» в лаве 106 динамика опорного давления в его передней зоне представлена на рис. 20.3. Распределение и интенсивность опорного давления показаны для трех периодов: после очередной осадки основной кровли, между двумя ее соседними осадками и перед очередной осадкой.

Здесь обращает на себя внимание факт резкого возрастания плотности перед очередной осадкой основной кровли, что является предупредительным признаком.

Более целесообразным является использование режимных измерений плотности угля. Наблюдательная станция состоит из двух скважин, размещаемых на 50—80 м впереди очистного забоя, вне зоны опорного давления, но при некотором опыте это расстояние может быть сокращено до 25—30 м.

Скважины бурятся диаметром 42 мм, длиной до 15 м из откаточного штрека по восстанию. У забоев скважины разме-

* Разработка измерительной аппаратуры и ее конструирование выполнены В. И. Кимковым.

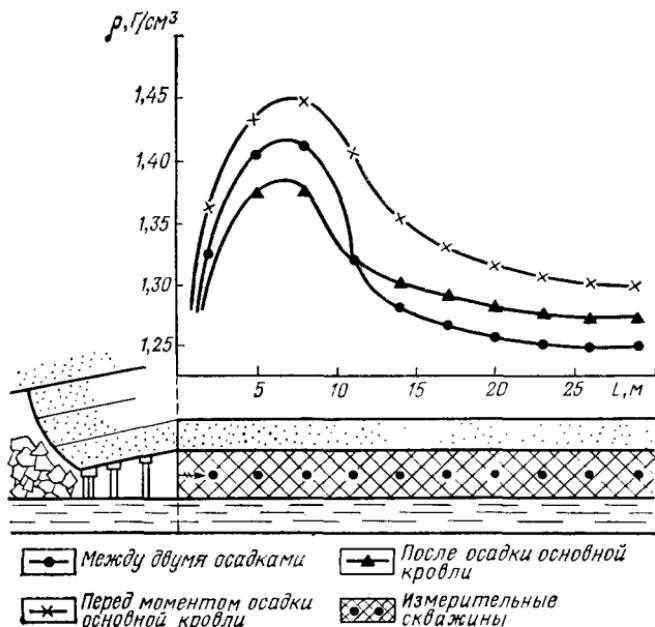


Рис. 20.3. Характер распределения опорного давления впереди очистного забоя по измерениям изменений плотности угля на шахте им. 50-летия Октября

щаются по одному зонду, которые не перемещаются вдоль скважин, как в предыдущей методике. Зонды постоянно связаны с гамма-плотномером в течение всего периода наблюдений.

Наблюдательная станция в принципе может состоять из одной скважины, а необходимость второй объясняется желанием повысить надежность результатов, т. е. второй зонд подтверждает результаты измерений. Не исключается также вариант размещения обоих зондов в одной скважине.

Измерения плотности угля ведутся непрерывно до подхода лавы к скважине или до очередной осадки основной кровли и результаты записываются автоматически на ленту самописца.

По мере приближения очистного забоя к месту измерений происходит приближение к нему максимума опорного давления и значительное увеличение плотности угля, что полностью соответствует перераспределению нагрузок в массиве. После достижения максимума плотности соответствующего максимуму опорного давления, значение плотности начинает уменьшаться вследствие увеличения деформаций и частичных разрушений краевой зоны угольного пласта. Зависимость плотности угля от местонахождения лавы варьируется: если за период измерений

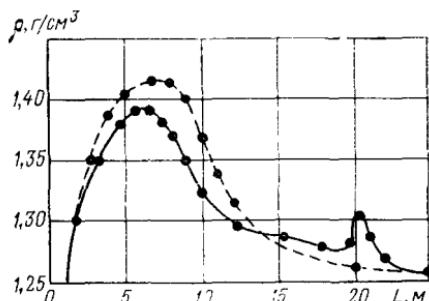


Рис. 20.4. Характер возрастания крутизны зависимости плотность угля — расстояние до забоя (предупредительный признак)

происходит осадка основной кровли, то характер зависимости резко меняется. При приближении момента осадки плотность резко увеличивается, а после осадки уменьшается, причем крутизна зависимости плотность — расстояние до забоя значительно отличается от ее крутизны в период отсутствия осадки основной кровли.

Этот признак, непосредственно предшествующий осадке основной кровли, был впервые обнаружен В. И. Кимковым.

Такое повышение плотности на графике плотность угля — расстояние до забоя выражается в появлении своеобразного пика, крутизна которого резко возрастает по сравнению с крутизной той же зависимости в предшествующий период, как представлено на рис. 20.4.

Образование такого пика обычно четко проявляется за пять—шесть циклов до очередного облома основной кровли, что дает возможность провести в лаве необходимые мероприятия.

При получении достаточного опыта срок наблюдений может быть сокращен до 5—6 сут, а точность прогноза — повышенена.

Опыт трехлетнего использования этого метода на шахте им. 50-летия Октября дал вполне положительные результаты, позволил систематически и надежно прогнозировать осадки основной кровли.

§ 3.

Методика прогнозирования основных параметров проявлений опорного давления при проведении и поддержании штреков на границе с выработанным пространством

При проведении и поддержании штреков на границе с выработанным пространством особое значение приобретает характер деформирования краевой зоны угольного массива под влиянием бокового опорного давления. Для обеспечивания оптимальных условий проведения и поддержания штреков не-

обходится заранее знать, т. е. уметь прогнозировать, ряд параметров.

Прежде всего необходимо знать максимальную величину просадки крепи штрека. Для этого надо определить максимальную деформацию краевой зоны массива по нормали к слоистости — z_{\max} . Определение z_{\max} позволяет принять ее запас n , который обычно берется в пределах $n=2\div 3$.

Далее, необходимо знать расстояние от очистного забоя, на котором наиболее целесообразно вести перекрепление штрека, поддерживаемого на границе с выработанным пространством, а при проходке штрека вприсечку необходимо знать отставание забоя этого штрека от очистного забоя. Вполне понятно, что это расстояние определяется величиной z_{\max} .

Помимо того, в случаях оставления целиков необходимо рассчитать ширину целиков, для чего нужно знать ширину боковой зоны опорного давления u_{\max} (см. гл. X).

При отсутствии методов прогноза этих величин приходится пользоваться аналогиями по литературным источникам или временными руководствами, составляемыми обычно на основании обобщения производственного опыта. Недостатки таких решений очевидны, поскольку в конкретных условиях все указанные выше параметры могут быть совершенно отличными от рекомендуемых. Эти параметры изменяются при отработке данного шахтного поля с переходом на новые горизонты, а также в случаях изменений строения и свойств вмещающих пород, и в частности кровли, мощности и свойств разрабатываемого пласта и других факторов, учет которых в конкретной обстановке весьма затруднен, а следовательно, оценка их влияния невозможна. Поэтому наиболее эффективным было бы прогнозировать эти величины на основе измерений параметров процесса деформирования краевой зоны.

Ниже приводится методика прогнозирования указанных параметров на примере условий шахт объединения «Интауголь»*.

Искомые параметры можно отыскать, если найти уравнение поля деформаций краевой зоны. Для этих целей на основе результатов шахтных и лабораторных исследований, выполненных методом полупространственных или объемных моделей, находятся аппроксимирующие зависимости величины сжатия краевой зоны z от расстояний x и y , т. е. $z=f_1(x)$; $z=f_2(x)$. Производя их совместное интегрирование, получим искомое уравнение поверхности деформаций краевой зоны.

Характер поля деформаций краевой зоны угольного массива, который формируется под влиянием бокового опорного давления, по результатам шахтных и лабораторных исследований для данных условий представлен на рис. 9.9.

* Методика разработана с участием В. В. Чельцова и Н. М. Чельцовой.

В плоскости $z=f_1(x)$ кривая деформаций с достаточным приближением может быть аппроксимирована уравнением

$$z = z_{\max} \frac{1}{1 + e^{2\alpha(x - x_0)}}, \quad (20.8)$$

где z_{\max} — максимальные перемещения пород определенного типа кровли; α — безразмерный коэффициент; x_0 — расстояние от очистного забоя до точки, в которой перемещение пород кровли составляет половину максимальных.

В плоскости yOz закономерность деформаций $z=\varphi(y)$ достаточно хорошо аппроксимируется экспоненциальной кривой

$$z = z_{\max} e^{-ky}.$$

Из этих двух формул получим уравнение поверхности деформаций боковой зоны угольного массива под влиянием опорного давления

$$z = z_{\max} e^{-ky} \frac{1}{1 + e^{2(my + \alpha)(x + cy - x_0)}}. \quad (20.9)$$

Параметры z_{\max} , k , a , a' , m , c , x_0 , входящие в правую часть этого уравнения, определяются по измерениям частных значений перемещений z_i в конкретных натуральных условиях, отдельно для каждого данного горизонта. Для этого достаточно измерить шесть частных значений z_i ; три из них (z_1 , z_2 , z_3) — вдоль оси ox и три (z'_1 , z'_2 , z'_3) — вдоль оси ox' (см. рис. 9.9).

Для конкретного горизонта в целях размещения наблюдательной станции из штрека, вне зоны опорного давления, на расстоянии примерно 100—150 м впереди очистного забоя проводится ниша в направлении массива угля, как показано на рис. 9.9. Наблюдательная станция включает две пары контурных реперов устанавливаемых у переднего края ниши в кровлю и почву, в точках 1 и 2 (см. рис. 9.9) на пересечении створа реперов с осями ox и ox' . Расстоянием между осями принимается 4 м. Ниша должна иметь длину несколько более 4 м, а ее ширина принимается из условий удобства работ 1,7—2 м.

В процессе приближения очистного забоя к створу реперов, начиная с расстояния x_1 , их сближения будут все более возрастать.

Измеряемыми величинами являются: деформации сжатия пласта (сближения реперов) z_i и расстояния x_i от забоя до створа реперов. Измерения следует вести регулярно, например ежесуточно.

Из всех значений z_i следует отобрать как минимум три; при $x_3 = 0$, $x_2 = \frac{x_1}{2}$ и x_1 — расстояние, при котором начинаются первые подвижки реперов.

Эти измерения позволяют получить необходимые для подсчета параметров уравнения поверхности деформаций боковой зоны, шесть частных значений деформаций, три из них для первой пары — $z_1(x_1; 0)$, $z_2(x_2; 0)$, $z_3(0; 0)$, а также три для второй — $z'_1(x_1; 4,0)$; $z'_2(x_2; 4,0)$; $z_3(0; 4,0)$.

Параметры уравнения (20.9) определяются по формулам, полученным расчетным путем:

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{1}{4} \ln \left(\frac{z_1}{z'_1} \right); & z_{\max} &= \frac{1}{\frac{1}{z_1} - \frac{z_3}{z_2^2}}; \\ \alpha' &= 0,05 \ln \left(\frac{z'_2}{z'_3} \right); & \alpha &= 0,05 \ln \left(\frac{z_2}{z_3} \right); \\ C &= \frac{x_0 - x'_0}{4}; & m &= \frac{\alpha' - \alpha}{4} \ln \left(\frac{z_2}{z_3} \right); \\ p &= \frac{1}{\frac{z_2^2}{z_1 z_3} - 1}; & x_0 &= 10 \frac{\ln P}{\ln \frac{z_2}{z_3}}. \end{aligned} \right\} \quad (20.10)$$

Подставляя значение этих параметров в уравнение (20.9), получим уравнение поля деформаций для данного горизонта, а следовательно, и все искомые величины. При переходе на новый горизонт прогнозирование необходимо проводить заново, равно как и в случаях изменений мощностей пласта и вмещающих пород, их строения и прочностных характеристик.

§ 4.

Методы прогнозирования геологических нарушений кровли впереди очистных забоев

Многие месторождения, помимо крупных геологических нарушений, имеют более мелкие и весьма мелкие — локальные нарушения пластов и особенно их кровли, которые не выявляются в результате геологоразведочных работ. К их числу относятся: сбросы, пережимы, слабые зоны различных замещений, карстовые зоны и др.

Неожиданные выходы в забой таких нарушений нередко представляют большую опасность, приводят к образованиям вывалов в кровле, заколов, завалов лав, другим помехам добывчих работ, вызывают срывы добычи отдельных забоев и шахт в целом, травматизм, иногда — тяжелый материальный и моральный ущерб. Поэтому одной из важнейших задач является прогноз геологических нарушений впереди очистных за-

боев, что возможно выполнить лишь методами физического зондирования.

В настоящее время из числа таких методов прошли промышленные испытания методы прогноза локальных нарушений: гамма-гамма-метод и электрометрический.

Гамма-гамма-метод прогнозирования ослабленных зон в кровле очистных выработок

Прогнозирование устойчивости кровли очистных выработок в зонах карстовых нарушений гамма-гамма-методом применяется в условиях Ленинградского района Прибалтийского сланцевого бассейна, на шахтах «Ленинградская объединенная» и № 3.

Целью прогноза является составление карт устойчивости кровли.

Основой данного метода являются закономерности распределения, в пределах карстовых зон двух параметров: $z_{\text{эф}}$ — эффективного атомного номера, являющегося гамма-квантовой характеристикой вещества (показатель валового вещественного состава); $\Delta\rho$ — составляющей изменений плотности пород кровли за счет процессов их геохимических преобразований, происходивших в процессе карстообразования [16].

Эффективный атомный номер определяется осуществлением зондирования пород кровли методом плотностного гамма-гамма-каротажа. Величина $\Delta\rho$ определяется по формуле

$$\Delta\rho = \frac{h\Delta\rho + \rho_0\Delta h}{h_0}, \quad (20.11)$$

где h , h_0 — мощности расчетной пачки пород в кровле соответственно в измененном и нормальном разрезе; ρ_0 — средняя плотность пород пачки в нормальном разрезе; Δh , $\Delta\rho$ — изменение средней плотности пород и мощности пачки по сравнению с нормальным разрезом.

Величины ρ_0 и $\Delta\rho$ также определяются методом плотностного гамма-гамма-каротажа.

Для оконтуривания зон с пониженной устойчивостью кровли в призабойном пространстве необходимо иметь численные значения показателей $\Delta\rho$ и $z_{\text{эф}}$, разграничитывающие эти зоны от кровли не нарушенной карстовыми зонами, имеющих в данных условиях нормальную устойчивость.

В результате многолетних исследований [16] установлены следующие граничные величины показателя $\Delta\rho$:

а) $\Delta\rho = 0,3 \div 1,3 \text{ мН/см}^3$ — породы кровли сохраняют устойчивость, образование заколов и обрушения пород кровли в призабойном пространстве камер-лав крайне редки;

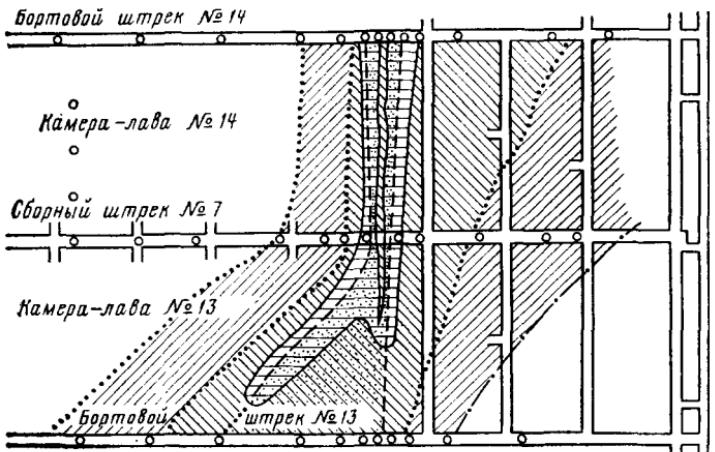


Рис. 20.5. Пример построения карты прогноза устойчивости пород кровли камер-лав и лав:

1 — карстовое нарушение; 2 — места расположения шпуров; 3 — области со значениями показателя ($\Delta\rho_r$) до $0,13 \text{ г}/\text{см}^3$; 4 — то же ($\Delta\rho_r$), в пределах $0,13\text{--}0,26 \text{ г}/\text{см}^3$; 5 — то же ($\Delta\rho_r$), $0,26 \text{ г}/\text{см}^3$; 6 — границы; 7 — граница зоны дробления; 8 — зона дробления

б) $\Delta\rho_r = 1,3\text{--}2,6 \text{ мН}/\text{см}^3$ — в породах кровли наблюдаются образования заколов, вывалы пород, отслоения и внезапные обрушения значительных масс; безопасное ведение очистных работ в пределах таких участков кровли возможно лишь при усилении крепи очистных выработок.

Помимо того, в карстовых зонах выделяются зоны дробления, в пределах которых породы кровли крайне неустойчивы, поддержание кровли сопряжено с завалами лав и поэтому ведение очистных работ в этих зонах нерентабельно.

Контуры зоны дробления четко определяются граничной величиной $z_{\text{эф}}$, которая на основании многолетних шахтных и лабораторных исследований определяется условием $z_{\text{эф}} < 14$ единиц.

Эти показатели позволяют составить карты прогноза устойчивости.

Для этих целей необходимо провести плотностный и селективный гамма-гамма-каротаж скважин (шпуров), которые бурятся в кровле подготовительных выработок, оконтуривающих подготовленный участок и расположенных вкрест карстового нарушения.

После выполнения каротажных работ, определений $z_{\text{эф}}$, вычисления величин $\Delta\rho_r$ по формуле (20.11) и проведения интерполяции результатов измерений по соседним профилям составляется собственно карта прогноза устойчивости кровли следующим образом. На плане горных работ строятся изолинии граничных показателей $\Delta\rho_r$, т. е. $\Delta\rho_r = 0,3$; $\Delta\rho_r = 1,3$; $\Delta\rho_r =$

= 2,6 мН/см³, а затем — контуры зон дробления по граничному показателю $z_{\text{эф}} < 14$.

Области различной устойчивости кровли полезно раскрашивать разным цветом. Пример таких карт представлен на рис. 20.5.

На основе контуров зон дробления проектируют контуры прикарстовых целиков, а на основе контуров других зон — паспорта крепления камер-лав.

Метод прогноза геологических нарушений при отработке угольных пластов в сложных условиях

Целью электрического метода прогноза является заблаговременное выявление геологических нарушений, типа слабых зон, сбросов впереди очистных забоев, что позволяет принять своевременные меры по изменению технологии выемки, управлению горным давлением и креплению, локализовать или снизить до минимума их вредное влияние на поточность (цикличность) добычи.

Этот метод применяется на ряде шахт, в том числе на шахте им. 50-летия Октября производственного объединения «Гуковуголь» и других.

Электрометрический метод прогноза геологических нарушений (макронеоднородностей) массива горных пород основан на изучении эффекта искажения электрического поля вблизи этих неоднородностей. Аномальный эффект возрастает с увеличением крупности неоднородностей, уменьшением расстояния до точки наблюдения и возрастанием отличий по электрическим свойствам от окружающей среды [20].

Исследования проводятся в выработках, оконтуривающих выемочный участок, в период его подготовки или отработки.

Изучается электрическое поле, создаваемое в массиве горных пород искусственно, путем подачи напряжения на два питающих электрода, заземленных в стенку выработки. Распределение напряжений в массиве изучается путем измерений разности потенциалов на двух приемных электродах, заземляемых, как и питающие, в стенку выработки.

Взаиморасположение электродов может быть различным. Наиболее часто используется симметричное расположение относительно точки наблюдения: справа и слева от точки наблюдения, на определенном расстоянии от нее и друг от друга, располагаются по одному питающему и одному приемному электроду.

Измерение изменений электропроводности массива осуществляется двумя способами: зондированием и профилированием массива.

Зондирование массива заключается в измерении изменений электрических свойств пород в зависимости от глубины охвата

массива, что достигается изменением расстояний между питающими электродами. Диапазон изменений этих расстояний принимается в зависимости от размеров исследуемого участка.

Профилирование массива состоит в измерении изменений электрических свойств пород вдоль выработки при постоянной глубине, что достигается путем сохранения расстояния между питающими электродами.

Применение комбинаций этих способов позволяет исследовать подготовленный участок на всю длину и высоту этажа, подэтажа, яруса, столба, панели.

В целях уточнения полученных результатов применяется просвечивание участка; при этом оба питающие электрода размещаются на одном штреке (например, откаточном), а оба приемных — на другом (например, вентиляционном).

Структура электрического поля и особенности распространения электрического тока в массиве определяются удельным электрическим сопротивлением горных пород, слагающих массив, и расположением границ между породами с различным удельным электрическим сопротивлением.

Поэтому в качестве основного параметра, характеризующего изучаемый массив горных пород, принимается удельное электрическое сопротивление ρ .

В процессе исследования получают удельное электрическое сопротивление массива горных пород ρ_k , которое дает обобщенную характеристику неоднородного по электрическим свойствам массива; оно называется «кажущимся» или «эффективным» удельным электрическим сопротивлением и определяется по формуле

$$\rho_k = k \frac{\Delta u}{I}, \quad (20.12)$$

где Δu — разность потенциалов между двумя точками массива, в которых заземлены приемные электроды; I — сила тока в линии питающих электродов; k — коэффициент, определяемый геометрией расположения питающих и приемных электродов.

Для рассматриваемого варианта симметричной четырехэлектродной установки

$$k = \frac{\pi (r_{AB}^2 - r_{MM}^2)}{4r_{MM}}. \quad (20.13)$$

Результаты измерений представляются в виде графиков, на которых по горизонтальной оси в линейном масштабе откладывается расстояние между точкой наблюдения и некоторой опорной точкой (например, маркшейдерский пикет в начале штрека); по вертикальной оси в логарифмическом масштабе — значение ρ_k в точке наблюдения при определенном значении

расстояния между питающими электродами r_{AB} ; на графике получается серия кривых r_k для различных r_{AB} .

Линии r_k при отсутствии геологических нарушений незначительно (на величину, не превышающую 10%) отклоняются от прямой, параллельной горизонтальной оси (нормальное поле).

При наличии геологических нарушений на исследуемом участке ход кривой r_k резко меняется (рис. 20.6, а).

Местоположения нарушения, его размеры, протяженность в глубь массива, определяются в результате изучения искажений r_k на аномальных участках. На основании этого вычерчиваются контуры аномальных зон (см. рис. 20.6, б).

На угольных шахтах, не опасных по газу и пыли, используется аппаратура ИКС-50, выпускаемая серийно заводом «Геологоразведка». Эта аппаратура полностью удовлетворяет требованиям, выдвигаемым условиями работы в горных выработках: аппаратура портативна, генератор имеет достаточно большую выходную мощность, рабочая частота (22,5 Гц) обеспечивает минимум помех при работе вблизи шахтной электросети и установок, микровольтметр рассчитан на измерение напряжений в широком диапазоне (от 5 мВ до 100 В).

В качестве примера рассмотрим результаты прогнозирования данным методом контуров зон глинистых сланцев в кровле пласта l_6 для выемочных столбов лав 105 и 107, шахты им. 50-летия Октября, производственного объединения «Гуковуголь».

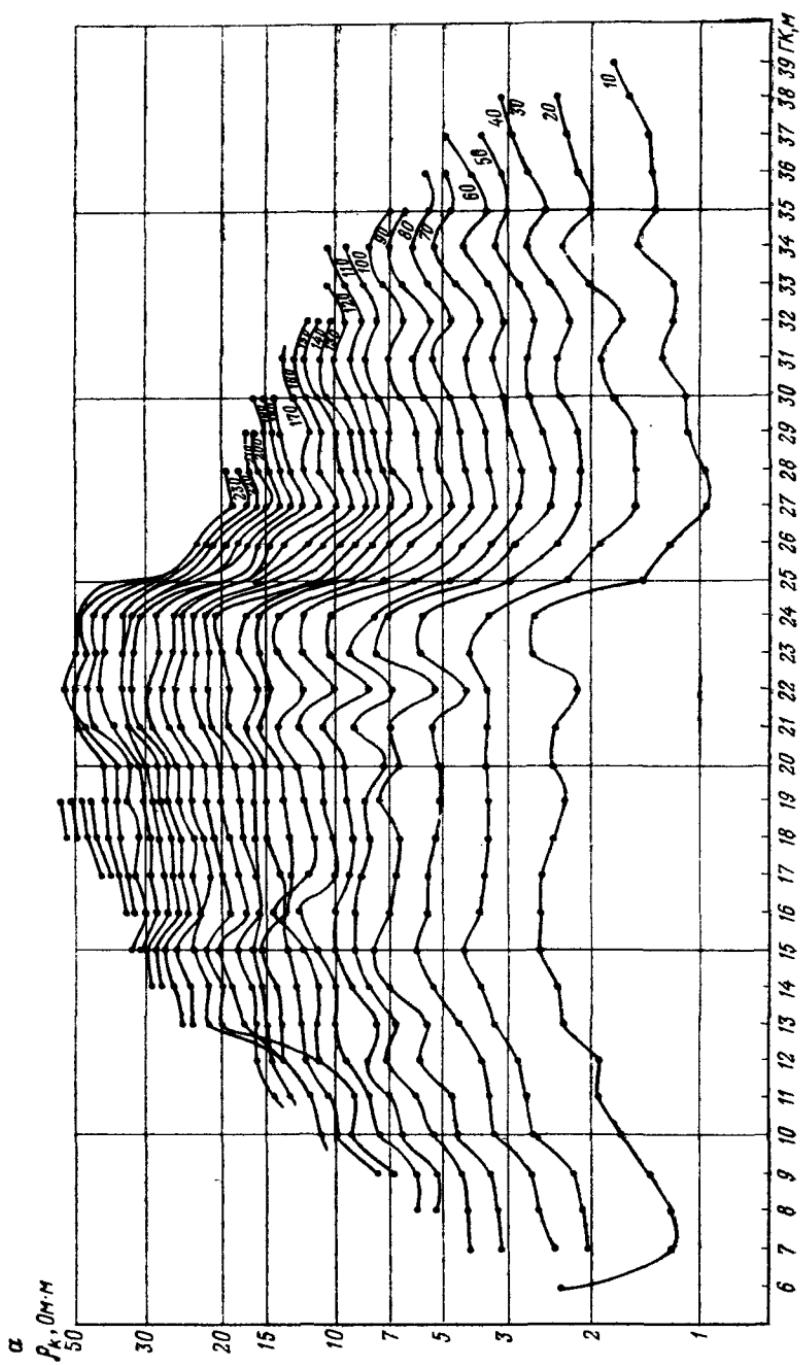
Ослабленные зоны в кровле угольного пласта приурочены к линзообразным включениям глинистых сланцев, залегающих в непосредственной кровле, представленной в основном известняком мощностью около 10 м. Мощность включений меняется в пределах от 0,2 до 3, иногда — 6 м; размеры в плоскости напластования: от нескольких метров до нескольких десятков и даже сотен метров.

Большинство зон не имеет выхода в штреки. Включения имеют тонкую слоистость и слабое сцепление с известняком, вследствие чего крайне неустойчивы.

При выходе в призабойное пространство и даже при достаточном приближении к забою они теряют связность и обрушаются в призабойное пространство, образуя куполы различных размеров, что приводит к нарушению цикличности добычи угля.

По электрическим свойствам глинистые сланцы и известняки различаются не менее чем в 10 раз. На рис. 20.6 в качестве примера даны результаты прогноза данным методом. Контуры прогнозируемых зон глинистых сланцев показаны пунктиром, а фактические, полученные при отработке столбов, — сплошными линиями.

Прогноз таких зон осуществлен для многих выемочных столбов. Сравнение прогнозируемых контуров этих слабых зон с фактическими во всех случаях показывает их достаточно близкое совпадение.



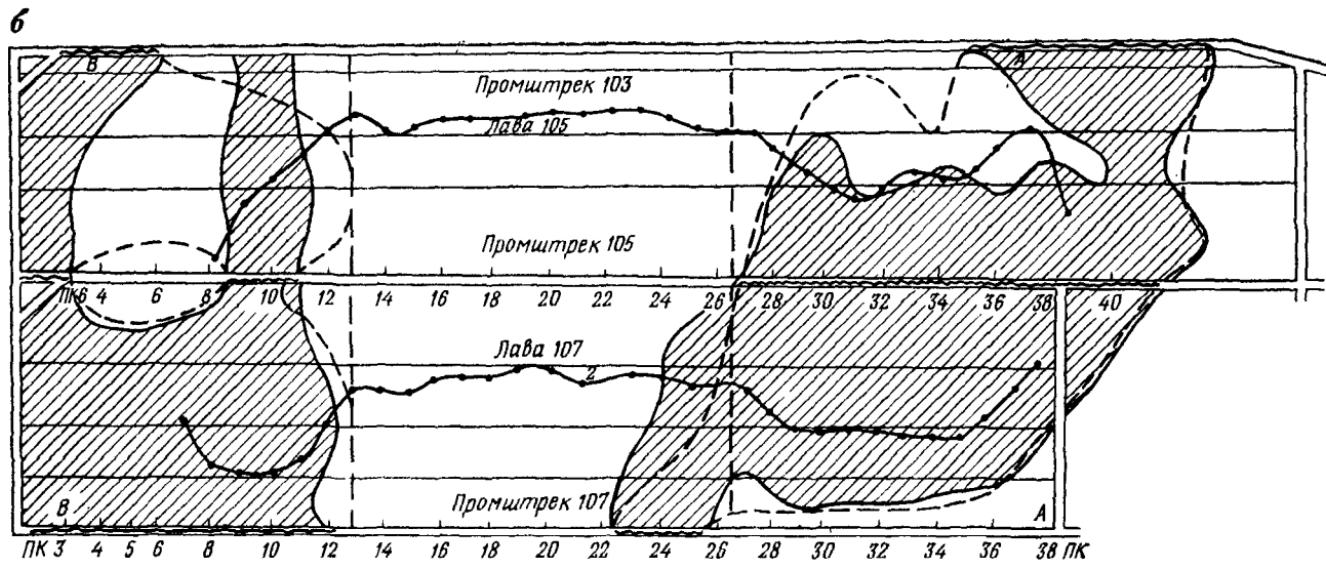


Рис. 20.6. Результаты прогноза зон глинистых сланцев в пределах двух подготовительных столбов лав 105 и 107, на шахте им. 50-летия Октября:

a — областей с различной степенью карбового изменения пород кровли; *b* — то же, но проведенные условно: — — — — прогнозируемый контур; фактический

§ 5.

Система сбора и переработки информации о проявлениях горного давления

Получение достаточно представительной информации о процессах деформаций и напряжений в горных породах и крепях на шахтах и рудниках (вообще в подземных условиях) представляет достаточно трудную задачу. Обычно такую информацию получают в процессе научно-исследовательских работ. Наблюдательные станции оборудуются относительно небольшим числом измерительных приборов, количество станций сводится к минимуму. Станции располагают обычно только в пределах небольших участков и период наблюдения принимается минимальным: 2—3 мес, редко — более.

Сбор информации, за редким исключением, осуществляется непосредственно наблюдателями, которые выполняют также и необходимую переработку полученной информации. Поэтому возникла задача создания автоматизированных систем сбора и переработки информации, которая поставлена сравнительно недавно (см. например, [23, 24] и др.). Делаются первые попытки создания некоего подобия таких систем для ограниченных по размерам участков шахт и на относительно небольшие отрезки времени, например в условиях разработки пологих угольных пластов, где горные выработки имеют малую высоту от 0,7 м до 2—5 м и где, очевидно, установка датчиков в стенах, кровле и почве выработок, контроль за их состоянием и снятие показаний приборов вполне доступны. Наиболее простыми являются подобные измерения в малогабаритных подготовительных выработках, не загроможденных оборудованием.

Но даже в этих, наиболее благоприятных условиях, оборудование подземных наблюдательных станций, контроль за их состоянием, сбор и переработка информации (не говоря уже об автоматизированных системах (представляют весьма трудоемкую задачу.

Значительно более сложной является задача создания и эксплуатации подобных автоматизированных систем в крупногабаритных выработках, на больших участках и при значительных сроках их службы, при систематических помехах, создаваемых движущимся оборудованием, необходимости одновременного получения информации о перемещениях контура выработки, деформациях окружающих их горных пород и других физических процессах, происходящих в массиве, обеспечения высокой точности измерений.

Таких систем пока не существует и создание их является очередной задачей. Можно выделить следующие типы рассматриваемых систем: с непосредственными измерениями; с использованием оптических приборов; электрифицированные; автома-

тизированные, с телефонным или радиоканалом; автоматизированные с радиоканалом и использованием ЭВМ; комбинированные системы.

Возможности систем с непосредственными измерениями в подземных условиях крайне ограничены.

Преимущества электрифицированных систем очевидны. Рассмотрим некоторые их варианты:

а) электрифицированная система сбора и переработки информации о деформациях, напряжениях в горных породах, их перемещениях, состоянии крепи выработок, с групповым запоминающим устройством. Для использования такой системы имеются необходимые условия, разработаны датчики и измерительные станции. Управление такой системой может быть ручным или автоматизированным.

Основной недостаток данной системы заключается в необходимости осуществления прокладки проводов к большому числу датчиков в ряде выработок;

б) система с радиоканалом и индивидуальными запоминающими устройствами у каждого датчика. Ее недостаток заключается в сложности установки запоминающих устройств во множестве пунктов расположения датчиков;

в) система с радиоканалом и групповым запоминающим устройством. Размещение всей аппаратуры, включая запоминающее устройство, возможно как в горных выработках, так и на поверхности. Управление такой системой должно быть автоматизировано и периодически выдавать информацию на ЭВМ для обработки. При этом ЭВМ может быть использована и как компьютер.

Оценивая возможности различных систем и ответственность задач, предпочтение следует отдать последней системе, особенно в комбинации ее с использованием оптических приборов, лазерной техники и непосредственных измерений.

Применение такой комбинированной системы дает возможность более правильно оценить функционирование ее отдельных звеньев, проводить сравнения результатов измерений различными системами и взаимный контроль измерений в отношении их точности, а также оперативно определять случаи выхода из строя тех или иных датчиков.

Информация от датчиков может приниматься и обрабатываться как в подземных выработках, так и на поверхности, а телефонный или радиоканал прокладываться по горным выработкам или через специальные скважины, пробуренные с поверхности в непосредственной близости к подземной наблюдательной станции.

Автоматизированная система сбора и переработки информации о механических и физических процессах в подземных условиях должна удовлетворять следующим требованиям: максимальная portativность и малая стоимость; высокая точность

измерений (не ниже 0,01—0,03 мм); высокий коэффициент надежности (не менее 0,9).

Система должна выполнять следующие функции:

- а) периодически, через заданный промежуток времени, опрашивать все датчики или отдельные их группы;
- б) в случае необходимости давать возможность перехода на непрерывную запись показаний датчиков;
- в) включать по вызову любой датчик;
- г) запоминать показания каждого датчика и хранить их в течение заданного промежутка времени;
- д) выдавать заполненную информацию по требованию;
- е) перерабатывать радиосигнал в число;
- ж) иметь автоматизированное управление;
- з) обеспечивать оператору возможность вмешиваться в процессы опроса, переработки, записи и запоминания показаний датчиков в любой момент времени;
- и) перерабатывать показания датчиков в графики или таблицы, строить результирующие графики нарастающим итогом или по запросу.

Наконец желательно, чтобы ЭВМ данной системы давала предупреждения о приближении аварийной ситуации и совет о возможных действиях оператора.

Заключение

Комплекс вопросов, освещенных в настоящей книге, далеко не охватывает всего круга проблем, рассматриваемых наукой «Механика горных пород и массивов».

Так, например, не рассматривались процессы: внезапных выбросов, горных ударов, пучения почвы, деформаций и разрушений горных пород вокруг вертикальных и наклонных стволов и т. д.

Полный охват всех вопросов в одной книге невозможен, поскольку поле для научных исследований в области механики горных пород и массивов необозримо, круг задач — обширен, задачи — весьма разнообразны и многочисленны.

Основная особенность механических процессов, происходящих в горных массивах, при разработке угольных да и других месторождений заключается в развитии разрушений пород покрывающей толщи разной интенсивности на огромных по размерам выемочных участках и шахтных полях, достигающих, в условиях разработки угольных месторождений системами длинных забоев с полным обрушением кровли, по простиранию — 10—15 км, по падению — 5—6 км и более и по глубине — нескольких сотен метров. Это приводит к большим, а при разработке свит пластов — многократным оседаниям и перемещениям толщи покрывающих пород, изменениям их состояния и свойств на десятки и сотни метров от разрабатываемого пласта, изменениям состояния и свойств подстилающей толщи. При этом длительность периода затухания процессов измеряется часто годами, завершается в разных частях массива в разные отрезки времени.

Таким образом, при разработке свит пластов приходится вести работы в измененных, трещиноватых, частично разрушенных массивах. Главнейшими типами становятся несплошные, разделенные среды с переменными масштабами и интенсивностью нарушений.

Вследствие этого возникают весьма сложные задачи разных классов.

Наибольшее распространение имеют задачи комбинированных сред, задачи на границе сплошной и несплошной сред и задачи собственно несплошных сред.

Задачи чисто сплошных сред имеют несравненно меньшее распространение. Сложность задач механики горных пород и массивов также резко ограничивает круг вопросов, к которым приложимы феноменологические подходы.

В приложении к несплошным (разделенным) средам, какими в большинстве задач являются горные массивы, решения, получаемые методами механики сплошных сред, следует расценивать лишь как некие исходные, полезные для поисков приближенных решений. Отличия результатов, получаемых указанным методом, от получаемых, например, методом объемных моделей, могут достигать от одного до пяти порядков и более (см. гл. XV, § 5 и 6).

Поэтому одной из важнейших задач механики горных пород и массивов является развитие механики несплошных сред, что позволит решать также и комбинированные задачи.

В то же время следует развивать приложение методов механики сплошных сред, возможности которой еще далеко не исчерпаны. Достаточно указать на обнадеживающие результаты расчетов опорного давления в слоистых породах (с различными деформационными свойствами) с применением вариационного метода Лагранжа (см. гл. X), а также на результаты, получаемые с использованием метода конечных элементов.

Недостаточное развитие механики несплошных сред заставляет сделать упор на необходимость дальнейшего интенсивного развития новых и широкого использования существующих методов моделей: эквивалентных материалов, компенсирующей нагрузки, объемных, полупространственных, плоских и фрагментарных.

Методы моделей позволяют исследовать влияние различных факторов, получать достоверную качественную картину явлений, а также порядок величин основных искомых параметров. При решении сложных задач несплошной среды метод моделей остается часто единственным средством получения достоверных решений.

Именно ввиду специфики изменений структуры горных массивов, в процессе их разработки методы шахтных исследований должны получить большое развитие, особенно в отношении создания новой аппаратуры и оборудования, развития и углубления интерпретации результатов исследований. Это повысит значение шахтных исследований при выявлении общих закономерностей механических процессов, происходящих в горных массивах, а также их роль в получении достоверной информации в конкретных условиях.

Одной из важнейших задач остается задача создания на основе методов физического зондирования массива автоматизированных систем сбора и переработки информации о физических процессах, протекающих в недрах при разработке и экс-

плуатации месторождений, возведении и эксплуатации подземных сооружений.

Основным правилом механики горных пород и массивов должно стать следующее: созданию расчетного метода должна предшествовать разработка достоверной расчетной схемы. Именно такая схема и может быть создана на основе сочетания методов моделей и шахтных исследований.

Для решения многих сложных задач механики горных пород и массивов потребуются объединение усилий не только горных инженеров и горных инженеров-физиков, но и математиков, физиков, химиков, специалистов по теории сплошных и несплошных сред, объединение усилий ряда вузов и НИИ по разработке различных проблем.

Список литературы

1. Ардашев К. А. Исследование и анализ проявлений горного давления при разработке мощных крутых пластов Прокопьевско-Киселевского месторождения Кузбасса. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. Л., ЛГИ, 1968.
2. Охрана подготовительных выработок без целиков/Н. П. Бажин, В. Н. Корнилков, В. В. Райский и др. М., Недра, 1975.
3. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Механика горных пород. М., Недра, 1975.
4. Безкаравайный В. Г. Исследование устойчивости неоднородных целиков. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. Л., ЛГИ, 1964.
5. Безухов Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М., Высшая школа, 1961.
6. Бич Я. А. Горные удары и методы их прогноза. М., ЦНИИИТЭИуголь, 1972.
7. Бобылев А. П. Исследования проявлений горного давления в очистных забоях угольных шахт с целью разработки научных основ создания механизированных крепей при струговой выемке. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. М., МГИ, 1969.
8. Борисов А. А. Давление на крепь горизонтальных выработок. М., Углехиздат, 1948.
9. Борисов А. А. Разрушение углей и горных пород ударной нагрузкой.— В кн.: Расчеты, конструирование и испытания горных машин. М., Углехиздат, 1955, № 2, с. 5—49.
10. Борисов А. А. Новые методы исследований и расчетов горного давления в лавах пологих пластов. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. Л., ЛГИ, 1960.
11. Борисов А. А. Новые методы расчета штанговой крепи. М., Госгортехиздат, 1962.
12. Борисов А. А. Расчеты горного давления в лавах пологих пластов. М., Недра, 1964.
13. Борисов А. А., Нионгав Б. И., Ромадин Н. М. Расчет напряжений в междукамерных целиках.— В кн.: Записки ЛГИ. М., Недра, 1966. Т. 51, с. 78—84.
14. Борисов А. А., Толстунов И. П., Васильев В. В. Исследования и расчеты междукамерных целиков. Техника и экономика угледобычи. Сб. ЦИТИугля, № 6, 1966.
15. Борисов А. А. Механика горных пород. Л. ЛГИ, 1968.
16. Борисов А. А., Вишняков Э. Х. Прогнозирование нарушений кровли.— Труды всесоюзной конференции по механике горных пород. М., Недра, 1977.
17. Технология подземной разработки пластовых месторождений. Под общей ред. А. А. Борисова. М., Недра, 1972.
18. Борисов А. А., Суглобов С. Н. Методы расчета нагрузок на искусственные целики.— В кн.: Записки ЛГИ. Л., ЛГИ, 1972. Т. 61, с. 13—21.
19. Борисов А. А., Кимков В. И. Регистрация зон отжима и оценка напряженного состояния пласта в качестве контроля, режима работы механизированных комплексов. Тезисы докладов к всесоюзному семинару по управлению неустойчивой кровлей пологих угольных пластов механизированными крепями. М., Недра, 1973.
20. Борисов А. А., Морозов Г. И., Маркина Е. А. Определение зон ослабленных пород в кровле пласта впереди очистного забоя. Тезисы докладов к всесоюзному семинару по управлению неустойчивой кровлей пологих угольных пластов механизированными крепями. М., Недра, 1973.

21. Борисов А. А., Толстунов С. А., Леонов Е. А. Прогнозирование зон деформаций и разрушений в окрестности полостей, образованных мощными камуфлетными взрывами в слоях.— Горный журнал, 1974, № 10, с. 25—28.
22. Борисов А. А., Кайдалов Н. Н., Лабазин В. Г. Расчет опорного давления вариационным методом. Физические процессы горного производства.— Межвузовский сборник. Л., ЛГИ, 1976, № 3, с. 17—23.
23. Борисова М. А. Разработка методов оперативного контроля и прогноза деформаций кровли очистных забоев с помощью ЭВМ. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. Л., ЛГИ, 1973.
24. Борисова М. А. Основы методики систематического контроля опусканий кровли в очистных забоях.— В кн.: Записки ЛГИ. Л., ЛГИ, 1972. Т. 51, с. 92—97.
25. Бубнов И. Г. Труды по теории пластин. М., Гостехиздат, 1953.
26. Бублик Ф. П., Иванов Г. А., Плахов А. В. К вопросу определения нагрузки на предохранительные и барьерные целики.— Уголь, 1974, № 2, с. 3—5.
27. Булычев Н. С. Основные вопросы строительной механики вертикальных шахтных стволов, сооружаемых бурением и обычным способом. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. Л., ЛГИ, 1971.
28. Векслер Ю. А. Исследование больших деформаций ползучести и разрушения горных пород вокруг горизонтальных выработок. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. КПИ, 1971.
29. Веников В. А. Теория подобия и моделирования. М., Высшая школа, 1976.
30. Вопросы теории горного давления. Под общей ред. А. А. Борисова. М., Госгортехиздат, 1961.
31. Временное руководство по выбору мест расположения подрабатываемых и надрабатываемых штреков при разработке пологих пластов Донбасса. М., Госгортехиздат, 1963.
32. Гмошинский В. Г. Горное давление на пологий угольный пласт в окрестности выработки.— Уголь, 1957, № 6, с. 16—23.
33. Григорьев В. Л. Исследование устойчивости капитальных выработок на глубоких горизонтах. М., ЦНИИУголь, 1976.
34. Галерkin Б. Г. Упругие тонкие плиты. М., Госстройиздат, 1933.
35. Грицко Г. И., Власенко Б. В., Мусалимов В. М. Экспериментально-аналитический метод определения напряжений в угольном пласте.— В кн.: Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. Новосибирск, 1971, № 1, 35—44.
36. Динник А. Н. Статьи по горному делу. М., Углехиздат, 1957.
37. Ержанов Ж. С. Ползучесть горных пород и ее влияние на напряжено-деформированное состояние сооружений. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. КПИ, 1962.
38. Ершов Л. В., Максимов В. А. Введение в механику горных пород. М., Недра, 1976.
39. Жуков В. В., Чернов Е. В., Довченко Г. Н. Напряженно-деформированное состояние слонистого массива. М., Наука, 1973.
40. Заславский Ю. З. Горное давление и крепь в капитальных выработках глубоких шахт Донбасса. Донецк, ДонУГИ, 1968.
41. Зубов В. П. Исследования динамики напряженно-деформированного состояния пород междупластья при разработке сближенных пластов в нижходящем порядке (на примере шахты «Гуковская»). Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук Л., ЛГИ, 1975.
42. Ильюшин А. А. Пластичность. М., Гостехиздат, 1948.
43. Свойства горных пород и методы их определения/Е. И. Ильницкая, Р. И. Тедер и др. М., Недра, 1969.
44. Калманов А. С. Строительная механика пластинок. М., Машстройиздат, 1950.
45. Кандыба Н. А. Подземные сооружения. ВИТУ, ВМФ, 1952.

46. Колесов Г. В. О некоторых приложениях комплексного преобразования уравнений математической теории упругости к отысканию общих типов решения этих уравнений. Изв. Ленинградского электротехнического института, 1928.
47. Кузнецов Г. Н. Определение полной несущей способности кровли подземных выработок. Л., ВНИМИ, 1950.
48. Кузнецов Г. Н. О механизме взаимодействия боковых пород и крепи в очистных выработках пологопадающих угольных пластов. — В кн.: Исследования горного давления применительно к механизированным крепям. М., Углехиздат, 1954.
49. Лабасс А. Давление горных пород в угольных шахтах. — В кн.: Вопросы теории горного давления. М., ГНТИ, 1961.
50. Ловецкий Е. С. Основы исследований прочности связных грунтов. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. М., Гидропроект, 1962.
51. Либерман Ю. М. Давление на крепь капитальных выработок. М., Наука, 1969.
52. Максимов А. П. Горное давление и крепь выработок. М., Недра, 1973.
53. Матвеев Б. В. О графическом представлении механизма работы крепи в горной выработке. — Уголь, 1952, № 11, 28—32.
54. Матвеев Б. В. Требования к определению механических свойств горных пород при разработке месторождений полезных ископаемых подземным способом. Л., ВНИМИ, 1965.
55. Махно Е. Я. Вопросы разработки крутопадающих пластов угля с применением щитовой крепи. М., Углехиздат, 1957.
56. Мельников Н. В. Выступление на IV Всесоюзной конференции по механике горных пород. — В кн.: Современные проблемы механики горных пород. М., Наука, 1972.
57. Нестеренко Г. Т. Методика и некоторые результаты исследований параметров камерно-столбовой системы разработки. — В кн.: Методы определения размеров опорных целиков и потолочин. М., Изд-во АН СССР, ОТИ, 1962.
58. Протосеня А. Г. О возможности сведения решения двухсвязной задачи взаимного влияния двух горных выработок к односвязной. — В кн.: Записки ЛГИ. Л., ЛГИ, 1972, Т. 56, с. 76—83.
59. Протодьяконов М. М. Давление горных пород и рудничное крепление. М., Гостехиздат, 1930.
60. Ritter W. Die Static der Tunnel — gewölbe. Berlin, 1879.
61. Рунненейт К. В. Некоторые вопросы механики горных пород. М., Углехиздат, 1954.
62. Ржевский В. В. Физико-технические параметры горных пород. М., Наука, 1975.
63. Савин Г. Н. Распределение напряжений около отверстий. М., Наука, 1968.
64. Sainstowicr A. Szinnik crask w Zagadmeniach mechaniki Przeglad Gorniczy. № 1—2, 1959.
65. Слесарев В. Д. Механика горных пород. М., Углехиздат, 1948.
66. Слесарев В. Д. Определение оптимальных размеров целиков различного назначения. М., Углехиздат, 1948.
67. Соколов А. П. Об упруго-пластическом состоянии пластинки. М., Изд-во АН СССР, 1948, Т. 60.
68. Трумбачев В. Г. Исследование горного давления в очистных выработках оптическим методом. М., Углехиздат, 1955.
69. Феннер Р. Исследование горного давления. — В кн.: Вопросы теории горного давления. М., Госгортехиздат, 1961, с. 5—59.
70. Филатов Н. А. Развитие методов моделирования в связи с задачами комплексных исследований горного давления в подземных выработках. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук. Л., ЛГИ, 1975
71. Филоненко-Бородич М. М. Теория упругости. М., Гостехиздат, 1947.

72. Христианович С. А., Баренблат Г. И. Об обрушении кровли в горных выработках. М., Изд-во АН СССР, ОТН, 1965.
73. Целигоров А. И. Некоторые вопросы получения горных пород. М., Углетехиздат, 1949.
74. Цымбаревич П. М. Механика горных пород. М., Углетехиздат, 1948.
75. Черняк И. Л. Теоретические и экспериментальные исследования устойчивости капитальных и подготовительных выработок. Дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук М., МГИ, 1966.
76. Шерман Д. И. О напряжениях в весомой полуплоскости, ослабленной двумя круговыми отверстиями. — В кн.: Прикладная математика и механика. М., Изд-во АН СССР, Т. 15, вып. 3, 1951.
77. Шкллярский М. Ф. Определение параметров зоны опорного давления. Горное давление и горные удары. Л., ВНИМИ, 1973, № 88, с. 110—115.
78. Шевяков Л. Д. Разработка месторождений полезных ископаемых. М., Углетехиздат, 1953.

Оглавление

Предисловие	3
Раздел первый	5
Проблемы механики горных пород. Свойства горных пород	5
Глава I. Развитие механики горных пород и массивов (механики недр)	5
§ 1. Физические процессы при производстве горных работ	5
§ 2. Горное давление	7
§ 3. Горная физика	10
§ 4. Механика горных пород и массивов	11
§ 5. Основные проблемы	14
Глава II. О механических свойствах горного массива	16
§ 1. О структуре горного массива. Типы горных массивов	16
§ 2. Классификация горных пород	18
§ 3. О механических свойствах горных пород	23
§ 4. Оценка механических характеристик горных пород в натуральных условиях	26
Раздел второй	31
Механика горных пород при проведении и поддержании подготовительных выработок	31
Глава III. Типы и режимы работы шахтных (горных) крепей	31
§ 1. Горные крепи	31
§ 2. Классификация горных крепей	32
§ 3. Характеристика работы крепи	33
§ 4. Режимы работы крепей	36
Глава IV. Процессы деформаций и разрушений горных пород в штреках, не подверженных влиянию очистных забоев	37
§ 1. Сущность вопроса и постановка задачи	37
§ 2. Влияние характеристик крепей на величины и распределение реакций крепей	39
§ 3. Исследования характера разрушений пород при контурной зоне	42
§ 4. Вопросы перехода горных пород при контурной зоне в пластичное состояние	47
§ 5. Гипотезы горного давления на основе использования механики сплошной среды	50
§ 6. Гипотезы горного давления на экспериментальной основе	65
Глава V. Процессы деформаций и разрушений горных пород в штреках, подверженных влиянию очистных забоев	101
§ 1. Влияние опорного давления на выемочные штреки	101
Раздел третий	106
Механические процессы в горном массиве при разработке одиночных пластов системами с длинными забоями	106
Глава VI. Механические процессы в твердых слоистых породах при разработке пологих пластов	106
§ 1. Эквивалентные пролеты	106
§ 2. Процессы деформаций и разрушений непосредственной кровли	108
§ 3. Процессы деформаций и разрушений основной кровли	112
§ 4. Расчет несущей способности основной кровли	115
§ 5. Взаимодействие непосредственной и основной кровли в режиме установившегося движения	118
§ 6. Влияние основных производственных процессов на опускание кровли пологих пластов	122
§ 7. Общий характер деформаций и разрушений твердых слоистых пород при работе с полным обрушением кровли	124

Глава VII. Механические процессы взаимодействия вмещающих пород и крепей в лавах пологих пластов	129
§ 1. Общие сведения	129
§ 2. Принципы взаимодействия крепей с вмещающими породами	131
§ 3. Расчеты вдавливания опорных элементов крепей	134
§ 4. Определение расстояний между стойками призабойной крепи	135
§ 5. Определение начального распора стоек призабойной крепи	136
§ 6. Метод расчета исущей способности непосредственной кровли и посадочной крепи до первого обрушения	137
§ 7. Расчеты крепей в стадии деформирования основной кровли	141
§ 8. Методы расчета крепей постоянного сопротивления	147
§ 9. Расчеты крепей в стадии осадки основной кровли	148
§ 10. Расчеты механизированных крепей	151
Глава VIII. Процессы деформаций и разрушений горных пород при разработке крутых пластов	154
§ 1. Особенности деформаций и разрушений наклонных балок под влиянием собственного веса	154
§ 2. Особенности деформаций и разрушений кровли крутых пластов при отработке лавами по простиранию с полным обрушением	156
§ 3. Особенности расчетов горного давления при крутом падении	159
§ 4. Расчет нагрузок на щитовые крепи	161
§ 5. Особенности распределения опорного давления на крутом падении	166
Раздел четвертый	
Основы механики горного массива при разработке свит пластов системами с длинными забоями	168
Глава IX. Опорное давление	168
§ 1. Значение опорного давления	168
§ 2. Исследования опорного давления	169
§ 3. Общий характер проявлений опорного давления	176
§ 4. Динамика опорного давления	180
§ 5. О параметрах опорного давления	183
Глава X. Расчеты опорного давления	184
§ 1. Анализ существующих методов расчета опорного давления	184
§ 2. Расчет опорного давления в период деформирования кровли до первого обрушения	189
§ 3. Методика расчета опорного давления в режиме установившегося движения	196
§ 4. Расчет опорного давления при плавном опускании кровли	198
§ 5. Управление опорным давлением	206
Глава XI. Надработка пластов	209
§ 1. Исследование процессов деформаций и напряжений в подстилающей толще при надработке	210
§ 2. Характеристика процессов деформации и напряжений в подстилающей толще при надработке	213
§ 3. Надработка пластов	215
§ 4. Особенности механики горных пород при разработке надработанных пластов	218
Глава XII. Подработка пластов	223
Глава XIII. Рациональное размещение штреков	229
§ 1. Основные положения. Зоны влияния	229
§ 2. Опасные зоны	234
§ 3. Подработка штреков	235
§ 4. Надработка штреков	238
Раздел пятый	
Процессы деформаций и разрушений целиков при системах разработки с длинными и короткими забоями	244
Глава XIV. Классификация целиков. Принципы взаимодействия целиков с вмещающими породами	244
	359

Глава XV. Исследования работы междукамерных целиков	248
§ 1. Общие положения	248
§ 2. Исследование работы целиков в шахтных условиях	249
§ 3. Исследования работы целиков методом моделей	252
§ 4. Зависимость предела прочности пород целика от соотношения его высоты к ширине	255
§ 5. Распределение нагрузок на междукамерные целики в однородных моделях	256
§ 6. Распределение нагрузок на междукамерные целики в неоднородных моделях	261
§ 7. Основные особенности работы междукамерных целиков	263
Глава XVI. Расчеты междукамерных целиков	265
§ 1. Оценка существующих методов расчета междукамерных целиков	265
§ 2. Расчет напряжений в междукамерном целике	271
§ 3. Методика расчета нагрузок на междукамерные целики на основе учета совместности деформирования целиков и пород покрывающей толщи	280
§ 4. Упрощенные методы расчета целиков по допускаемым напряжениям	290
§ 5. Расчет периодически расположенных целиков в форме стен	291
Глава XVII. Расчет нагрузок на искусственные целики	293
Глава XVIII. Расчет междуэтажных целиков	302
§ 1. Особенности нагружения и деформирования междуэтажных (межстоловых) целиков	302
§ 2. Взаимодействие целика с вмещающими породами	306
§ 3. Расчет несущей способности краевых зон целика	307
§ 4. Расчет междуэтажного целика на сжатие	310
§ 5. Особенности работы и расчета целиков на границе с выработанным пространством	314

Раздел шестой

Процессы деформаций и разрушений кровли в камерах при различных системах разработки	317
Глава XIX. Исследование и расчеты процессов деформаций и разрушений кровли в камерах	317
§ 1. Общие положения	317
§ 2. Уравнение поверхности деформаций кровли камер, закрепленных стоечной крепью	318
§ 3. Методика расчета деформаций кровли и крепей в выработках типа камер	321
§ 4. Методика расчета устойчивости незакрепленной кровли камер	324

Раздел седьмой

Методы прогноза деформаций и разрушений горных пород и геологических нарушений на основе физического зондирования	327
Глава XX. Прогнозирование проявлений горного давления методами физического зондирования	327
§ 1. Методика прогноза деформаций кровли очистных забоев	328
§ 2. Прогнозирование осадок основной кровли	334
§ 3. Методика прогнозирования основных параметров проявлений опорного давления при проведении и поддержании штреков на границе с выработанным пространством	337
§ 4. Методы прогнозирования геологических нарушений кровли впереди очистных забоев	340
§ 5. Система сбора и переработки информации о проявлениях горного давления	348

Заключение

Список литературы